



Ana Carolina da Roza Ferreira

**ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS
ALTOS EM CONCRETO ARMADO COM
PAREDES DE CISALHAMENTO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Ana Carolina da Roza Ferreira

Estabilidade global de edifícios altos em concreto armado com paredes de cisalhamento

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre.

Orientador: Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém-PA
2025

CESSÃO DE DIREITOS

AUTORA: Ana Carolina da Roza Ferreira

TÍTULO: Estabilidade global de edifícios altos em concreto armado com paredes de cisalhamento.

GRAU: Mestre ANO: 2025

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Ana Carolina da Roza Ferreira

Travessa Vileta, 2099. Bairro do Marco.

66093-345 Belém- PA – Brasil.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)

F383e Ferreira, Ana Carolina da Roza.
Estabilidade global de edifícios altos em concreto
armado com paredes de cisalhamento / Ana Carolina da
Roza Ferreira. — 2025.
221 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de
Oliveira
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Belém, 2025.

1. Edifícios Altos. 2. Sistemas Estruturais. 3.
Estabilidade Estrutural. 4. Paredes de Cisalhamento. 5.
Concreto Armado. I. Título.

CDD 624



ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO COM PAREDES DE CISALHAMENTO

AUTORA:

ANA CAROLINA DA ROZA FERREIRA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRA EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE CONCENTRAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 13 / 03 / 2025.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Orientador (ITEPA)

Documento assinado digitalmente



JANES CLEITON ALVES DE OLIVEIRA

Data: 13/04/2025 13:05:12-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira

Membro Externo (UFG)

Documento assinado digitalmente



BERNARDO NUNES DE MORAES NETO

Data: 14/04/2025 10:37:33-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto

Membro Externo (UFPA)

Documento assinado digitalmente



ALCEBIADES NEGRAO MACEDO

Data: 15/04/2025 15:15:36-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Alcebíades Negrão Macêdo

Membro Interno (UFPA)

Documento assinado digitalmente



DENIO RAMAM CARVALHO DE OLIVEIRA

Data: 05/05/2025 12:38:51-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Visto:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

Ana Carolina da Roza Ferreira

Estabilidade global de edifícios altos em concreto armado com paredes de cisalhamento

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPA. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

"A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original."

Albert Einstein

Dedico este trabalho a Deus, que sempre me aponta os melhores caminhos e aos meus amados marido e filho, Márcio e Yuri.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar à DEUS, por todas as bênçãos recebidas, e por ter me concedido forças para continuar a percorrer meus caminhos de forma correta, sempre me apontando as melhores escolhas.

Ao meu marido e melhor amigo, Márcio, que já caminha comigo há tantos anos, por ter sido sempre um exemplo de caráter e dedicação pela Engenharia de Estruturas e pelo amor sincero de todos esses anos; sem seu incentivo e compreensão sei que jamais teria chegado até aqui. MUITO OBRIGADA!

Ao meu filho, Yuri Murilo, a quem devo minha inspiração e força, uma pessoa de grande ética desde tão cedo, que me ensina valiosas lições e incentiva o meu crescimento pessoal.

À minha querida sogra, Fátima (*in memorian*), que cuidou com todo o carinho de meu filho, Yuri, todas as vezes em que estive ausente por conta dos estudos e trabalho.

Ao meu muito estimado sogro e inesquecível professor Murilo Ferreira (*in memorian*), minha homenagem pela sua inestimável contribuição à educação em nosso estado.

Ao meu amado e tão saudoso avô, Antônio Pedro (*in memorian*).

Aos meus pais, Sheila e Edilberto por todo amor e carinho.

Ao meu orientador, Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, minha sincera e profunda gratidão. Seu apoio, orientação e confiança foram essenciais para a realização deste trabalho. Sua expertise e dedicação foram faróis que iluminaram meu caminho, e seus ensinamentos serão eternamente valorizados.

À secretária do PPGEC, Sanny Assis, sempre tão atenciosa e diligente para resolver qualquer problema.

RESUMO

Este estudo investiga a eficiência da utilização de paredes de cisalhamento (shear walls) em sistemas estruturais para edifícios altos em concreto armado, que associam pórtico tridimensional e paredes cisalhadas, focando na estabilidade global. O objetivo principal é a proposta de utilização de paredes de contraventamento até determinada altura da edificação. Foi realizada uma ampla revisão bibliográfica, bem como diversas análises computacionais visando compreender o comportamento do sistema estrutural que associa paredes cisalhadas a pórticos tridimensionais. Os estudos mostraram que é bastante favorável o emprego de paredes estruturais em edifícios acima de 20 pavimentos, porém foi diagnosticado que devido à interação dos elementos no sistema pórtico-parede, estas apresentam uma diminuição da capacidade de combate a ação dos carregamentos horizontais atuantes na estrutura com o aumento na altura do edifício. Verificou-se que, em aproximadamente 2/3 da altura dos edifícios, as paredes apresentam um ponto de inflexão em seus diagramas de interação de esforços cortantes absorvidos pela estrutura. Isso significa uma menor capacidade das paredes em absorver estes esforços provenientes de carregamentos laterais a partir desta altura da edificação, sinalizando o andar onde deve ocorrer sua interrupção construtiva, resultando assim em economia no uso de concreto, fôrmas e aço (além de diminuição da quantidade de homens-horas trabalhadas), contribuindo para uma notável diminuição na emissão de carbono incorporado ao processo construtivo da edificação. Foram realizados três estudos. O primeiro consistiu na investigação da eficiência da altura da parede estrutural e do intervalo ótimo para a realização de sua interrupção. No segundo estudo, foi realizada uma adequação estrutural em um edifício que apresentava diversas inconsistências em seus parâmetros de estabilidade, tendo sido realizadas algumas alterações no lançamento estrutural, as quais possibilitaram melhoras nos índices antes considerados inaceitáveis para a referida estrutura. No último estudo, foi realizada a otimização estrutural de um edifício que fora concebido com paredes de cisalhamento ao longo de toda sua altura. As paredes tiveram sua seção interrompida a 2/3 de sua altura, levando a uma considerável economia de materiais. Todos os estudos resultaram em maior eficiência do sistema estrutural sem comprometimentos a segurança.

Palavras-chave: Edifícios altos; Sustentabilidade; Sistemas estruturais; Estabilidade Estrutural; Shear walls; Otimização estrutural; Concreto armado.

ABSTRACT

This study investigates the efficiency of using shear walls in structural systems for high-rise reinforced concrete buildings which combine moment-resisting frames and shear walls system, focusing on global stability. The main objective is to propose the use of shear walls up to a certain height of the building. A comprehensive literature review was conducted, as well as several computational analyses aimed at understanding the behavior of the wall-frame structural system. Studies have shown that the use of structural walls in buildings above 20 stories is quite favorable, but it was diagnosed that, due to the interaction of the elements in the frame-wall system, they show a decrease in the capacity to combat the action of horizontal loads acting on the structure with the increase in building height. It was found that, at approximately 2/3 of the height of the buildings, the walls show an inflection point in their interaction diagrams of shear forces absorbed by the structure. This means a lower capacity of the walls to absorb these efforts from lateral loads from this height of the building, signaling the floor where their constructive interruption should occur, thus resulting in savings in the use of concrete, formwork, and steel (in addition to reducing the number of man-hours worked), contributing to a significant reduction in carbon emissions incorporated into the building construction process. Three studies were carried out. The first consisted of investigating the efficiency of the structural wall height and the optimal interval for carrying out its interruption. In the second study, a structural adaptation was carried out in a building that presented several inconsistencies in its stability parameters, with some changes being made in the structural design, which made it possible to improve the indices previously considered unacceptable for the said structure. In the last study, the structural optimization of a building that was designed with shear walls along its entire height was carried out. The walls had their section interrupted at 2/3 of their height, leading to a considerable saving of materials. All the studies resulted in greater efficiency of the structural system without compromising safety.

Keywords: Tall buildings; Sustainability; Structural systems; Structural stability; Shear walls; Structural optimization; Reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Altura do edifício relativa ao contexto urbano.....	6
Figura 2 – Proporção.....	6
Figura 3 – Edifícios altos, super-altos e mega-altos.	8
Figura 4 – Fotografia aéreo do edifício Manoel Pinto da Silva.	11
Figura 5 – Vista do skyline da cidade no Rio Guamá, em frente ao Mercado Ver-o-Peso.	12
Figura 6 – Vista aérea dos bairros do Reduto e Umarizal.	13
Figura 7 – Vista aérea do bairro do Marco.	13
Figura 8 – Torres Sun e Moon, que destacam-se no skyline da cidade de belém.	14
Figura 9 – Iconic, empreendimento que promete se destacar como o maior edifício da cidade, superando as emblemáticas torres Sun e Moon, localizadas ao seu lado.	15
Figura 10 – Estrutura de contenção modelada no software Abaqus.	21
Figura 11 – Estrutura em concreto modelada no software Abaqus.	21
Figura 12 – Modelagem de parte das defensas flutuantes em concreto de uma ponte no software Inventor Nastran.	22
Figura 13 – Modelagem de edifício em concreto no software Autodesk Robot.	23
Figura 14 – Procedimentos de modelagens e análise em programas.....	24
Figura 15 - Critério geométrico para distinção entre pilar e pilar-parede.....	27
Figura 16 – Visualização de pilares e paredes do núcleo, modelados no software Etabs.....	29
Figura 17 – Graus de liberdade e carregamentos aplicados ao elemento de pilar bidimensional.....	30
Figura 18 – Graus de liberdade e carregamentos aplicados ao elemento de parede bidimensional.	30
Figura 19 - Elementos contraventados e elementos de contraventamento. .	33
Figura 20 - Tipos de paredes.....	35
Figura 21 – Principais sistemas construtivos estruturais para edifícios em concreto.....	36

Figura 22 – Laje maciça com vigas – Vistas em planta e corte.	37
Figura 23 – Laje maciça com vigas – Vista tridimensional.	37
Figura 24 – Laje lisa – Vistas em planta e corte.	38
Figura 25 – Laje lisa – Vista tridimensional.	38
Figura 26 – Laje lisa com ábacos – Vistas em planta e corte.	39
Figura 27 - Laje lisa com ábacos – Vista tridimensional.	39
Figura 28 - Laje lisa com vigas-faixa – Vistas em planta e corte.	40
Figura 29 - Laje lisa com vigas-faixa – Vista tridimensional.	40
Figura 30 – Laje nervurada com vigas-faixa – Vistas em planta e corte.	40
Figura 31 - Laje nervurada com vigas-faixa – Vista tridimensional.	41
Figura 32 – Laje lisa nervurada – Vistas em planta e corte.	42
Figura 33 - Laje lisa nervurada – Vista tridimensional.	42
Figura 34 - Prêmio por altura proposto por (KHAN, 1967).	44
Figura 35 – Pórtico tridimensional.	45
Figura 36 – Subsistemas de núcleo estrutural.	49
Figura 37 – Principais subsistemas de tubo estrutural.	51
Figura 38 - Sistemas estruturais e seus respectivos intervalos de eficiência.	53
Figura 39 – (a) Deformada típica de paredes estruturais-deflexão fletida; (b) Deformada típica de pórticos planos – deflexão cisalhada; (c) Deformada típica de um sistema pórtico-paredes estruturais.	54
Figura 40 – Forças em um sistema pórtico-parede.	58
Figura 41 – Efeito da rigidez do pórtico nos esforços cortantes e momentos das shear walls.	62
Figura 42 – Planta baixa dos edifícios com sistema de pórtico espacial.	63
Figura 43 - Planta baixa dos edifícios com sistema de pórtico espacial + parede estrutural.	63
Figura 44 – Configurações adotadas para as paredes estruturais.	64
Figura 45 – Nomenclatura utilizada nas análises.	64
Figura 46 - Diagrama de momentos fletores nas paredes estruturais – Edifícios de 25 pavimentos - II.2/30 e II.2/65 – 30 e 65 MPa.	66
Figura 47 - Diagrama de momentos fletores nas paredes – Edifícios de 40 pavimentos - III.2/30 e III.2/65 – 30 e 65 MPa.	66

Figura 48 - Diagrama de momentos fletores nas paredes – Edifícios de 10	67
Figura 49 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 25 pavimentos (sem os 4 últimos pavimentos) II.2/30 – 65 MPa.	70
Figura 50 - Esforço cortante absorvido – Edifícios de 40 pavimentos (sem os 8 últimos pavimentos) III.2/30 – 65 MPa.	71
Figura 51 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 25 pavimentos - II.3/30 – 30 MPa.	72
Figura 52 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 40 pavimentos - III.3/30 – 30 MPa.	72
Figura 53 - Esforço cortante absorvido – Edifícios de 25 pavimentos (sem o último)	74
Figura 54 - Esforço cortante absorvido – Edifícios de 40 pavimentos (sem os 2 últimos).....	75
Figura 55 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 10 pavimentos	76
Figura 56 - E30P – Croqui do 1º ao 30º pavimento tipo.	93
Figura 57 - E30P –Vista em elevação (software ETABS).....	94
Figura 58 – E30P –Vista tridimensional (software ETABS).	94
Figura 59 – E30PPC – Croqui do 1º ao 30º pavimento tipo.....	95
Figura 60 – E30PPC –Vista em elevação (software ETABS).	96
Figura 61 - E30PPC –Vista tridimensional (software ETABS).	96
Figura 62 - E30PPIn – Croqui do 1º ao <i>n</i> pavimento tipo.	97
Figura 63 - E30PPIn – Croqui do <i>n</i> ao 30º pavimento tipo.	98
Figura 64 - E30PPIn –Vista em elevação (software ETABS).	98
Figura 65 - E30PPIn –Vista tridimensional (software ETABS).....	99
Figura 66 – Momentos fletores nas paredes – E30PC.	103
Figura 67 – Esforço cortante nas paredes.....	104
Figura 68 – Distribuição de esforços cortantes na estrutura.....	106
Figura 69 – Esforço cortante absorvido pelo pórtico e pelas paredes, em porcentagem.	107
Figura 70 – Análise do intervalo ótimo para a interrupção das paredes de cisalhamento.	109
Figura 71 – Deslocamentos horizontais devidos ao vento característico na direção Vx.	111

Figura 72 – Comparação entre os deslocamentos horizontais no topo das estruturas.	112
Figura 73 – Forma do pavimento tipo.	115
Figura 74 - Vista tridimensional frontal do edifício.	117
Figura 75 – Vista tridimensional posterior do edifício.	117
Figura 76 – Diálogo de definição das cargas de parede.	120
Figura 77 - Parâmetros adotados para consideração do vento.	122
Figura 78 – Modelo de análise de Grelha+Pórtico.	123
Figura 79 – Modelo integrado de análise.	124
Figura 80 – Distribuição das cargas verticais.	125
Figura 81 – Planta de cargas nas fundações.	126
Figura 82 - Gráfico de deslocamentos horizontais devidos ao vento.	128
Figura 83 - Gráfico de acelerações.	137
Figura 84 – Vista em perspectiva frontal da estrutura modelada no software Etabs.	139
Figura 85 - Vista em perspectiva posterior da estrutura modelada no software Etabs.	139
Figura 86 – Distribuição de momentos fletores no núcleo – V_x	140
Figura 87 - Distribuição de esforços cortantes no núcleo - V_x	142
Figura 88 - Distribuição de esforços cortantes na estrutura.	143
Figura 89 - Esforço cortante absorvido pelo núcleo e pelas paredes, em porcentagem.	145
Figura 90 – Diagrama de esforços cortantes no núcleo e paredes.	145
Figura 91 – Diagrama de momentos fletores no núcleo (3d e elevação).	147
Figura 92 – Momentos fletores no núcleo devidos ao vento em x	148
Figura 93 – Esforços cortantes no núcleo devidos ao vento em x	150
Figura 94 – Fôrma do pavimento tipo da edificação.	152
Figura 95 – Vista tridimensional do pavimento tipo – Modelo 2.	154
Figura 96 - Gráfico de deslocamentos horizontais devidos ao vento.	155
Figura 97 - Gráfico de acelerações.	161
Figura 98 - Vista em perspectiva frontal da estrutura modelada.	162
Figura 99 - Vista em perspectiva posterior da estrutura modelada.	162
Figura 100 - Distribuição de momentos fletores no núcleo – V_x	163

Figura 101 – Distribuição de esforços cortantes no núcleo – Vx.	164
Figura 102 - Distribuição de esforços cortantes na estrutura.	165
Figura 103 – Esforço cortante absorvido pelo núcleo e pelas paredes, em porcentagem.	166
Figura 104 – Vista tridimensional do edifício modelado no software Eberick.	172
Figura 105 – Vista tridimensional superior da estrutura modelada – Software Eberick.	173
Figura 106 – Vista em planta do pavimento de transição com a seções alteradas.....	174
Figura 107 – Legenda dos pilares.	175
Figura 108 – Mudanças nas seções das paredes.	176
Figura 109 – Pavimento tipo do Projeto Original-Vista tridimensional.	177
Figura 110 - Pavimento de transição tipo do Projeto Original-Vista tridimensional.	177

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Os 20 Edifícios Mais Altos do Mundo (Incluindo os em Construção).	9
Tabela 2 – Pavimentos do edifício.	90
Tabela 3 – Características do concreto.	91
Tabela 4 – Características do aço.	91
Tabela 5 - Parâmetros adotados para consideração do vento.	92
Tabela 6 - Forças aplicadas nos pavimentos da estrutura devido ao vento estático.	100
Tabela 7 – Deslocamentos horizontais nos modelos devidos à ação do vento em x, em mm.	110
Tabela 8 – Pavimentos da estrutura.	116
Tabela 9 - Classe de agressividade ambiental adotada.	118
Tabela 10 - Cobrimentos das armaduras	118
Tabela 11 – Características do concreto.	119
Tabela 12 – Características do aço.	119
Tabela 13 – Carregamentos previstos.	120
Tabela 14 – Propriedades das paredes.	120
Tabela 15 - Coeficientes de ponderação das ações.	121
Tabela 16 - Distribuição das cargas verticais.	124
Tabela 17 – Relatório da cargas nas fundações.	127
Tabela 18 - Verificação do deslocamento máximo da estrutura no centro de massa.	129
Tabela 19 - Deslocamento do centro de massa dos pavimentos.	130
Tabela 20 - Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos.	131
Tabela 21 - Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos.	132
Tabela 22 - Maior coeficiente Gama-Z.	134
Tabela 23 – Período e frequência da estrutura, por modo de vibração.	135
Tabela 24 – Participação modal.	136
Tabela 25 - Valores limites de aceleração de acordo com Bachmann & Hirsch (1995).	137
Tabela 26 – Verificação do conforto perante a ação do vento.	138

Tabela 27 - Momentos fletores no núcleo devidos ao vento em x.....	149
Tabela 28 - Esforços cortantes no núcleo devidos ao vento em x.....	151
Tabela 29 – Verificação do deslocamento máximo da estrutura no centro de massa.....	155
Tabela 30 - Deslocamento do centro de massa dos pavimentos.	156
Tabela 31 - Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos.	157
Tabela 32 – Maior coeficiente Gama-Z.....	158
Tabela 33 – Período e frequência da estrutura, por modo de vibração.....	159
Tabela 34 - Participação modal.	160
Tabela 35 – Comparação entre os parâmetros de estabilidade para os Modelos 1 e 2.....	167
Tabela 36 – Parâmetros de estabilidade dos projetos original e otimizado.	178
Tabela 37 – Economia de aço para os pilares.....	180
Tabela 38 - Fatores de emissão de CO ₂	181
Tabela 39 – Redução no consumo de aço e emissões de carbono.	181
Tabela 40 – Redução no consumo de concreto e emissões de carbono. ..	182
Tabela 41 – Combinações.....	194
Tabela 42 – Combinações.....	195
Tabela 43 – Combinações.....	197
Tabela 44 - Vento X+.....	198
Tabela 45 – Vento X-.....	199
Tabela 46 – Vento Y+.....	200
Tabela 47 – Vento Y-.....	201
Tabela 48 - Centro de massa, centro de rigidez e raio de giro.	202

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
NBR	REFERENTE À NORMA BRASILEIRA
ACI	AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
ASCE	AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
ELS	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO
ELU	ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO
DEC	DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE
DMF	DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR
MEF	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS
BIM	BUILDING INFORMATION MODELING
AEC	ARCHITETURA, ENGENHARIA E CONSTRUÇÃO
CAD	CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	Área da seção transversal bruta de concreto
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$A_{s'}$	Área da seção da armadura longitudinal de compressão
$A_{s,max}$	Armadura longitudinal máxima
$A_{s,min}$	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração mínima
A_{sw}	Área da seção transversal dos estribos de força cortante
$A_{st,min}$	Área da seção da armadura transversal mínima
d	Altura útil da seção transversal
d_{max}	Dimensão máxima do agregado graúdo
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_c	Resistência do concreto à compressão
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{cj}	Resistência à compressão do concreto aos “j” dias
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{ct}	Resistência do concreto à tração direta
f_{ctk}	Resistência característica à tração do concreto
f_{ctm}	Resistência média do concreto à tração direta
f_{ptk}	Resistência característica à tração do aço da armadura ativa
f_{pyd}	Resistência de escoamento do aço da armadura ativa, valor de cálculo
f_{pyk}	Resistência característica de escoamento do aço da armadura ativa
f_y	Resistência de escoamento do aço à tração
f_{yk}	Resistência característica do aço à tração
ε	Deformação específica
ε_c	Deformação específica do concreto à compressão

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$	Deformação específica por fluência entre os instantes t_0 e t
$\varepsilon_{c,lim}$	Deformação à compressão do concreto na ruptura
$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$	Deformação específica de retração entre os instantes t_0 e t
ε_s	Deformação específica do aço à tração
ε_t	Deformação de tração no concreto
$\varepsilon_{t,lim}$	Deformação de tração do concreto na ruptura
ε_{yd}	Deformação específica de cálculo do escoamento do aço
ε_{sd}	Deformação específica de cálculo do aço
ε_{yk}	Deformação específica característica de escoamento do aço
γ_c	Coeficiente de minoração da resistência do concreto
γ_f	Coeficiente de segurança
γ_s	Coeficiente de minoração da resistência do aço
σ	Tensão normal σ
σ_s	Tensão normal de tração na armadura
σ_c	Tensão normal de compressão no concreto
σ_{cd}	Tensão normal de cálculo de compressão no concreto
η	Razão; coeficiente
ω	Taxa mecânica de armadura

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	JUSTIFICATIVA.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	3
1.2.1	Objetivo geral	3
1.2.2	Objetivos específicos	3
1.3	METODOLOGIA	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	O CONCEITO DE EDIFÍCIO ALTO.....	5
2.1.1	Altura Relativa ao Contexto	5
2.1.2	Proporção	6
2.2	TECNOLOGIAS RELEVANTES PARA EDIFÍCIOS ALTOS	7
2.3	EDIFÍCIOS SUPER-ALTOS E MEGA-ALTOS	7
2.4	O CONTEXTO DE BELÉM	10
2.5	OS DESAFIOS DO PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS	16
2.6	O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	17
2.6.1	O Nascimento do Método dos Elementos Finitos (1941–1965).....	18
2.6.2	A Era de Ouro do Método dos Elementos Finitos (1966–1991).....	18
2.6.3	Aplicações Industriais Amplas e Modelagem de Materiais (1992–2017)	19
2.6.4	O Estado da Arte e o Futuro do MEF (2018-Presente).....	19
2.7	PRINCIPAIS PROGRAMAS DE MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS	20
2.7.1	Escolha do pacote de análise correto.....	20
2.7.2	Procedimentos de análise.....	23
2.7.3	Principais SOFTWARES comerciais – panorama nacional: TQS E	
	EBERICK	24
2.7.4	Building Information Modelling (BIM) e sua Contribuição ao Projeto	
	Estrutural	25
2.8	PAREDES E PAREDES DE CISALHAMENTO (SHEAR WALLS).....	26
2.8.1	INTRODUÇÃO.....	27
2.8.2	Distinção entre pilar e parede	27

2.8.2.1	<i>Modelagem</i>	28
2.8.2.2	<i>Matriz de rigidez dos elementos</i>	29
2.8.2.3	<i>Comportamento estrutural</i>	31
2.8.3	Tipos de parede	32
2.8.3.1	<i>Paredes portantes (Bearing walls)</i>	32
2.8.3.2	<i>Paredes cisalhadas (Shear walls)</i>	33
2.8.3.3	<i>Paredes de contenção</i>	34
2.8.3.4	<i>Paredes em contraforte</i>	34
2.8.3.5	<i>Painel comprimido em tabuleiro de ponte.</i>	34
2.9	SISTEMAS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM EDIFÍCIOS	35
2.9.1	Sistemas construtivos de lajes	36
2.9.2	Sistemas construtivos resistentes a carregamentos laterais	43
2.9.2.1	<i>Porticos planos ou espaciais (Moment-resisting frames)</i>	44
2.9.2.2	<i>Paredes estruturais</i>	45
2.9.2.3	<i>Porticos planos ou espaciais associados a paredes estruturais</i> 45	
2.9.2.4	<i>Sistemas de núcleos</i>	46
	Características:	46
2.9.2.4.1	Núcleo Sólido	46
2.9.2.4.2	Núcleo Vazado	46
2.9.2.4.3	Núcleo Celular	47
2.9.2.4.4	Núcleo com Paredes de Cisalhamento	47
2.9.2.4.5	Núcleo Híbrido	47
	Vantagens dos Sistemas de Núcleo	47
	Desvantagens	48
	Aplicações	48
2.9.2.5	<i>Sistemas de tubos</i>	49
	Características	50
2.9.2.5.1	Tubo em Balanço (Cantilevered Tube)	51
2.9.2.5.2	Tubo com Contraventamentos (Braced Tube)	51
2.9.2.5.3	Tubos agrupados (Bundled Tube)	52
2.9.2.5.4	Tubo dentro de tubos (Tube-in-Tube)	52
2.9.2.5.5	Tubo Híbrido (Hybrid Tube)	52

2.10	INTERVALO DE EFICIÊNCIA DE ALGUNS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE PAVIMENTOS DA EDIFICAÇÃO.....	53
2.11	EFICIÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE ESTRUTURAL EM RELAÇÃO À ALTURA TOTAL DO EDIFÍCIO.....	53
2.11.1	Interação pórtico – paredes estruturais.....	53
2.11.2	Relações entre carga distribuída, esforço cortante e momento fletor.....	56
2.11.3	Comportamento de estruturas pórtico-parede com interrupção das paredes.....	57
2.11.1	Momentos fletores nas paredes estruturais.....	65
2.11.2	Esforço cortante absorvido.....	68
2.12	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS SEGUNDO A NBR 6118:2023.....	77
2.12.1	<i>Análises linear e não linear</i>	77
2.12.1.1	<i>Análise Linear (Primeira Ordem)</i>	77
2.12.1.2	<i>Análise Não Linear (Segunda Ordem)</i>	78
2.12.2	Efeitos de segunda ordem.....	79
2.12.3	<i>Tipos de não linearidade</i>	80
2.12.4	<i>Não linearidade física</i>	80
2.12.5	<i>Não linearidade geométrica</i>	81
2.12.6	<i>Parâmetros de estabilidade de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023)</i>	83
2.12.6.1	<i>Parâmetro de instabilidade α</i>	83
2.12.6.2	<i>Coeficiente γ_Z</i>	84
2.12.7	<i>Análise global de segunda ordem – Coeficiente $P - \Delta$</i>	85
3	ANÁLISE 1 - EFICIÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE ESTRUTURAL EM RELAÇÃO À ALTURA TOTAL DO EDIFÍCIO.....	86
3.1	SISTEMA ESTRUTURAL ADOTADO PARA ESTUDO.....	88
3.2	ANÁLISES REALIZADAS.....	88
3.2.1	Pavimentos da estrutura.....	90
3.2.2	Propriedades do concreto.....	91
3.2.3	Propriedades do aço.....	91
3.2.4	Ação do vento.....	92
3.2.5	E30P.....	92
3.2.6	E30PPC.....	95

3.2.7	E30PPIn.....	97
3.3	ANÁLISE 1 – RESULTADOS DAS ANÁLISES	99
3.3.1	Forças aplicadas aos pavimentos de estrutura	100
3.3.2	Análise do nível ótimo para interrupção das paredes de cisalhamento 101	
3.3.3	Distribuição de momentos fletores	102
3.3.4	Distribuição de esforços cortantes	104
3.3.5	Deslocamentos horizontais	108
3.3.6	Discussão sobre os resultados das análises	112
4	ANÁLISE 2 – ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL E REPROJETO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL REAL.....	114
4.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	114
4.2	MODELO 1 – ANÁLISE DA ESTABILIDADE NO SOFTWARE ALTO QI EBERICK.....	118
4.2.1	Critérios para durabilidade da estrutura.....	118
4.2.2	Propriedades do concreto.....	119
4.2.3	Propriedades do aço.....	119
4.2.4	Ações de carregamentos	120
4.2.5	Ação do vento	121
4.2.6	Modelo de análise	122
4.2.7	Resultados das análises	124
4.2.7.1	<i>Distribuição das cargas verticais</i>	<i>124</i>
4.2.7.2	<i>Cargas nas fundações</i>	<i>125</i>
4.2.7.3	<i>Deslocamentos horizontais devidos à ação do vento.....</i>	<i>127</i>
4.2.7.4	<i>Verificação da estabilidade global da estrutura</i>	<i>132</i>
4.2.7.5	<i>Análise modal da estrutura.....</i>	<i>135</i>
	4.2.7.5.1 Período e frequência por modo	135
	4.2.7.5.2 Participação modal	136
	4.2.7.5.3 Verificação de conforto	136
4.3	MODELO 1 - SOFTWARE CSI ETABS	139
4.3.1	Resultados das análises	140
4.3.1.1	<i>Modelo 1 – Distribuição de momentos fletores.....</i>	<i>140</i>
4.3.1.2	<i>Modelo 1 – Distribuição de esforços cortantes.....</i>	<i>140</i>

4.4	MODELO 1 – ANÁLISE DOS ESFORÇOS NO NÚCLEO	147
4.4.1	Comparação de momentos fletores	147
4.4.2	Comparação de esforços cortantes	150
4.5	MODELO 2 - SOFTWARE ALTOQI EBERICK	152
4.5.1	Resultados das análises	155
4.5.1.1	<i>Deslocamentos horizontais devidos à ação do vento.....</i>	<i>155</i>
4.5.1.2	<i>Verificação da estabilidade global da estrutura.....</i>	<i>158</i>
4.5.1.3	<i>Análise modal da estrutura.....</i>	<i>159</i>
	4.5.1.3.1 Período e frequência por modo	159
	4.5.1.3.2 Participação modal	160
	4.5.1.3.3 Verificação de conforto	160
4.1	MODELO 2 - SOFTWARE CSI ETABS	162
4.2	MODELO 2 – DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS FLETORES	163
4.3	MODELO 2 – DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS CORTANTES	164
4.4	CONCLUSÕES DA ANÁLISE 2.....	167
5	ANÁLISE 3 – OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL NA CIDADE DE BELÉM-PA.....	169
5.1	O CONCEITO DE OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL	169
5.1.1	A importância da otimização no projeto de edifícios altos.....	170
5.2	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	171
5.3	PARÂMETROS DE ESTABILIDADE	177
5.4	ELEMENTOS OTIMIZADOS NO REPROJETO DA ESTRUTURA.....	179
5.4.1	Armadura longitudinal.....	179
5.4.2	Armadura transversal (estribos).....	179
5.4.3	Alterações nas seções transversais	179
5.5	ECONOMIA DE AÇO E REDUÇÃO NAS EMISSÕES DE CARBONO.....	180
5.6	ECONOMIA DE CONCRETO E REDUÇÃO NAS EMISSÕES DE CARBONO 182	
5.7	CONCLUSÕES DA ANÁLISE 3	183
6	CONCLUSÕES.....	186
6.1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	186
6.2	ANÁLISE 1: EFICIÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE ESTRUTURAL	186

6.3	ANÁLISE 2: ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COM INCONSISTÊNCIAS	187
6.4	ANÁLISE 3: OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL COM INTERRUÇÃO DE PAREDES DE CISALHAMENTO	187
6.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	188
6.6	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	189
6.6.1	Desenvolvimento de ferramentas computacionais.....	189
6.6.2	Análise comparativa da utilização de núcleos de contraventamento totais e parciais em diferentes sistemas construtivos horizontais	189
6.6.3	Análise de Edifícios em Zonas Sísmicas	190
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	191
7	ANEXOS.....	194
7.1	MODELO 1 - ANÁLISE NO SOFTWARE ALTO QI EBERICK	194
7.1.1	Combinações de ações	194
7.1.2	Ação do vento	198
7.1.3	Centro de massa, centro de rigidez e raio de giro	202
7.1.4	Coeficiente Gama-Z por combinação.....	203
7.2	MODELO 2 - ANÁLISE NO SOFTWARE ALTO QI EBERICK	205
7.2.1	Centro de massa, centro de rigidez e raio de giro	205
7.2.2	Coeficiente Gama-Z por combinação.....	206

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de edifícios altos constitui um desafio fundamental no âmbito da arquitetura e da engenharia. Em virtude de sua altura e exposição a forças ambientais, como vento e sismos, tais estruturas demandam sistemas estruturais robustos e meticulosamente projetados, a fim de assegurar sua segurança e durabilidade. Nesse contexto, os sistemas estruturais híbridos emergem como uma solução eficiente, proporcionando maior flexibilidade ao design arquitetônico e otimizando a distribuição de cargas, o que resulta em edificações mais seguras, eficientes e economicamente viáveis.

Dentre os componentes estruturais empregados nos sistemas híbridos, tais como pórtico-paredes, destacam-se as paredes de cisalhamento, elementos verticais responsáveis por resistir primordialmente a forças laterais, conferindo rigidez e estabilidade ao edifício. A determinação da altura ótima para a aplicação dessas paredes é um aspecto crítico, exigindo análise criteriosa para assegurar o uso racional de materiais e a eficácia do sistema estrutural.

Em síntese, a estabilidade de edifícios altos depende da integração de projetos estruturais inovadores, materiais de alto desempenho e resistência e uma análise detalhada das ações estáticas e dinâmicas, garantindo que tais estruturas suportem os desafios impostos pelo ambiente e pela concepção arquitetônica.

1.1 JUSTIFICATIVA

A crescente urbanização e a escassez de terrenos disponíveis nas grandes cidades impulsionam a verticalização da paisagem urbana. A necessidade de acomodar uma população cada vez maior em espaços cada vez menores exige que os edifícios alcancem alturas cada vez mais impressionantes. Essa tendência, aliada à busca por projetos arquitetônicos inovadores e esteticamente ousados, coloca um desafio significativo para a engenharia estrutural: garantir a segurança e a estabilidade

dessas estruturas complexas, ao mesmo tempo em que se busca a eficiência e a sustentabilidade.

A verticalização exige o desenvolvimento de sistemas estruturais cada vez mais sofisticados, capazes de resistir a cargas elevadas e às ações do vento e dos sismos. Tecnologias em materiais, como o concreto de alto e ultra alto desempenho e a utilização de sistemas estruturais adequados ao número de pavimentos da edificação permitem a criação de estruturas mais esbeltas e eficientes, mas também demandam um conhecimento técnico aprofundado por parte dos engenheiros.

Além da segurança, a eficiência no uso de materiais é uma preocupação central na engenharia estrutural contemporânea. A utilização excessiva de recursos não apenas eleva os custos da construção, mas também agrava o impacto ambiental do setor. A otimização estrutural, por meio de softwares avançados e técnicas de análise refinadas, permite minimizar o uso de materiais sem comprometer a segurança da edificação.

A sustentabilidade também se tornou um imperativo na construção de edifícios altos. A escolha de materiais de baixo impacto ambiental, a redução do consumo de energia durante a construção e a operação do edifício, e a adoção de práticas construtivas que minimizem o desperdício são aspectos fundamentais para um projeto verdadeiramente sustentável.

O engenheiro projetista estrutural desempenha um papel crucial nesse contexto. Sua expertise técnica é essencial para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas, enquanto sua visão abrangente permite integrar os princípios da sustentabilidade e da eficiência ao projeto estrutural em todas as suas etapas. A busca por soluções inovadoras, que conciliem a ousadia arquitetônica com a responsabilidade ambiental, é um desafio constante para os profissionais da área.

Em suma, a verticalização das cidades e a busca por projetos arquitetônicos cada vez mais modernos impõem à engenharia estrutural a necessidade de constante

evolução. A segurança, a eficiência e a sustentabilidade devem caminhar juntas, garantindo que os edifícios do futuro sejam não apenas esteticamente impactantes, mas também responsáveis e resilientes.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta dissertação é a verificação da contribuição eficiente de paredes de cisalhamento (*shear walls*) monoliticamente ligadas a pórticos na estabilidade, otimização e segurança de edifícios altos.

1.2.2 Objetivos específicos

Este trabalho objetiva, especificamente:

- Realizar revisão bibliográfica vasta acerca de sistemas estruturais utilizados em edifícios altos destinados a resistir aos carregamentos verticais e horizontais atuantes nestas estruturas;
- Compreender a interação entre os elementos constituintes dos sistemas estrutural pórtico-parede, bem como a eficiência da utilização das paredes estruturais (*shear walls*) ao longo da altura da edificação, objetivando a obtenção de economia racional de materiais estruturais;
- Analisar, através de estudos de casos de edifícios reais, situações nas quais as *shear walls* (paredes cisalhadas) e/ou núcleos de contraventamento foram empregadas de forma ineficiente, apontando soluções otimizadas visando a segurança estrutural e a economia.

1.3 METODOLOGIA

Primeiramente, foi elaborada uma extensa revisão bibliográfica, a fim de compreender os principais conceitos acerca do funcionamento estrutural de edifícios altos, seus sistemas construtivos e ferramentas disponíveis para modelagem computacional.

Para esta dissertação, serão realizados três estudos.

No primeiro estudo será analisado um edifício teórico com 30 pavimentos e planta simétrica, afim de se compreender o comportamento estrutural do sistema pórtico-paredes frente à ação do vento e investigar a relação entre o nível de interrupção das paredes ao longo da altura da edificação e as forças internas resultantes da interação entre os elementos do sistema híbrido pórtico-parede.

O objetivo da análise da interrupção das paredes é o de verificar a validade do comportamento já conhecido para estruturas de pórtico espacial + paredes (com ação efetiva de contraventamento até aproximadamente dois terços da altura dos edifícios) e economizar volume de concreto, armaduras, fôrmas e mão de obra.

No segundo estudo, foi analisado o caso de um edifício real, atualmente em construção, visando sua adequação estrutural, pois o mesmo, ainda que utilizando-se de shear walls (paredes cisalhadas) em forma de núcleo de contraventamento associadas a pilares-parede, o edifício apresentava diversos parâmetros de estabilidade fora dos padrões normativos. Foram criados dois modelos: o Modelo 1 consiste na estrutura tal como foi projetada originalmente; o Modelo 2 consiste na estrutura alterada, visando melhorar seu comportamento estrutural. Ambos os modelos serão analisados nos software **AltoQI Eberick** e **CSI ETABS**.

Para o terceiro estudo, também foi estudado um edifício real, cuja obra já foi finalizada e encontra-se plenamente habitado. De posse do projeto original foram realizadas análises estruturais a fim de verificar os parâmetros de estabilidade da

estrutura. Em seguida foi realizada a otimização do projeto estrutural da torre, que consistiu em realizar a interrupção das paredes de cisalhamento e substituição destas por elementos de pórtico para a obtenção de redução de todos os quantitativos de materiais estruturais.

Finalmente, serão apresentadas as conclusões acerca da utilização eficiente do sistema que associa paredes de cisalhamento ao sistema de pórtico tridimensional.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O CONCEITO DE EDIFÍCIO ALTO

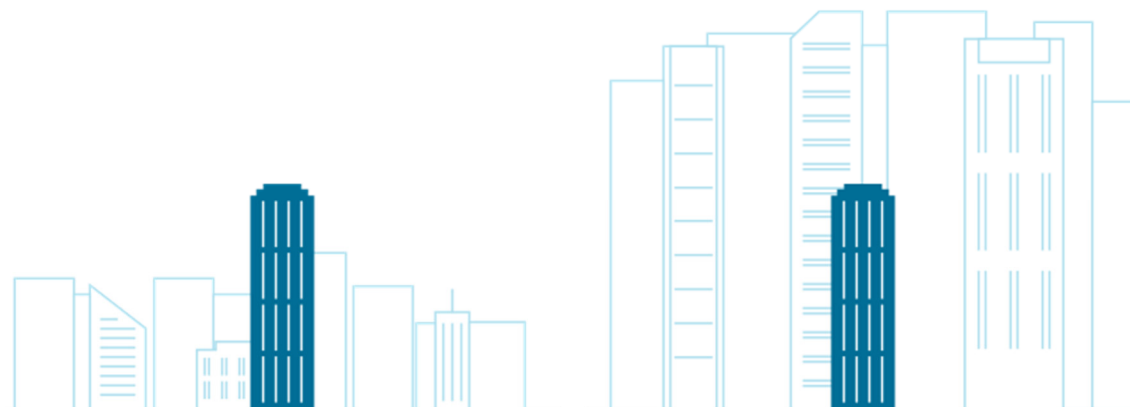
Um "edifício alto" é uma construção que se destaca significativamente em altura em relação às edificações ao seu redor. Não existe uma classificação universal ou altura específica que defina um edifício como alto, pois isso pode variar dependendo do contexto e da região. Em geral, edifícios com vários andares, que se elevam acima da maioria das construções vizinhas, são considerados altos.

Segundo o Conselho de Edifícios Altos e Habitat Urbano (CBTUH), não existe uma definição absoluta do que constitui um "edifício alto"; a definição é subjetiva e considerada com base em uma ou mais das categorias expostas a seguir.

2.1.1 Altura Relativa ao Contexto

Um aspecto importante a considerar na definição de um edifício alto é a sua relação com o entorno. A Figura 1 ilustra como a altura relativa ao contexto pode influenciar na percepção de um edifício como alto ou não. Um edifício de 14 andares pode não ser considerado alto em uma cidade com muitos arranha-céus como Chicago ou Hong Kong, mas em uma cidade mediana ou um subúrbio de uma grande cidade, ele pode ser distintamente mais alto que a norma urbana.

Figura 1 – Altura do edifício relativa ao contexto urbano.



Fonte: Tall Building Criteria – CTBUH. <https://www.ctbuh.org/resource/height>.

2.1.2 Proporção

Como se pode observar na Figura 2, a proporção de um edifício alto é definida pela relação entre sua altura e sua largura. Existem muitos edifícios que não são particularmente altos, mas são esbeltos o suficiente para dar a aparência de um edifício alto. Por outro lado, existem edifícios grandes, com uma grande área de base, que são bastante altos, mas seu tamanho/área de piso os exclui de serem classificados como um edifício alto.

Figura 2 – Proporção.



Fonte: Tall Building Criteria – CTBUH. <https://www.ctbuh.org/resource/height>.

2.2 TECNOLOGIAS RELEVANTES PARA EDIFÍCIOS ALTOS

Um edifício que contém tecnologias que podem ser atribuídas como um produto de "alto" (por exemplo, tecnologias específicas de transporte vertical ou esforços relevantes devidos ao vento atuante na estrutura).

2.3 EDIFÍCIOS SUPER-ALTOS E MEGA-ALTOS

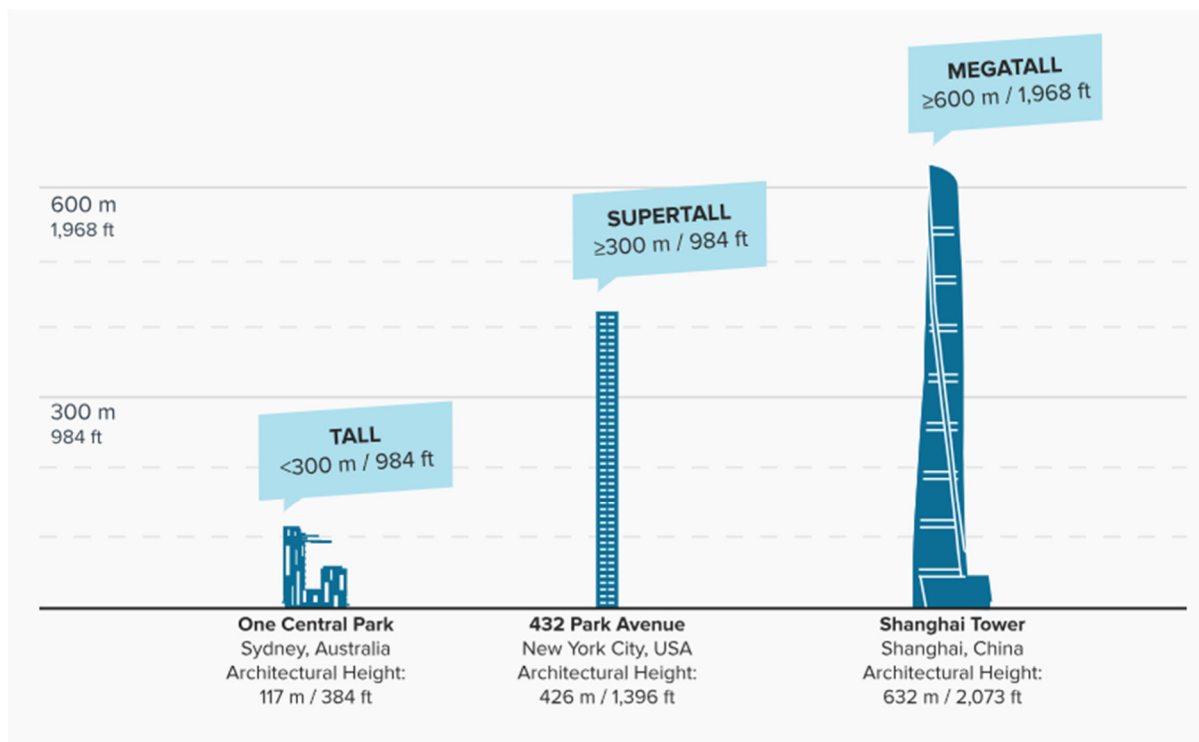
Embora o número de andares seja um indicador fraco para definir um edifício alto devido à variação da altura entre os andares em diferentes edifícios e funções (por exemplo, uso de escritório versus residencial), um edifício de 14 ou mais andares – ou mais de 50 metros (165 pés) de altura – poderia tipicamente ser usado como um limite para um "edifício alto".

Edifícios que alcançam alturas significativas são classificados em dois subgrupos adicionais: um edifício super-alto - "supertall" - é um edifício alto de 300 metros (984 pés) ou mais, e um Mega-alto - "megatall" - é um edifício alto de 600 metros (1.968 pés) ou mais.

A

Figura 3 ilustra a o critério de classificação do CTBUH para edifícios altos, super-altos e mega-altos (tall, supertall e megatall, respectivamente).

Figura 3 – Edifícios altos, super-altos e mega-altos.



Fonte: Tall Building Criteria – CTBUH. <https://www.ctbuh.org/resource/height>.

Na Tabela 1, podemos visualizar os edifícios mais altos do mundo de acordo com o CTBUH.

Tabela 1 - Os 20 Edifícios Mais Altos do Mundo (Incluindo os em Construção).

Posição	Edifício	País	Altura (m)	Andares
1	Burj Khalifa	Emirados Árabes Unidos	828	163
2	Jeddah Tower (em construção)	Arábia Saudita	1000 (previsto)	252 (previsto)
3	Merdeka 118	Malásia	678.9	118
4	Shanghai Tower	China	632	128
5	Abraj Al-Bait Clock Tower	Arábia Saudita	601	120
6	Ping An Finance Centre	China	599.1	115
7	Lotte World Tower	Coreia do Sul	554.5	123
8	One World Trade Center	Estados Unidos	541.3	104
9	Guangzhou CTF Finance Centre	China	530	111
10	Tianjin CTF Finance Centre	China	530	97
11	China Zun	China	528	108
12	Taipei 101	Taiwan	508	101
13	Shanghai World Financial Center	China	492	101
14	International Commerce Centre	China	484	108
15	Central Park Tower	Estados Unidos	472	98
16	Wuhan Greenland Center (em construção)	China	475.6 (previsto)	97

17	Lakhta Center	Rússia	462	87
18	Landmark 81	Vietnã	461.2	81
19	Changsha IFS Tower T1	China	452.1	94
20	Petronas Twin Towers 1	Malásia	451.9	88

Fonte: CTBUH. <https://www.ctbuh.org>.

2.4 O CONTEXTO DE BELÉM

A verticalização da cidade de Belém do Pará, embora não tão intensa quanto em outras grandes capitais brasileiras, vem se acentuando nas últimas décadas, impulsionada principalmente pela escassez de terrenos disponíveis em áreas centrais e pela busca por maior aproveitamento do solo urbano.

O processo de verticalização em Belém teve seu início na década de 50, com a construção do edifício Manoel Pinto da Silva, que pode ser visualizado na Figura 4.

O Edifício Manoel Pinto da Silva, à época de sua construção era muito imponente, com seus 26 andares e 108 metros de altura, no coração do bairro de Nazaré. Foi um marco testemunhal da verticalização e modernização de Belém. Inaugurado em 1952, foi por décadas o edifício mais alto da região norte do Brasil e um símbolo de progresso e ousadia arquitetônica.

Idealizado pelo empresário português Manuel Pinto da Silva. A construção do edifício representou um grande desafio para a época, tanto em termos de engenharia quanto de logística, devido à necessidade de importar materiais e equipamentos e até mão de obra de outras regiões do país.

O Edifício Manoel Pinto da Silva apresenta uma arquitetura modernista, com linhas retas e limpas, valorizando a funcionalidade e a simplicidade. A fachada, revestida em pastilhas cerâmicas, confere ao edifício um aspecto elegante e atemporal. O projeto original incluía um terraço-jardim no topo, que proporcionava uma vista panorâmica da cidade, mas que infelizmente foi descaracterizado ao longo dos anos.

O Edifício Manoel Pinto da Silva desempenhou um papel fundamental na transformação da paisagem urbana de Belém, inaugurando uma nova era de verticalização e modernidade na cidade. Além disso, o edifício se tornou um importante marco referencial e um símbolo de prestígio, abrigando ao longo dos anos escritórios, consultórios, apartamentos residenciais e estabelecimentos comerciais de alto padrão.

Mesmo com o surgimento de novos edifícios mais altos em Belém, o Manoel Pinto da Silva mantém seu valor histórico e arquitetônico, sendo um dos principais cartões-postais da cidade. O edifício passou por reformas e modernizações ao longo dos anos, preservando sua estrutura original e adaptando-se às necessidades contemporâneas.

O Edifício Manoel Pinto da Silva representa um capítulo importante na história da arquitetura e do desenvolvimento urbano de Belém, sendo um testemunho da capacidade de inovação e da busca por progresso que marcaram a cidade ao longo do século XX.

Figura 4 – Fotografia aérea do edifício Manoel Pinto da Silva.



Fonte: <http://www.skyscrapercity.com>.

O processo de verticalização de Belém tornou-se mais marcante nas décadas de 1970 e 1980, com a construção de edifícios residenciais e comerciais de médio porte, principalmente nos bairros de Nazaré, Reduto, Batista Campos e Umarizal (ver Figura 6). A partir dos anos 2000, a verticalização se intensificou e expandiu para outras áreas da cidade, como os bairros do Marco, observado na Figura 7, e Pedreira, impulsionada pelo crescimento econômico e pela valorização imobiliária.

Figura 5 – Vista do skyline da cidade no Rio Guamá, em frente ao Mercado Ver-o-Peso.



Fonte: Foto com drone / Acervo da autora.

Figura 6 – Vista aérea dos bairros do Reduto e Umarizal.



Fonte: Foto com drone / Acervo da autora.

Figura 7 – Vista aérea do bairro do Marco.



Fonte: Foto com drone / Acervo da autora.

Atualmente, as torres gêmeas Village Moon e Sun, com 40 andares e 120 metros de altura, são consideradas os edifícios mais altos da cidade. Como pode-se observar na

Figura 8, elas se destacam no horizonte da cidade e são facilmente reconhecíveis.

Figura 8 – Torres Sun e Moon, que destacam-se no skyline da cidade de Belém.



Fonte: <https://www.skyscrapercity.com>.

O edifício Iconiq, que pode ser visualizado na renderização da Figura 9, atualmente em construção, é um empreendimento que promete se destacar como o mais alto da cidade. Com 41 pavimentos e 141 metros de altura.

Figura 9 – Iconic, empreendimento que promete se destacar como o maior edifício da cidade, superando as emblemáticas torres Sun e Moon, localizadas ao seu lado.



Fonte: <https://www.skyscrapercity.com>.

A verticalização em Belém, embora traga benefícios como a otimização do uso do solo e a revitalização de áreas urbanas, também apresenta desafios, como o impacto na mobilidade urbana, na infraestrutura e na paisagem da cidade. É fundamental que o crescimento vertical seja acompanhado de um planejamento urbano eficiente, que garanta a qualidade de vida da população e a sustentabilidade do desenvolvimento da cidade.

Com o aumento da demanda por moradias e espaços comerciais, a verticalização em Belém tende a continuar crescendo nos próximos anos. Novos projetos de edifícios altos já estão em andamento, o que contribuirá para a transformação do skyline da cidade e para a consolidação de Belém como um importante polo urbano na região Norte do Brasil.

2.5 OS DESAFIOS DO PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS

Devido ao rápido desenvolvimento tecnológico na indústria da Arquitetura, Engenharia e Construção (AEC), o skyline das cidades ao redor do mundo vem se transformando radicalmente. Edifícios cada vez mais altos e complexos surgem no horizonte, impulsionados por avanços em técnicas de modelagem estrutural computacional que permitem projetar e construir estruturas antes inimagináveis.

Os engenheiros estruturais estão na linha de frente dessa revolução, enfrentando o desafio de atender às demandas cada vez mais ambiciosas de construtores e arquitetos. Além de dominar os princípios fundamentais de projeto e análise estrutural, esses profissionais precisam ter amplo conhecimento das principais técnicas de modelagem computacional, ferramentas essenciais para lidar com a complexidade crescente dos projetos.

Para a análise estrutural, o Método dos Elementos Finitos (MEF) se destaca como a principal ferramenta numérica. O MEF permite simular o comportamento de estruturas complexas sob diversas condições de carga, fornecendo informações cruciais para garantir a segurança e a estabilidade dos edifícios, mesmo os mais altos e desafiadores.

Em suma, a tecnologia está moldando o futuro da construção civil, permitindo a criação de edifícios cada vez mais impressionantes e inovadores. Os engenheiros estruturais, munidos de conhecimento técnico e ferramentas computacionais avançadas, desempenham um papel crucial nesse processo, garantindo que essas estruturas desafiadoras se elevem com segurança e imponência, transformando o skyline das cidades e redefinindo os limites da arquitetura e da engenharia.

2.6 O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma técnica poderosa e amplamente utilizada em engenharia para resolver problemas complexos de forma aproximada.

O MEF baseia-se na subdivisão de um domínio de problema em partes menores, chamadas elementos finitos. Esses elementos são conectados por pontos conhecidos como nós e cada elemento é representado por um conjunto de equações que aproximam as equações originais do problema.

A discretização, que é o processo de dividir o domínio do problema em elementos finitos, permite uma representação precisa de geometrias complexas e a inclusão de propriedades distintas em materiais diferentes.

Para aproximar a solução dentro de cada elemento são utilizadas as funções de forma. Elas são escolhidas para simplificar os cálculos e para refletir as características físicas do problema.

Após a aplicação das funções de forma, as equações locais dos elementos são combinadas em um sistema global de equações. Este sistema é então resolvido usando métodos numéricos para obter a solução aproximada do problema.

A análise dos resultados obtidos para interpretar a solução física do problema chama-se fase de pós-processamento.

O MEF é uma ferramenta essencial para engenheiros e cientistas, permitindo a análise de estruturas, fluidos, transferência de calor e outros fenômenos complexos. Sua capacidade de lidar com problemas de várias dimensões e com geometrias e materiais variados o torna indispensável em diversas áreas da engenharia e da física.

(LIU, LI, *et al.*, 2022), dividem o desenvolvimento do Método dos elementos finitos em quatro períodos:

2.6.1 O Nascimento do Método dos Elementos Finitos (1941–1965)

- **Origens:** O MEF teve suas raízes no trabalho de **Alexander Hrennikoff** (1941), que propôs a discretização de domínios usando malhas de treliça, e **Richard Courant**, que aplicou métodos variacionais a subdomínios triangulares.
- **Desenvolvimentos Iniciais:** Na década de 1950, **John Argyris**, **Ray Clough** e **M. J. Turner** desenvolveram o **Método da Rigidez Matricial**, que evoluiu para o MEF moderno.
- **Primeiras Aplicações:** O MEF foi aplicado a problemas de engenharia estrutural, como a análise de asas de aviões e barragens.
- **Consolidação:** Em 1960, **Ray Clough** cunhou o termo "Método dos Elementos Finitos", e o método começou a ser amplamente adotado na indústria e na academia.

2.6.2 A Era de Ouro do Método dos Elementos Finitos (1966–1991)

- **Avanços Teóricos:** Desenvolvimento da **teoria de aproximação** e da **condição de Babuška-Brezzi** para garantir a estabilidade de formulações mistas.
- **Dinâmica Estrutural:** Introdução de métodos de integração temporal (e.g., **Newmark**, **Houbolt**) para simular o comportamento dinâmico de estruturas.
- **Mecânica dos Fluidos:** Extensão do MEF para resolver equações de fluidos, como as de Navier-Stokes, com métodos como o **SUPG**.
- **Elementos e Malhas:** Desenvolvimento de **elementos isoparamétricos** e técnicas de **malha adaptativa**.

- **Aplicações Industriais:** O MEF foi amplamente adotado na indústria automotiva e aeroespacial para análise de colisões e design de estruturas.

2.6.3 Aplicações Industriais Amplas e Modelagem de Materiais (1992–2017)

- **Estimadores de Erro:** Introdução do **estimador de erro de Zienkiewicz-Zhu** e técnicas de **refinamento hp**.
- **Mecânica da Fratura:** Desenvolvimento do **XFEM** e da **abordagem de campo de fase** para simular propagação de trincas.
- **Modelagem Multiescala:** Uso do MEF para analisar microestruturas e acoplar escalas atômicas e contínuas.
- **Interação Fluido-Estrutura:** Aprimoramento da **formulação ALE** para problemas com fronteiras móveis.
- **Isogeometria:** Integração do MEF com ferramentas de CAD via **Análise Isogeométrica (IGA)**.
- **Aplicações Industriais:** Expansão do MEF em setores como automotivo, aeroespacial, energia e biomédico.

2.6.4 O Estado da Arte e o Futuro do MEF (2018-Presente)

- **Aprendizado de Máquina (Machine Learning):** Integração de técnicas de **aprendizado de máquina** e **redes neurais** com o MEF para acelerar simulações e prever comportamentos complexos.
- **Modelos de Ordem Reduzida:** Desenvolvimento de **modelos de ordem reduzida** (e.g., **POD**, **PGD**) para reduzir o custo computacional de simulações em larga escala.
- **Aplicações Emergentes:** Uso do MEF em **medicina preditiva**, **nanotecnologia** e **manufatura aditiva**.

- **Futuro:** O MEF continua a evoluir, com foco em **simulações multiescala, otimização topológica e integração com inteligência artificial**.

2.7 PRINCIPAIS PROGRAMAS DE MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS

2.7.1 Escolha do pacote de análise correto

Existem muitos programas de modelagem por Elementos Finitos disponíveis para a indústria da Construção, tais como ANSYS, Abaqus, ETABS e SAP2000, dentre inúmeros outros.

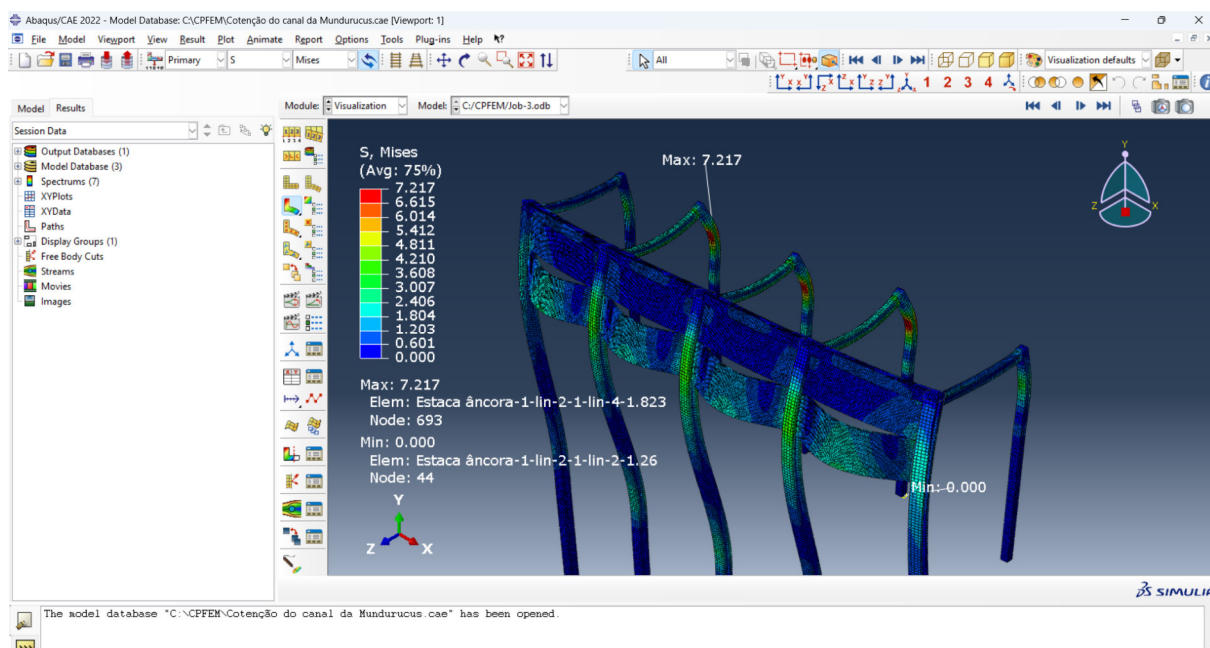
A escolha do programa de análise adequado na prática de projeto é baseada nas especificidades de cada edificação. Caberá ao projetista estrutural, baseado em sua experiência, escolher o software que poderá fornecer o modelo mais adequado para replicar a estrutura e suas condições de contorno. À medida em que a complexidade da análise estrutural aumenta; determinado software pode ser mais adequado para uma aplicação específica.

Segundo (FU, 2018) os software utilizados na prática de projeto podem ser divididos em duas principais categorias: programas de uso geral e programas destinados a projeto.

Programas de uso geral, como Abaqus e ANSYS, são adequados para análises mais avançadas, pois possuem extensas bibliotecas de materiais e solvers apropriados (como solvers implícitos e explícitos). A desvantagem desta categoria de software é que ferramentas de dimensionamento e detalhamento nem sempre são disponíveis, ou seja eles proporcionam análises estruturais poderosas, mas não disponibilizam ferramentas de dimensionamento e detalhamento prático.

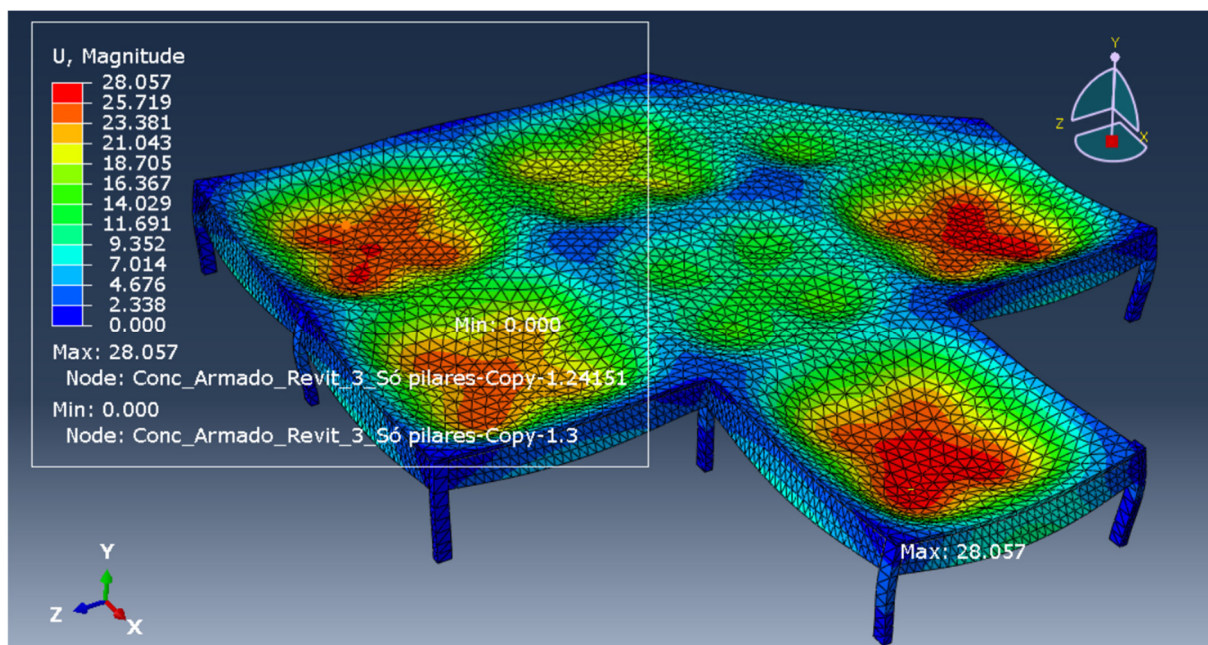
Algumas imagens de modelagens de estruturas em software de uso geral são mostradas nas Figuras 10, 11 e 12.

Figura 10 – Estrutura de contenção modelada no software Abaqus.



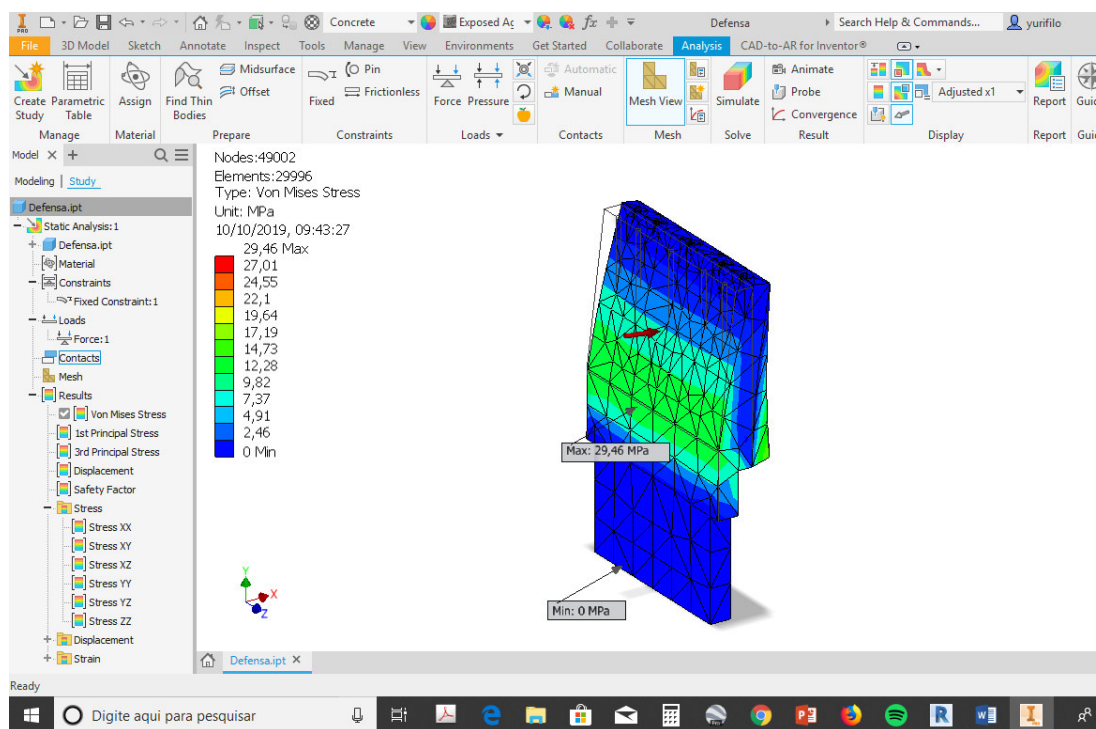
Fonte: Acervo da autora.

Figura 11 – Estrutura em concreto modelada no software Abaqus.



Fonte: Acervo da autora.

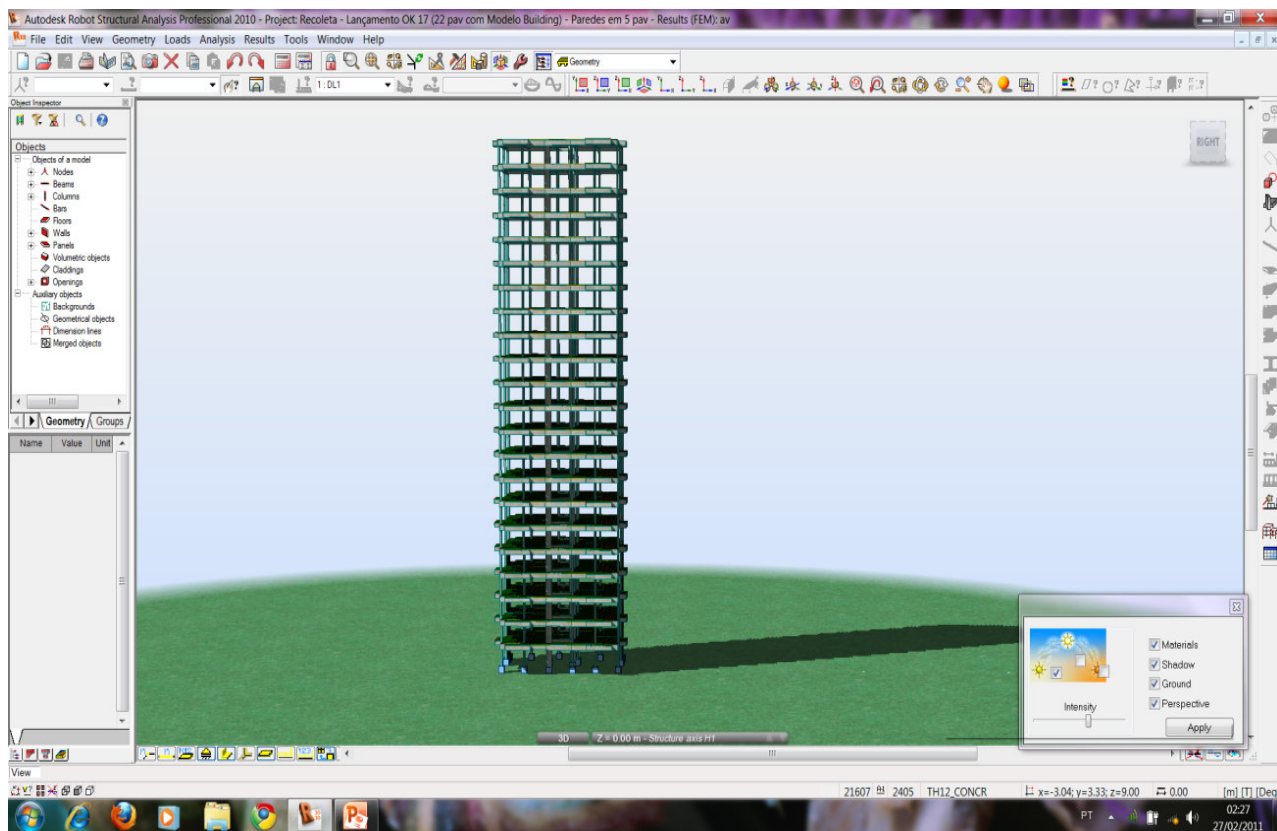
Figura 12 – Modelagem de parte das defensas flutuantes em concreto de uma ponte no software Inventor Nastran.



Fonte: Acervo da autora.

Para estruturas convencionais os programas destinados a projeto, tais como o SAP2000, o Staad Pro, o Robot Structural Analysis e o Etabs são as melhores alternativas. Geralmente, estes programas têm ferramentas voltadas para a modelagem de edificações e contam com normas e códigos de dimensionamento e otimização pré-programados. Alguns deles contam até com ferramentas de detalhamento executivo.

Figura 13 – Modelagem de edifício em concreto no software Autodesk Robot.

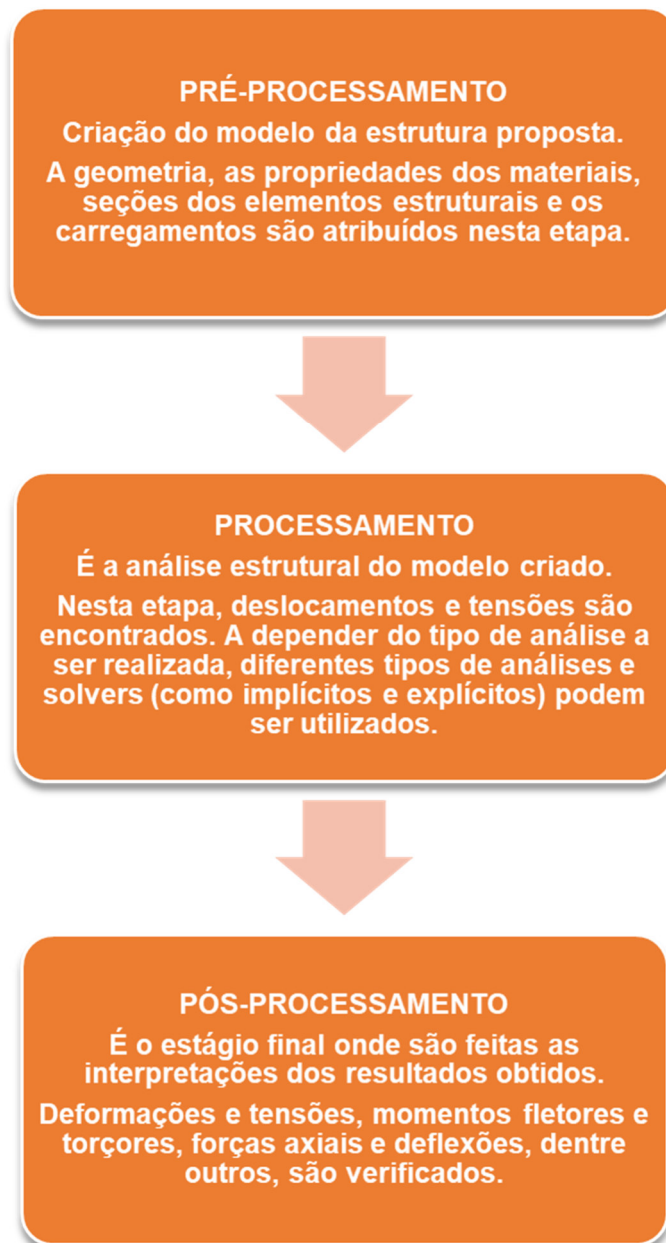


Fonte: Acervo da autora.

2.7.2 Procedimentos de análise

Todos os programas, tanto os de uso geral como os destinados a projeto seguem os mesmos princípios de operação, que podem ser resumidos no quadro a seguir:

Figura 14 – Procedimentos de modelagens e análise em programas.



Fonte: A autora.

2.7.3 Principais SOFTWARES comerciais – panorama nacional: TQS E EBERICK

TQS e Eberick são dois dos softwares mais populares e consolidados no mercado brasileiro para o desenvolvimento de projetos estruturais para estruturas moldadas in loco ou pré-moldadas, em sistemas construtivos de aço, concreto armado e protendido e alvenaria estrutural. Ambos oferecem recursos abrangentes para cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas, atendendo às normas técnicas brasileiras vigentes.

Ambos os softwares são amplamente utilizados e possuem versões gratuitas disponíveis para estudantes. A escolha entre eles geralmente depende das necessidades específicas do projeto, preferências do engenheiro estrutural, custo, facilidade de uso e suporte oferecido. Eles são reconhecidos por sua capacidade de garantir precisão, segurança e conformidade com as normas da construção civil, sendo ferramentas valiosas para a otimização de processos e a elevação da produtividade em projetos estruturais.

Independentemente da escolha, o domínio completo de um software de projeto estrutural comercial aliado a um ou mais programas de análise através do Método dos elementos Finitos é fundamental para o engenheiro estrutural, permitindo a criação de projetos mais eficientes, seguros e sustentáveis.

2.7.4 Building Information Modelling (BIM) e sua Contribuição ao Projeto Estrutural

O Building Information Modelling (BIM), ou Modelagem da Informação da Construção, representa uma revolução na forma como os projetos de engenharia e arquitetura são concebidos, desenvolvidos e gerenciados. Indo além da simples representação gráfica em 3D, o BIM integra informações detalhadas sobre cada componente da edificação, criando um modelo virtual rico em dados que acompanha o projeto desde a concepção até a operação e manutenção (pós obra).

No âmbito do projeto estrutural, o BIM oferece uma série de benefícios que otimizam o processo, aumentam a eficiência e reduzem os riscos. A visualização tridimensional da estrutura permite uma melhor compreensão do projeto, facilitando a

identificação de interferências e a resolução de conflitos entre diferentes disciplinas. A integração com softwares de análise estrutural possibilita a verificação da estabilidade e da segurança da estrutura em tempo real, permitindo ajustes e otimizações ainda na fase de projeto.

A capacidade de gerar quantitativos precisos de materiais e a estimativa de custos a partir do modelo BIM contribui para um melhor planejamento e controle orçamentário da obra. Além disso, a simulação da construção em 4D (tempo) permite visualizar o cronograma da obra, identificar potenciais gargalos e otimizar o sequenciamento das atividades, resultando em maior produtividade e redução de prazos.

A colaboração entre os diferentes profissionais envolvidos no projeto é significativamente aprimorada com o BIM. A plataforma centralizada de informações permite o acesso e a atualização dos dados em tempo real, evitando retrabalhos e garantindo a consistência do projeto. A comunicação entre as equipes se torna mais fluida, facilitando a tomada de decisões e a resolução de problemas de forma mais ágil e eficiente.

A sustentabilidade também é beneficiada pelo uso do BIM no projeto estrutural. A análise do desempenho energético da edificação e a simulação de diferentes cenários de uso permitem otimizar o projeto em termos de eficiência energética e conforto ambiental. A utilização de materiais de baixo impacto ambiental e a redução do desperdício de materiais também são facilitadas pela modelagem BIM.

Em suma, o BIM representa um avanço significativo no projeto estrutural, proporcionando maior precisão, eficiência, colaboração e sustentabilidade. A adoção dessa tecnologia se torna cada vez mais essencial para que os profissionais da área se mantenham competitivos e atualizados diante das práticas de projeto e construção modernas.

2.8 PAREDES E PAREDES DE CISALHAMENTO (SHEAR WALLS)

2.8.1 INTRODUÇÃO

O (ACI 318-2019), em sua seção 2.3 define paredes da seguinte forma:

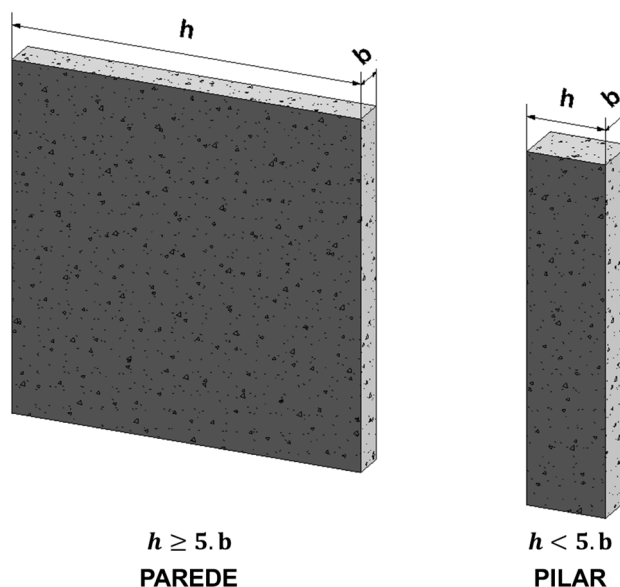
“Parede – um elemento vertical, projetado para suportar carga axial, carga lateral ou ambos, usado para delimitar ou separar espaços”.

A seção 2.3 também define o termo parede estrutural: “Parede designada a resistir combinações de esforços cortantes, momentos e forças axiais no plano da parede. Uma parede de cisalhamento é uma parede estrutural.”

2.8.2 Distinção entre pilar e parede

Tanto (FUSCO, 1981), quanto a NBR 6118 (ABNT, 2023) em seus itens 18.4.1 e 18.5 diferem pilares de pilares-parede baseados no critério geométrico ilustrado na Figura 15.

Figura 15 - Critério geométrico para distinção entre pilar e pilar-parede.



Fonte: A autora.

Embora paredes e pilares sejam elementos estruturais verticais, estes elementos desempenham funções distintas no comportamento da estrutura, o que se reflete em abordagens de modelagem e análise diferentes.

2.8.2.1 *Modelagem*

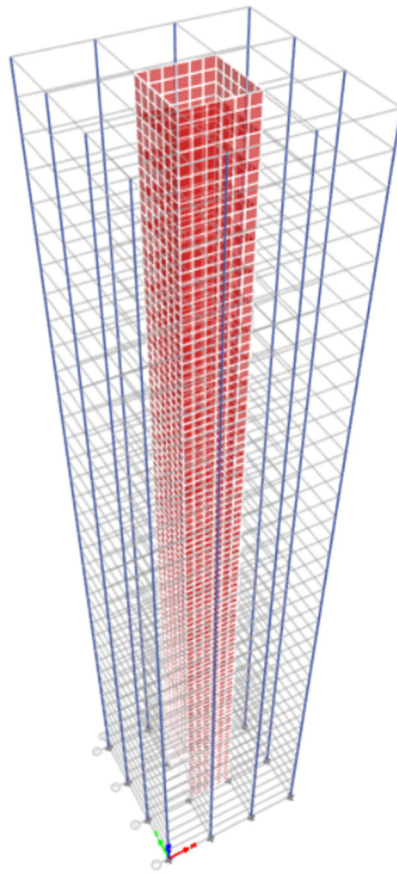
Os Pilares são modelados como elementos de barra unidimensionais (1D), onde a geometria é representada por uma linha ao longo do eixo longitudinal. Essa simplificação é adequada para elementos que resistem principalmente a cargas axiais. A discretização é feita ao longo do eixo longitudinal, com nós nos pontos de conexão com outros elementos.

As paredes são modeladas como elementos de placa bidimensionais (2D), representados por uma superfície no espaço. A espessura da placa é considerada, mas a modelagem é feita em duas dimensões, com a espessura sendo uma propriedade do elemento. Essa abordagem é necessária para capturar o comportamento de elementos que resistem a cargas laterais.

A malha de Elementos Finitos é mais complexa, com elementos bidimensionais cobrindo toda a superfície da parede. A discretização é feita em duas direções, com nós distribuídos ao longo da superfície da placa.

Na Figura 16 é possível observar a diferença na modelagem por elementos finitos dos pilares (barras em azul) e das paredes do núcleo central (placas com malha bidirecional em vermelho), para um edifício de trinta pavimentos, no software CSI Etabs.

Figura 16 – Visualização de pilares e paredes do núcleo, modelados no software Etabs.



Fonte: Acervo da autora.

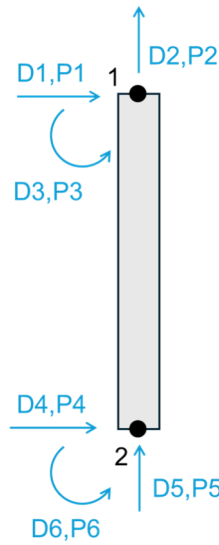
2.8.2.2 *Matriz de rigidez dos elementos*

A matriz de rigidez para pilares é geralmente uma matriz de ordem 6×6 ou 12×12 , dependendo do tipo de elemento de barra utilizado (por exemplo, elemento de barra bidimensionais - 2D ou tridimensionais - 3D).

A matriz de rigidez K para um pilar bidimensional, representado na Figura 17 é uma matriz 6×6 (para 2 nós com 3 graus de liberdade cada), composta por termos de **rigidez axial** e **rigidez à flexão**. A formulação é relativamente simples e eficiente computacionalmente. A matriz é montada da seguinte forma:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 2.1}$$

Figura 17 – Graus de liberdade e carregamentos aplicados ao elemento de pilar bidimensional.

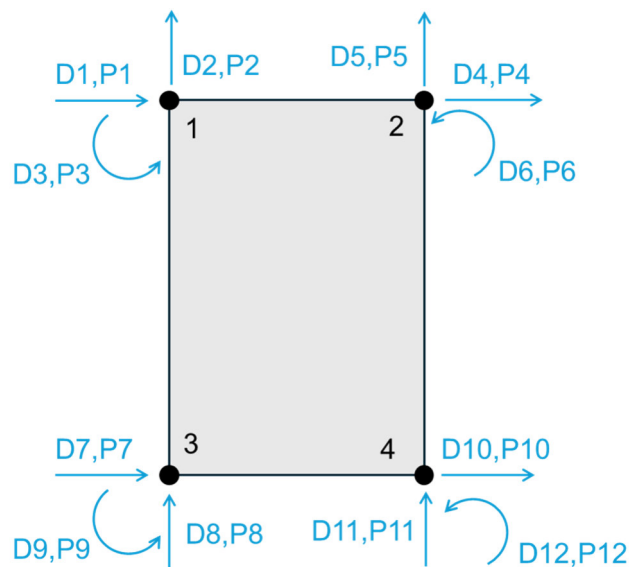


Fonte: A autora.

Para paredes, a matriz de rigidez é geralmente maior, dependendo do tipo de elemento de placa utilizado. Para um elemento de parede 2D representado na Figura 18, a matriz de rigidez K é uma matriz 12×12 , (para 4 nós com 3 graus de liberdade cada), composta por termos de **rigidez de membrana** e **rigidez à flexão**. A formulação é mais complexa, exigindo maior esforço computacional. A matriz é montada da seguinte forma:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \cdots & k_{1,12} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \cdots & k_{2,12} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & \cdots & k_{3,12} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{12,1} & k_{12,2} & k_{12,3} & \cdots & k_{12,12} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 2.2}$$

Figura 18 – Graus de liberdade e carregamentos aplicados ao elemento de parede bidimensional.



Fonte: A autora.

2.8.2.3 Comportamento estrutural

A resistência primária de pilares é a cargas **axiais** (compressão e tração) e **flexão**.

As paredes são projetadas para resistir a cargas laterais (cortantes) e flexão no plano. Elas proporcionam estabilidade lateral significativa, especialmente em edifícios altos, resistindo a esforços de cisalhamento e momentos fletores resultantes de cargas horizontais (vento e sismos).

No Quadro 1 é possível observar as principais diferenças na modelagem computacional de pilares (elementos de barras) e paredes (elementos de placas) através do método dos elementos finitos.

Quadro 1 – Principais diferenças na modelagem computacional de pilares e paredes.

Aspecto	Pilares	Paredes
Tipo de Elemento	Elementos de Barra - Elemento unidimensional (1D).	Elementos de Placa - Elemento bidimensional (2D).

Geometria	Representado por uma linha reta ou curva ao longo do eixo longitudinal.	Representado por uma superfície no espaço (placa).
Comportamento Estrutural	Resistência primária à compressão, tração e flexão.	Resistência primária a cargas laterais (vento e sismo) e flexão no plano.
Graus de Liberdade (GDL) (elemento 2D)	3 GDL por nó	3 GDL por nó
Matriz de Rigidez simplificada (elemento 2D)	Matriz 6×6 (2 nós com 3 GDL cada).	Matriz 12×12 (4 nós com 3 GDL cada).
Termos da Matriz	Termos de rigidez axial e à flexão.	Termos de rigidez de membrana e à flexão.
Interação com Outros Elementos	Conexões rígidas ou articuladas com lajes e vigas.	Conexões complexas com lajes e outros elementos, exigindo modelagem cuidadosa.
Complexidade Computacional	Menor complexidade e esforço computacional devido ao menor número de graus de liberdade.	Maior complexidade e esforço computacional devido ao maior número de graus de liberdade e elementos.

2.8.3 Tipos de parede

(WIGHT & MACGREGOR, 2011), classificam as paredes estruturais em cinco tipos, (ver Figura 20), sendo eles:

2.8.3.1 Paredes portantes (*Bearing walls*)

Paredes que são contraventadas pelo restante da estrutura que resistem, primariamente, a carregamentos verticais atuantes em seu plano que atuam para baixo no topo da parede.

2.8.3.2 *Paredes cisalhadas (Shear walls)*

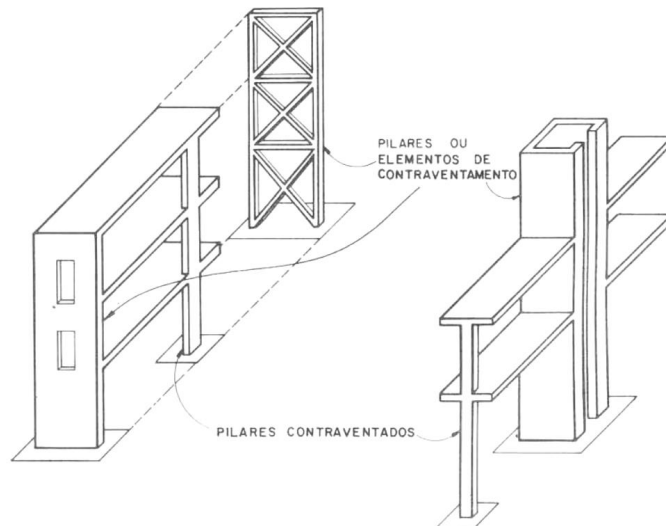
São paredes destinadas a receber, primariamente, carregamentos laterais oriundos das ações de vento ou sismos. Estas paredes geralmente oferecem contraventamento lateral ao restante da estrutura.

A NBR 6118 (ABNT, 2023), p. 103, item 15.4.3 trata sobre os elementos contraventados e de contraventamento (ver Figura 19):

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

Os elementos que não participam da subestrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados.

Figura 19 - Elementos contraventados e elementos de contraventamento.



Fonte: (FUSCO, 1981).

2.8.3.3 *Paredes de contenção*

Parede engastada na base que recebe carregamentos normais ao seu plano.

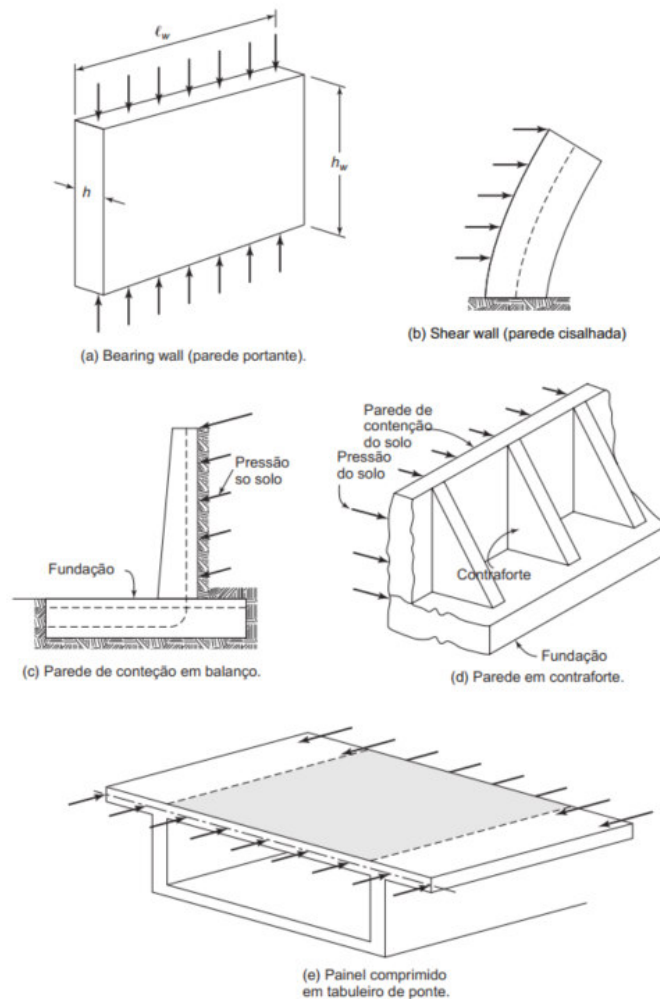
2.8.3.4 *Paredes em contraforte*

Parede engastada na base, com contrafortes de enrijecimento.

2.8.3.5 *Painel comprimido em tabuleiro de ponte.*

Embora não sejam paredes propriamente ditas, as placas que resistem à compressão no plano, como as mesas de compressão ou os tabuleiros de pontes em viga caixão, exibem algumas características das paredes estruturais.

Figura 20 - Tipos de paredes.



Fonte: (WIGHT & MACGREGOR, 2011). Tradução da autora.

2.9 SISTEMAS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM EDIFÍCIOS

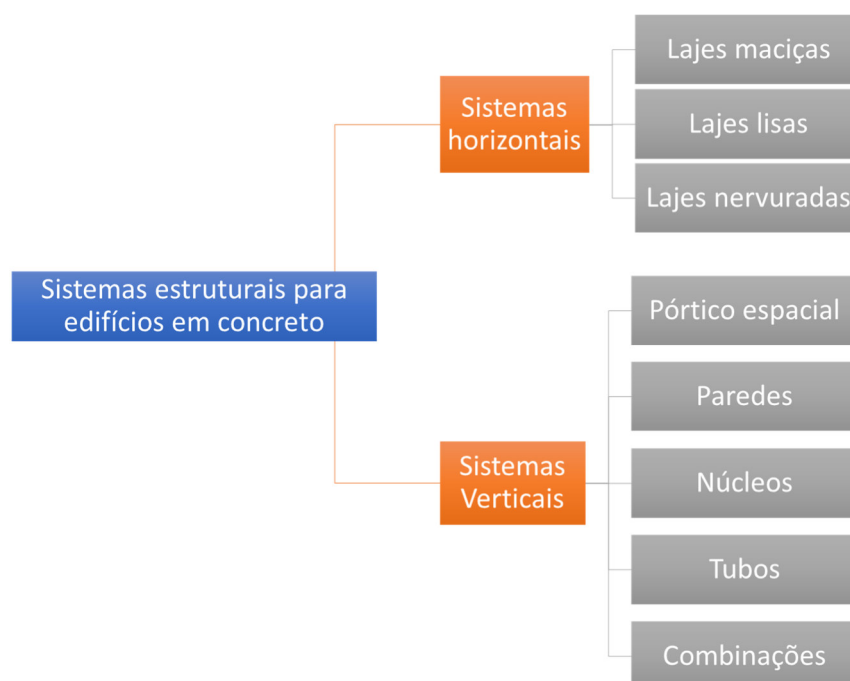
Segundo o ACI 442R-88(92) e ACI MNL-17(21), o propósito do sistema estrutural é transferir todos os carregamentos atuantes no edifício, de forma segura, até as fundações. O sistema estrutural pode consistir de um ou mais elementos básicos (submontagens).

O sistema estrutural do edifício é formado por pavimentos horizontais e conjuntos de elementos verticais que desempenham a dupla função de resistir aos carregamentos gravitacionais e laterais atuantes.

Por sistemas horizontais, entende-se o tipo de sistema construtivo de lajes dos pavimentos, que recebem primariamente os carregamentos verticais; os elementos verticais são os responsáveis por receber, primariamente, os carregamentos laterais oriundos de vento e sismo.

É possível visualizar os principais sistemas no fluxograma da Figura 21.

Figura 21 – Principais sistemas construtivos estruturais para edifícios em concreto.

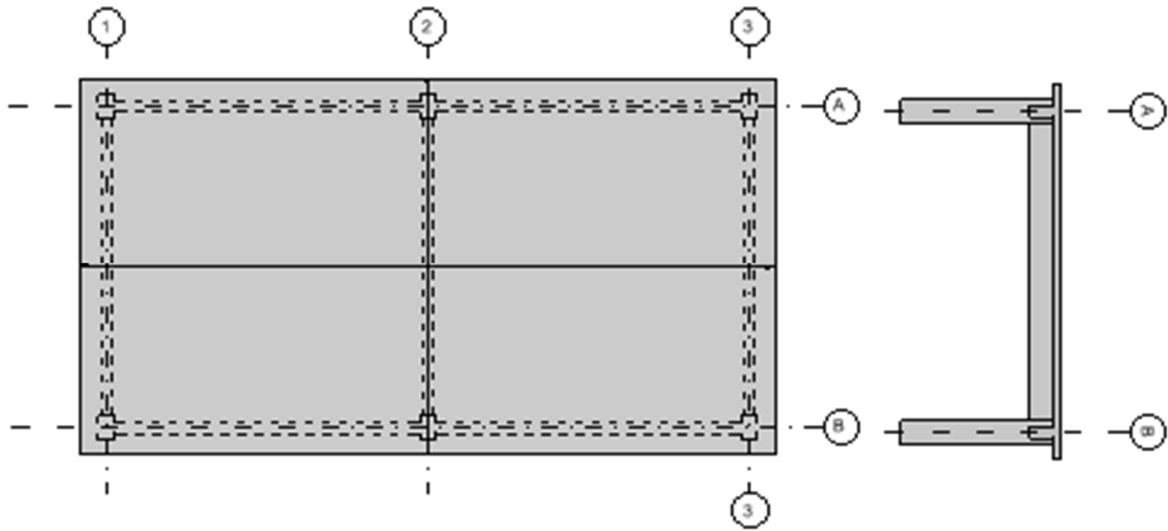


Fonte: Acervo da autora.

2.9.1 Sistemas construtivos de lajes

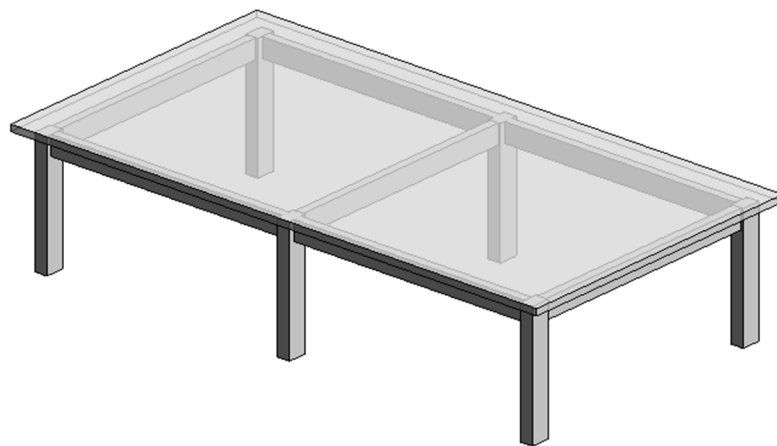
Os sistemas construtivos de lajes para estruturas em concreto mais utilizados no Brasil são os de lajes maciça, laje lisa e lajes nervuradas. A estes sistemas podem ser adicionados elementos estruturais como ábacos e vigas-faixa, dando origem a outros sistemas. Estes podem ser visualizados nas figuras 22 a 33.

Figura 22 – Laje maciça com vigas – Vistas em planta e corte.



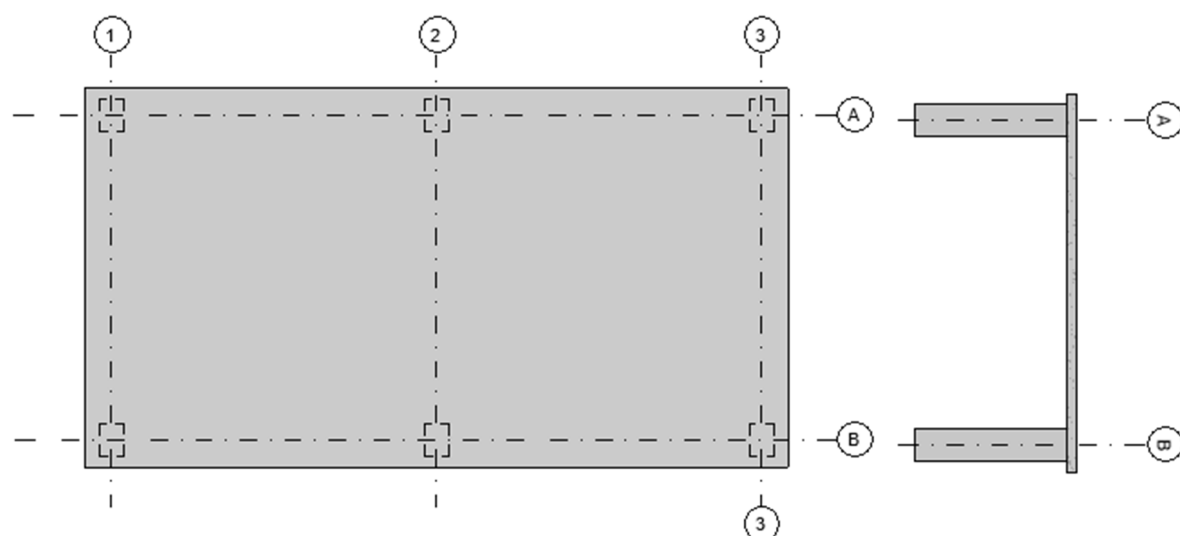
Fonte: Acervo da autora.

Figura 23 – Laje maciça com vigas – Vista tridimensional.



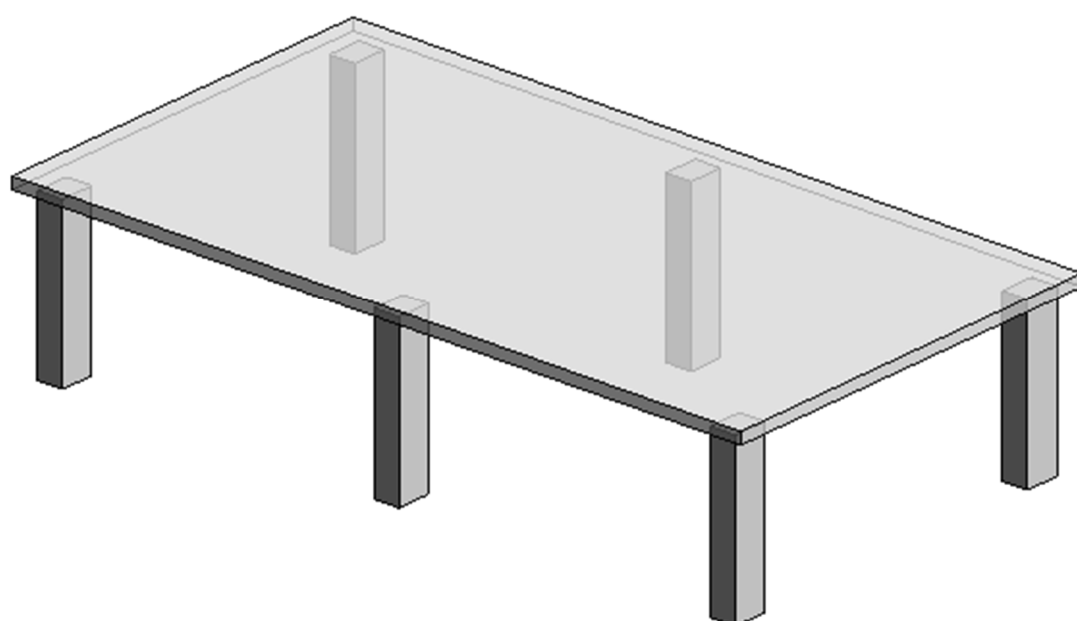
Fonte: Acervo da autora.

Figura 24 – Laje lisa – Vistas em planta e corte.



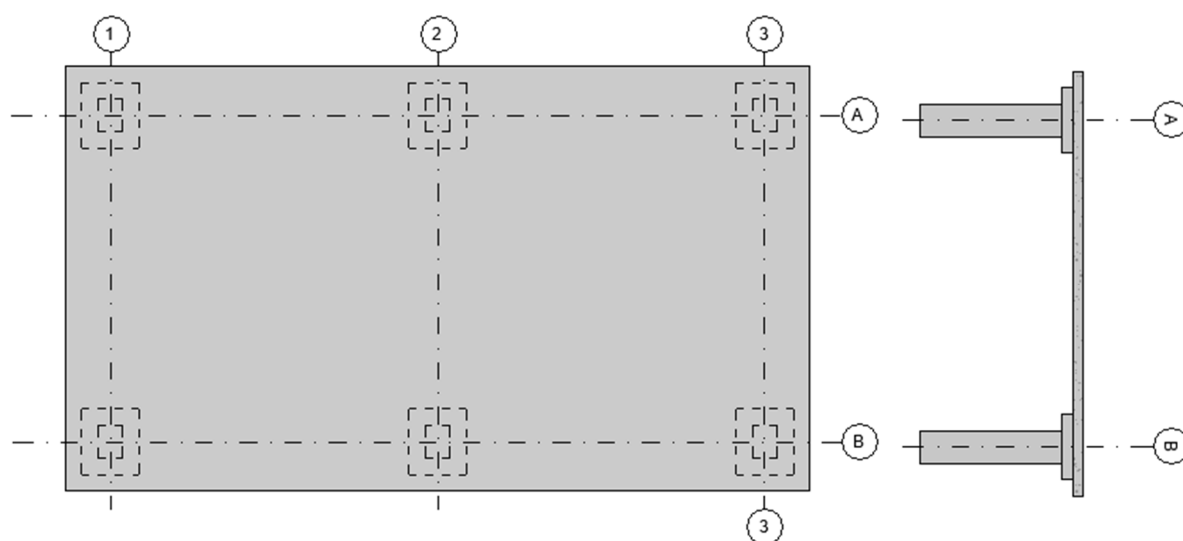
Fonte: Acervo da autora.

Figura 25 – Laje lisa – Vista tridimensional.



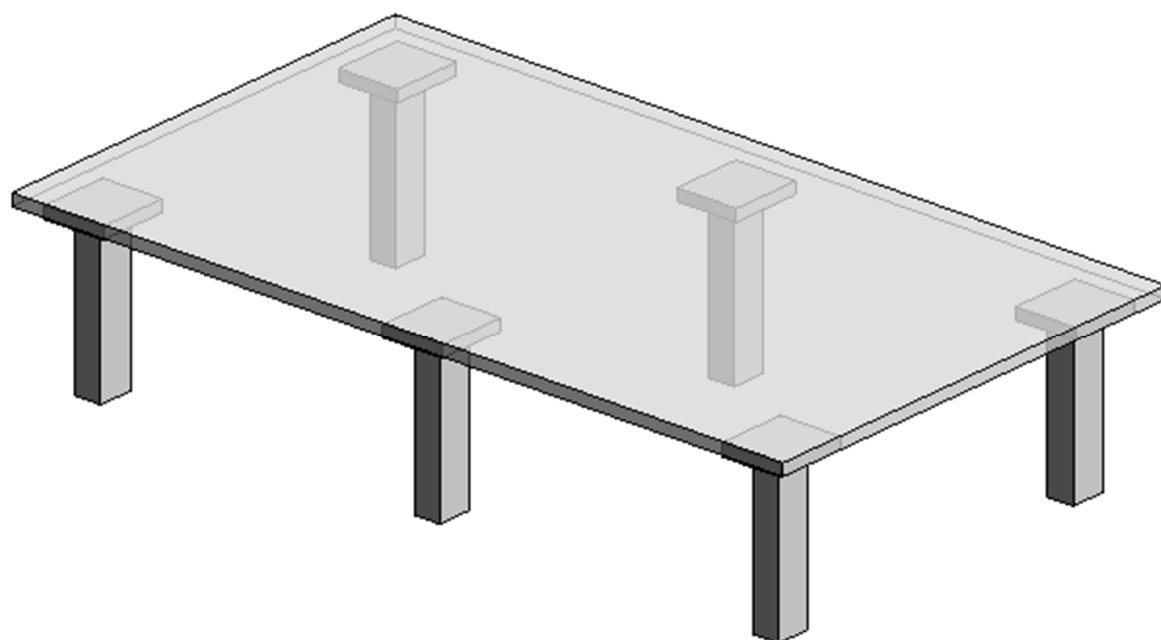
Fonte: Acervo da autora.

Figura 26 – Laje lisa com ábacos – Vistas em planta e corte.



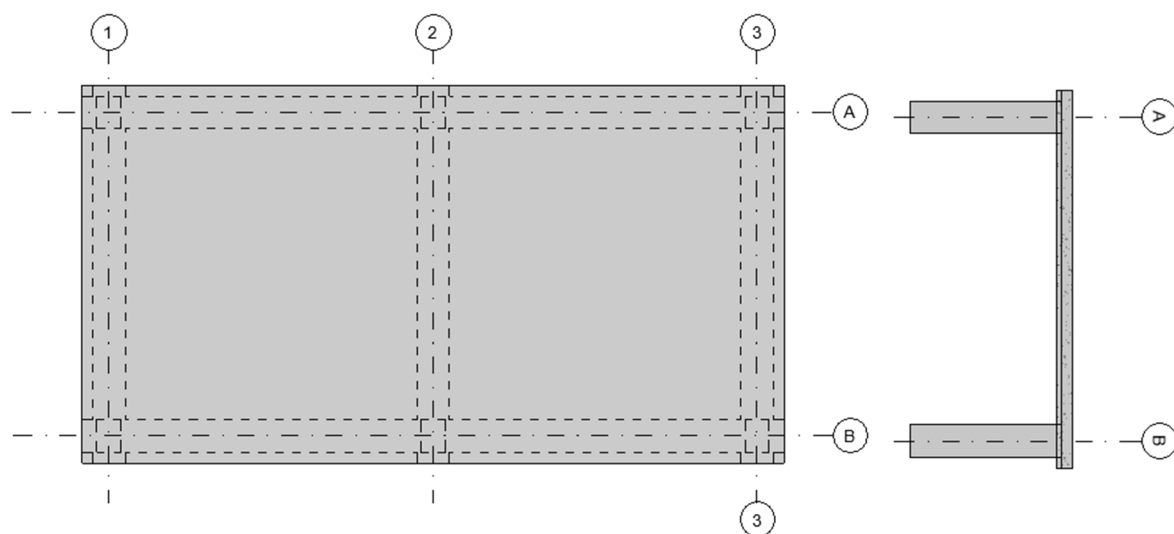
Fonte: Acervo da autora.

Figura 27 - Laje lisa com ábacos – Vista tridimensional.



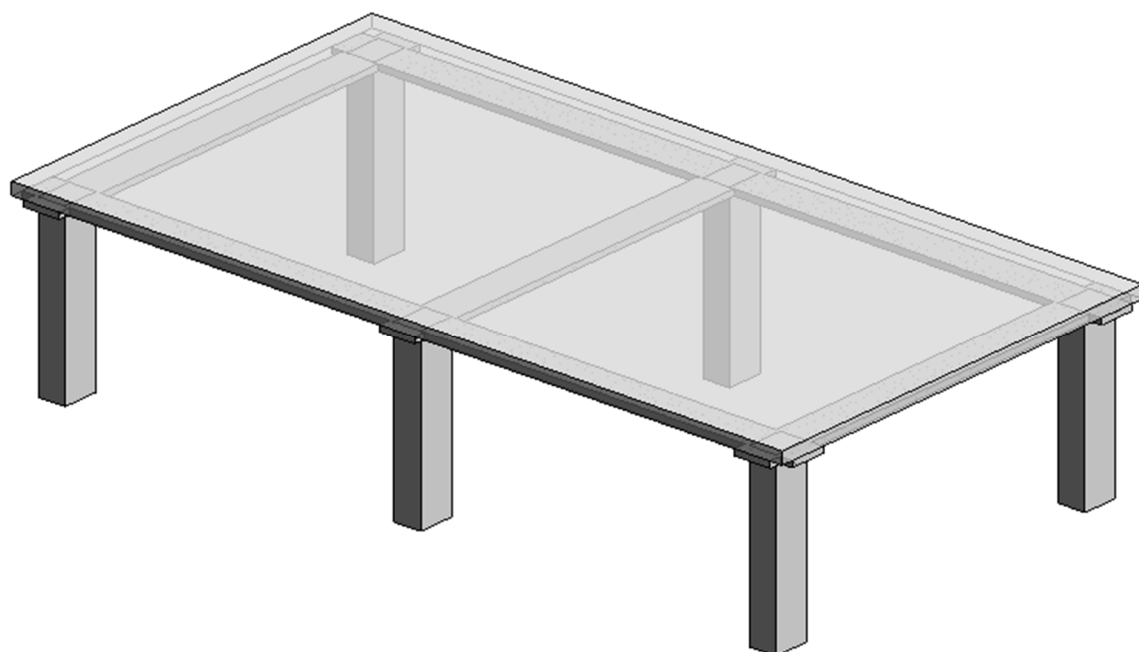
Fonte: Acervo da autora.

Figura 28 - Laje lisa com vigas-faixa – Vistas em planta e corte.



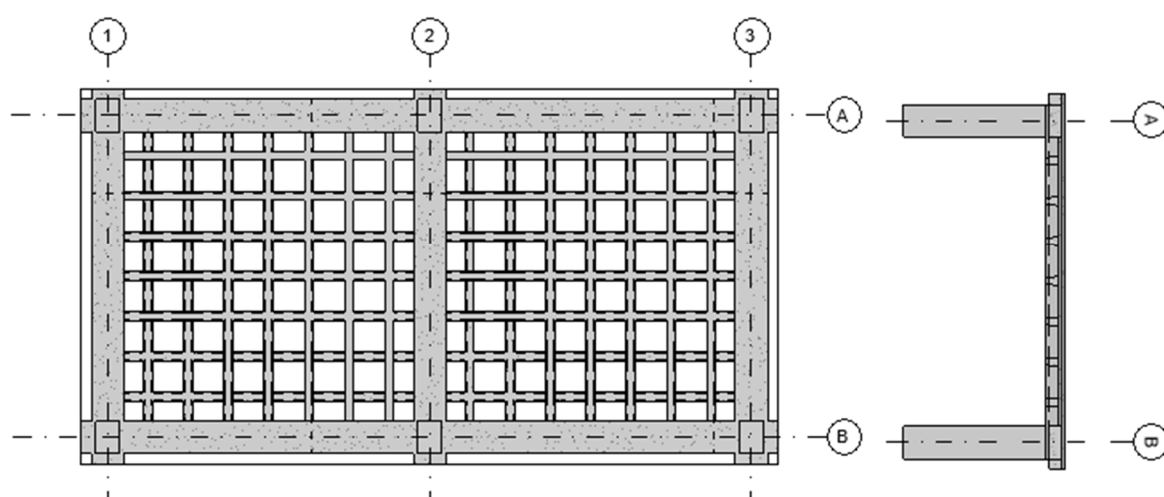
Fonte: Acervo da autora.

Figura 29 - Laje lisa com vigas-faixa – Vista tridimensional.



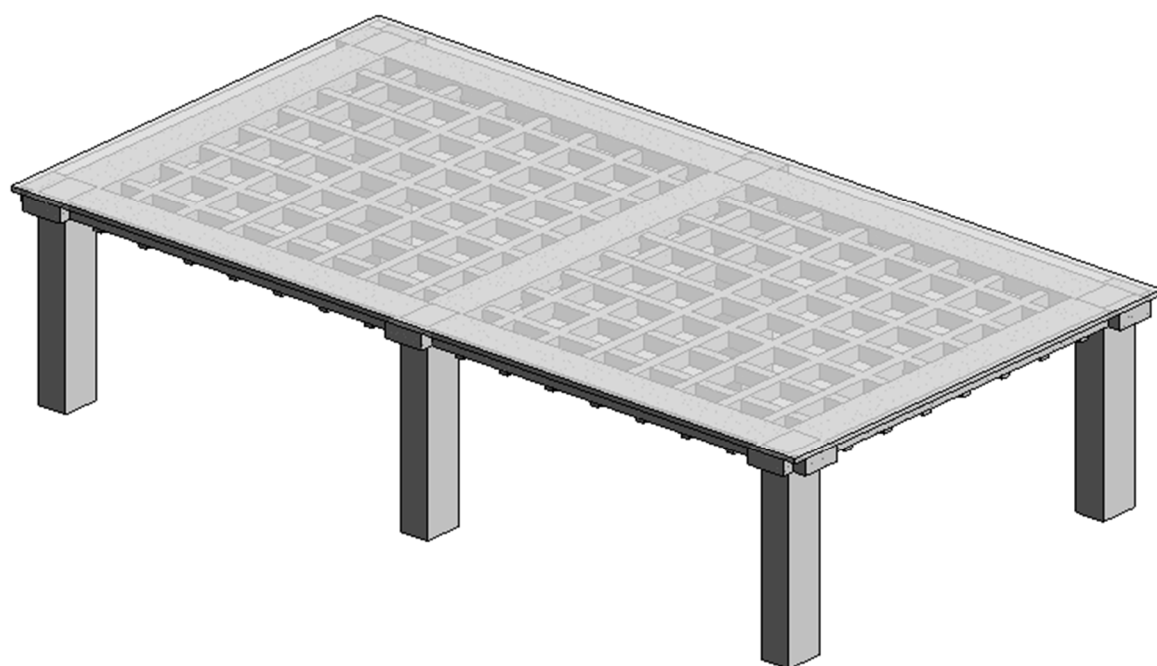
Fonte: Acervo da autora.

Figura 30 – Laje nervurada com vigas-faixa – Vistas em planta e corte.



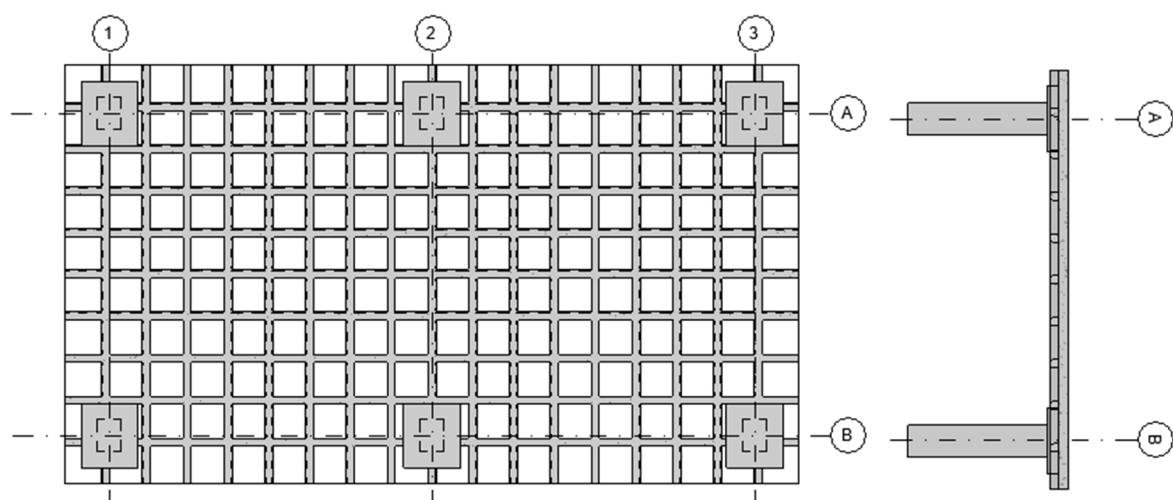
Fonte: Acervo da autora.

Figura 31 - Laje nervurada com vigas-faixa – Vista tridimensional.



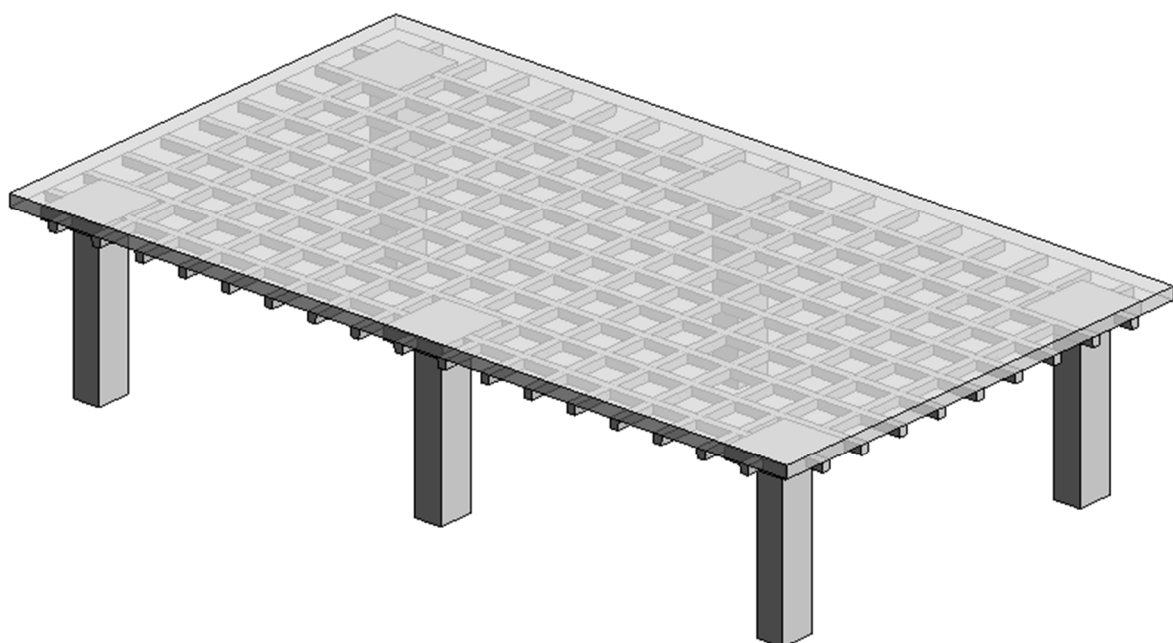
Fonte: Acervo da autora.

Figura 32 – Laje lisa nervurada – Vistas em planta e corte.



Fonte: Acervo da autora.

Figura 33 - Laje lisa nervurada – Vista tridimensional.



Fonte: Acervo da autora.

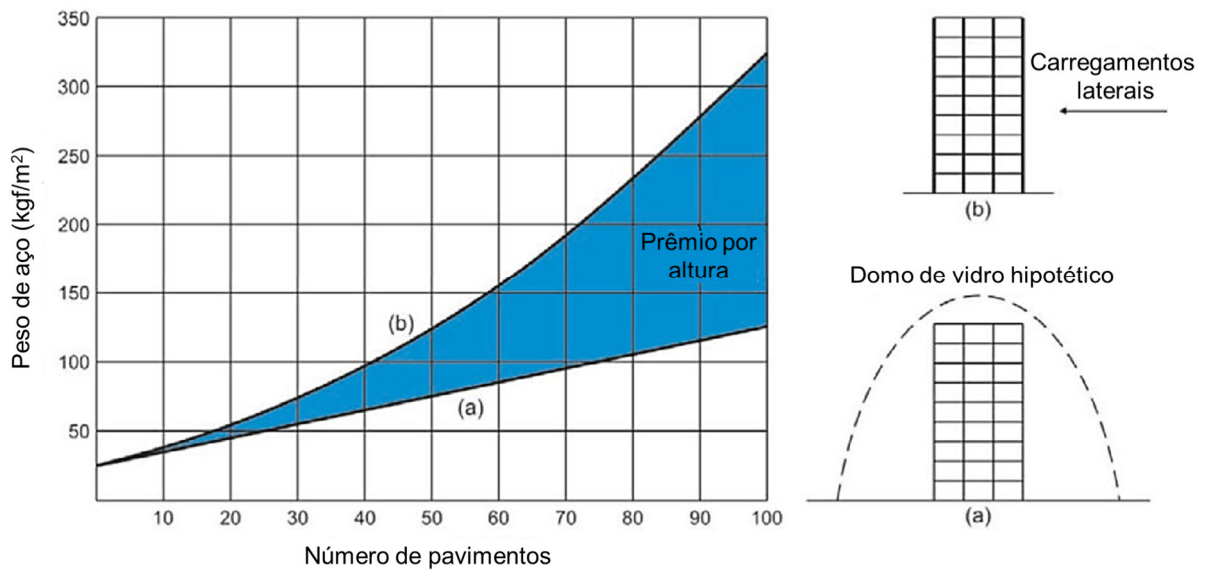
2.9.2 Sistemas construtivos resistentes a carregamentos laterais

À medida que uma estrutura se torna mais alta e esbelta, a importância das ações horizontais (vento) se torna mais significativa no comportamento estrutural e na estabilidade global da edificação, tornando imperativa a adoção de um sistema estrutural suficientemente rígido e ainda assim otimizado.

Na década de sessenta, (KHAN, 1967) afirmou que o projeto de edifícios altos pode ser dividido em duas fases distintas. A primeira fase consiste no projeto do edifício considerando-se apenas os carregamentos verticais, sem que se leve em conta os efeitos devidos aos carregamentos laterais. Como as cargas gravitacionais não podem ser reduzidas ou dissipadas por qualquer manipulação estrutural, o projeto da primeira fase define o limite inferior das proporções gerais e da quantidade total de material por área. Como é possível observar na Figura 34, um domo de vidro hipotético pode ser utilizado para ilustrar o isolamento do edifício dos carregamentos laterais. Nesta etapa, o consumo de aço para os elementos estruturais, cresce de forma aproximadamente proporcional à altura do edifício.

Já na segunda fase, é possível observar que, para edifícios acima de 10 pavimentos, a quantidade de material estrutural adicional requerido para resistir aos carregamentos devidos ao vento, cresce não-linearmente com a altura, implicando no fato de que a escolha do sistema estrutural é crítica para os custos da edificação, podendo inclusive, tornar inviável o empreendimento. Esta diferença de consumo de aço que aparece em azul no gráfico da Figura 34 foi denominada de prêmio por altura por (KHAN, 1967) e, em seu trabalho, o autor declara que o grande desafio do engenheiro estrutural é refinar ou encontrar e desenvolver sistemas que reduzam ao máximo o prêmio por altura.

Figura 34 - Prêmio por altura proposto por (KHAN, 1967).



Tradução da autora.

Os deslocamentos laterais são amplificados com a altura e a demanda por rigidez da edificação cresce dramaticamente. A maioria dos sistemas estruturais para edifícios pode ser agrupado em cinco tipos principais: pórticos, paredes, núcleos, tubos e combinações entre estes. A seguir são apresentados os principais sistemas estruturais para edifícios e seus respectivos intervalos de utilização em função do número de pavimentos.

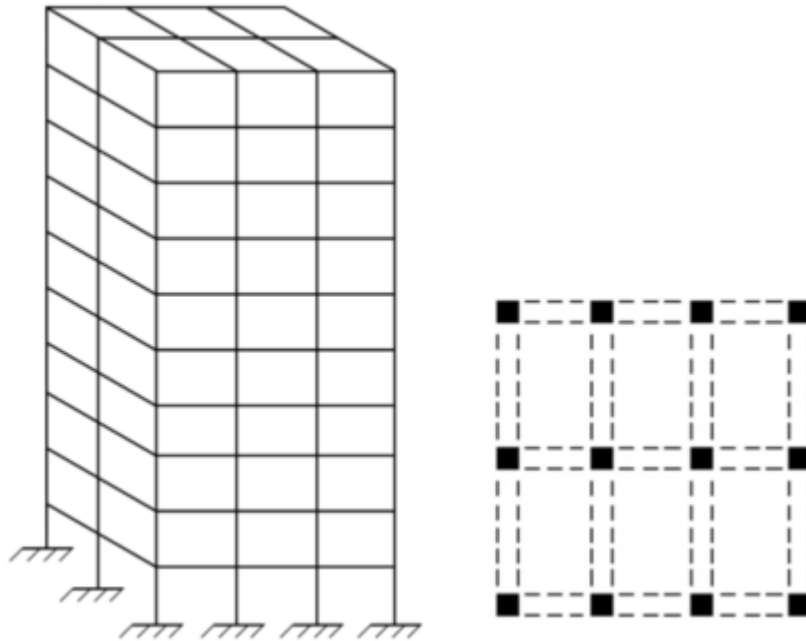
2.9.2.1 *Porticos planos ou espaciais (Moment-resisting frames)*

Este sistema é composto por pilares e colunas interconectados rigidamente. A rigidez dos sistemas de pórtico é diretamente proporcional às dimensões das seções transversais das vigas e pilares e inversamente proporcional aos seus comprimentos e vãos.

Pode-se utilizar este sistema em edifícios de até vinte ou vinte e cinco pavimentos, em média. A partir desta magnitude de altura devem ser utilizados em conjuntos com outros elementos de maior rigidez como paredes de contraventamento

(shear walls) ou núcleos de contraventamento, pois a estrutura passa a apresentar grandes deslocamentos horizontais e tende a se tornar instável globalmente.

Figura 35 – Pórtico tridimensional.



Fonte: (GUNEL & ILGIN, 2014).

2.9.2.2 Paredes estruturais

Paredes de cisalhamento, ou shear walls, são elementos estruturais verticais, geralmente em concreto armado, projetados para resistir principalmente a cargas laterais, como vento e sismos. Elas funcionam como grandes vigas verticais em balanço, transferindo as cargas horizontais para a fundação através de mecanismos de flexão e cisalhamento conjugados.

2.9.2.3 Porticos planos ou espaciais associados a paredes estruturais

Este sistema estrutural combina a utilização de pórticos, formados por vigas e pilares, com paredes de cisalhamento (shear walls) estrategicamente posicionadas na edificação. Essa associação visa otimizar o desempenho da estrutura, aproveitando as vantagens de cada um dos sistemas e mitigando suas limitações.

2.9.2.4 Sistemas de núcleos

Os sistemas de núcleo são uma solução estrutural comum em edifícios altos, onde um núcleo central rígido, geralmente em concreto armado, é responsável por resistir à maioria das cargas laterais, como vento e sismo. O núcleo normalmente abriga elevadores, escadas, instalações sanitárias e outros sistemas prediais, além de contribuir para a estabilidade global da estrutura.

Características:

- **Núcleo central rígido:** O núcleo é projetado para ser altamente resistente a flexão, cisalhamento e torção, garantindo a estabilidade do edifício em situações de carga lateral.
- **Elementos perimetrais:** A estrutura perimetral do edifício, composta por pilares e vigas, transfere as cargas verticais para as fundações e também contribui para a resistência a cargas laterais, mas em menor grau que o núcleo.
- **Vãos internos livres:** A concentração das funções estruturais no núcleo permite maior flexibilidade no layout dos espaços internos, facilitando a adaptação do edifício a diferentes usos.

Os principais subsistemas de núcleos estruturais são:

2.9.2.4.1 Núcleo Sólido

É o sistema mais simples, onde o núcleo é uma estrutura em concreto armado, sem aberturas significativas. Oferece alta rigidez e resistência, mas pode limitar a flexibilidade arquitetônica e a iluminação natural nos espaços internos.

2.9.2.4.2 Núcleo Vazado

Possui aberturas internas, que permitem maior iluminação natural e ventilação nos espaços adjacentes ao núcleo. Requer um projeto cuidadoso para garantir a rigidez e a resistência da estrutura, especialmente em torno das aberturas.

2.9.2.4.3 Núcleo Celular

É composto por várias células estruturais interligadas, formando um conjunto mais rígido e resistente a torção. Permite maior flexibilidade arquitetônica e otimiza o uso de materiais, mas pode ser mais complexo de construir.

2.9.2.4.4 Núcleo com Paredes de Cisalhamento

Combina o núcleo com paredes de cisalhamento perimetrais, aumentando a rigidez lateral da estrutura e reduzindo os deslocamentos horizontais. É uma solução eficiente para edifícios altos e esbeltos, mas pode limitar a flexibilidade arquitetônica.

2.9.2.4.5 Núcleo Híbrido

Combina diferentes subsistemas de núcleo em uma mesma edificação, adaptando-se às necessidades específicas de cada projeto. Permite otimizar o desempenho estrutural e a flexibilidade arquitetônica, mas exige um projeto cuidadoso e detalhado.

Vantagens dos Sistemas de Núcleo

- **Alta resistência a cargas laterais:** O núcleo rígido garante a estabilidade do edifício em situações de vento e sismo;
- **Flexibilidade arquitetônica:** A concentração das funções estruturais no núcleo permite maior liberdade na configuração dos espaços internos;
- **Eficiência estrutural:** Otimiza o uso de materiais, resultando em uma estrutura mais leve e econômica;
- **Facilidade de execução:** A construção do núcleo em concreto armado é relativamente simples e familiar para a maioria das construtoras.

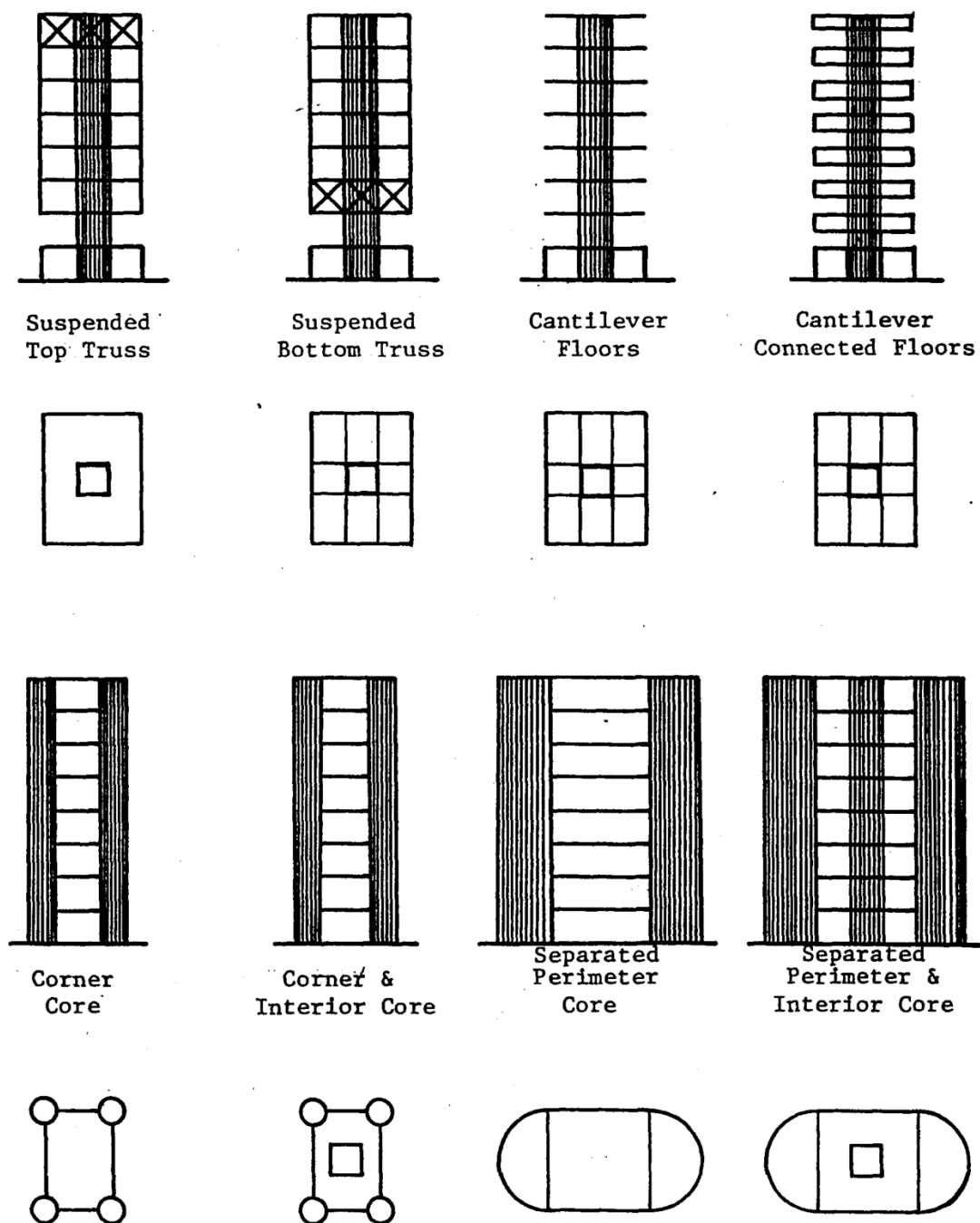
Desvantagens

- **Limitação da iluminação natural:** Em núcleos sólidos, a iluminação natural nos espaços internos pode ser limitada.
- **Menor flexibilidade em plantas baixas:** A presença do núcleo central pode restringir a configuração dos espaços internos, especialmente em edifícios com plantas complexas.

Aplicações

- **Edifícios altos e superaltos:** Sistemas de núcleo são amplamente utilizados em edifícios de grande altura, onde a resistência a cargas laterais é fundamental.
- **Edifícios em zonas sísmicas:** A rigidez do núcleo garante a segurança da edificação em regiões com atividade sísmica.
- **Edifícios com grandes vãos:** A concentração das funções estruturais no núcleo permite vencer grandes vãos nos espaços perimetrais, proporcionando flexibilidade arquitetônica.

Figura 36 – Subsistemas de núcleo estrutural.



Fonte: (Falconer, 1981).

2.9.2.5 Sistemas de tubos

Os sistemas estruturais de tubo são uma solução inovadora e eficiente para edifícios altos, caracterizados pela concentração dos elementos verticais (pilares) e horizontais (vigas) no perímetro externo da edificação, formando uma espécie de "tubo" que envolve o edifício. Essa configuração estrutural proporciona grande rigidez e resistência a cargas laterais, como vento e sismo, tornando-se especialmente adequada para construções de grande altura.

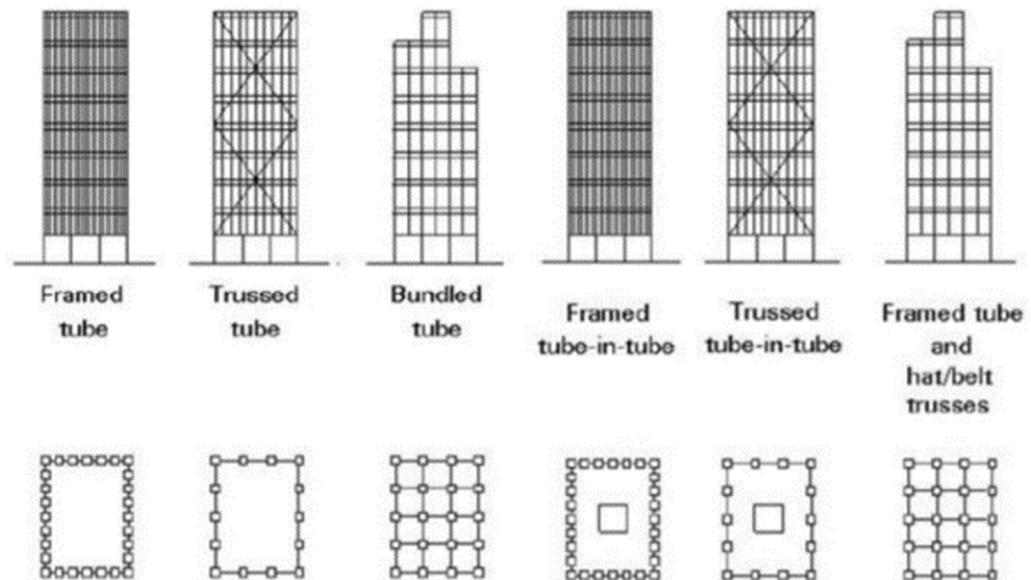
Características

- **Concentração de elementos no perímetro:** Pilares e vigas são dispostos em grande número e próximos uns dos outros no perímetro externo, formando uma estrutura tubular rígida;
- **Núcleo central:** O interior do tubo geralmente abriga o núcleo central do edifício, que contém elevadores, escadas e outros sistemas prediais;
- **Vãos internos livres:** A ausência de pilares internos permite maior flexibilidade no layout dos espaços internos, facilitando a adaptação do edifício a diferentes usos;
- **Fachadas envidraçadas:** A estrutura tubular permite o uso extensivo de fachadas envidraçadas, proporcionando maior iluminação natural e vistas panorâmicas.

Os sistemas estruturais de tubo, apesar de sua eficiência e versatilidade, podem apresentar algumas limitações em termos de flexibilidade arquitetônica e eficiência estrutural em edifícios muito altos ou com geometrias complexas. Para superar essas limitações, foram desenvolvidos diversos subsistemas de tubo estrutural, que combinam diferentes configurações e elementos estruturais para otimizar o desempenho da edificação.

Na Figura 37 é possível verificar alguns dos principais subsistemas de tubo estrutural.

Figura 37 – Principais subsistemas de tubo estrutural.



Fonte: <https://theconstructor.org/architecture/tube-structural-system-types-features/560166/>.

Acesso em 20/03/24.

Os principais subsistemas de tubos estruturais são:

2.9.2.5.1 Tubo em Balanço (Cantilevered Tube)

É o sistema mais simples, onde o tubo estrutural atua como uma viga vertical em balanço, resistindo às cargas laterais por flexão. É eficiente em edifícios de altura moderada, mas pode apresentar grandes deslocamentos no topo em edifícios muito altos.

2.9.2.5.2 Tubo com Contraventamentos (Braced Tube)

Incorpora contraventamentos diagonais no perímetro do tubo, aumentando sua rigidez e resistência a cargas laterais. É uma solução eficiente para edifícios altos,

mas os contraventamentos podem interferir na arquitetura e no layout dos espaços internos.

2.9.2.5.3 Tubos agrupados (Bundled Tube)

Consiste em vários tubos justapostos, conectados por vigas de acoplamento, formando um conjunto estrutural mais rígido. É adequado para edifícios muito altos e com plantas complexas, permitindo maior flexibilidade arquitetônica.

2.9.2.5.4 Tubo dentro de tubos (Tube-in-Tube)

Combina um tubo estrutural externo com um núcleo interno rígido, que abriga elevadores, escadas e outros sistemas prediais. O núcleo interno contribui para a resistência a cargas laterais e à rigidez torcional da estrutura.

2.9.2.5.5 Tubo Híbrido (Hybrid Tube)

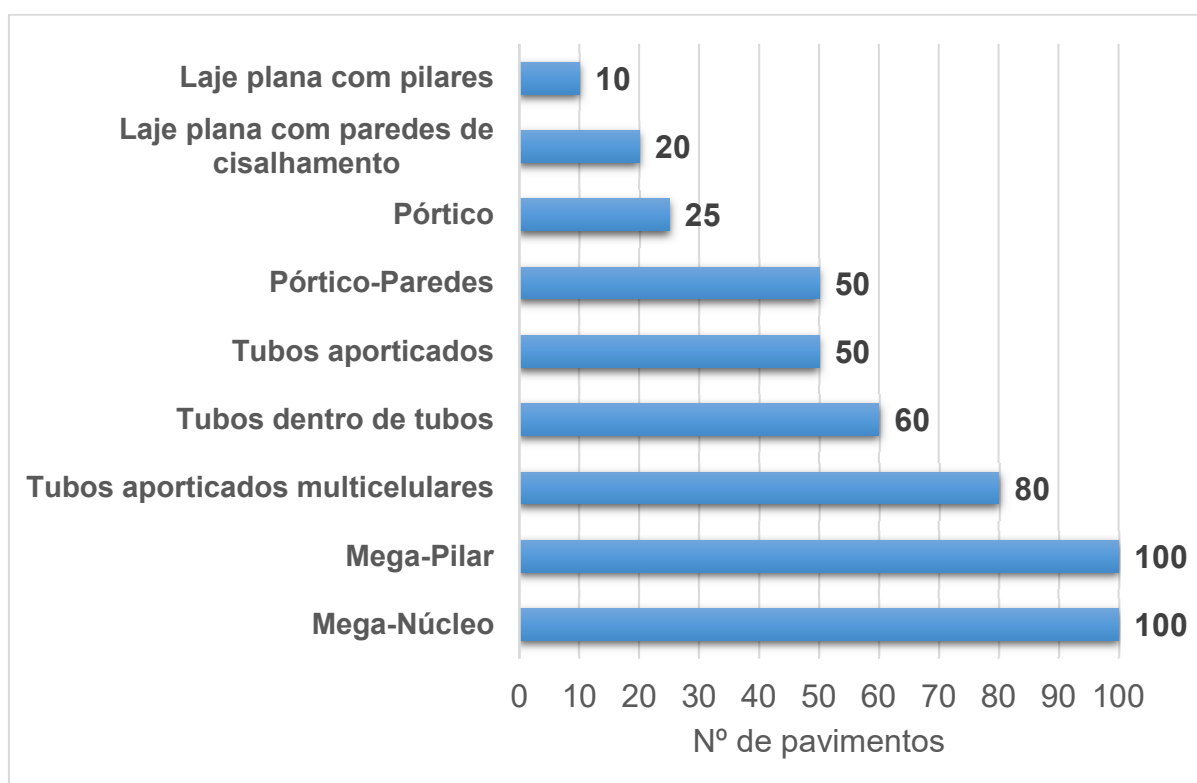
Combina diferentes subsistemas de tubo estrutural em uma mesma edificação, adaptando-se às necessidades específicas de cada projeto. Permite otimizar o desempenho estrutural e a flexibilidade arquitetônica, mas exige um projeto cuidadoso e detalhado.

A escolha do subsistema de tubo estrutural mais adequado depende de diversos fatores, como a altura do edifício, a geometria da planta, as cargas atuantes, as condições do solo e as necessidades arquitetônicas. Em resumo, os subsistemas de tubo estrutural oferecem soluções versáteis e eficientes para a construção de edifícios altos e complexos, permitindo otimizar o desempenho estrutural, a flexibilidade arquitetônica e a sustentabilidade da edificação.

2.10 INTERVALO DE EFICIÊNCIA DE ALGUNS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE PAVIMENTOS DA EDIFICAÇÃO

A Figura 38 apresenta o intervalo de utilização de alguns sistemas estruturais utilizados em edifícios, em função do número de pavimentos.

Figura 38 - Sistemas estruturais e seus respectivos intervalos de eficiência.



Fonte: (Taranath, 2009) – Tradução da autora.

2.11 EFICIÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE ESTRUTURAL EM RELAÇÃO À ALTURA TOTAL DO EDIFÍCIO

2.11.1 Interação pórtico – paredes estruturais

A potencial vantagem da utilização do sistema pórtico-paredes depende do total de interação horizontal entre os elementos constituintes do sistema, o que é governado pela rigidez relativa das paredes, vigas e pilares e a altura da estrutura. Quanto mais alto for o edifício e mais rígido for o pórtico, maior a interação.

Segundo (Smith & Coull, 1991), se considerarmos separadamente as rigidezes horizontais no topo de um núcleo destinado a elevador para uma estrutura de dez andares e um pórtico da mesma altura, o núcleo pode ser até dez vezes mais rígido que o pórtico. Se os mesmos núcleo e pórtico forem extendidos a uma altura de 20 andares, o núcleo passa a ser apenas três vezes mais rígido que o pórtico. Com 50 andares o núcleo tem a sua rigidez reduzida à metade do valor da rigidez do pórtico. Em suma, a altura é o fator determinante para a influência do pórtico na rigidez lateral do sistema parede-pórtico.

Quadro 2 – Comparação de rigidez para elementos de núcleo e pórtico em função da altura de edificação.

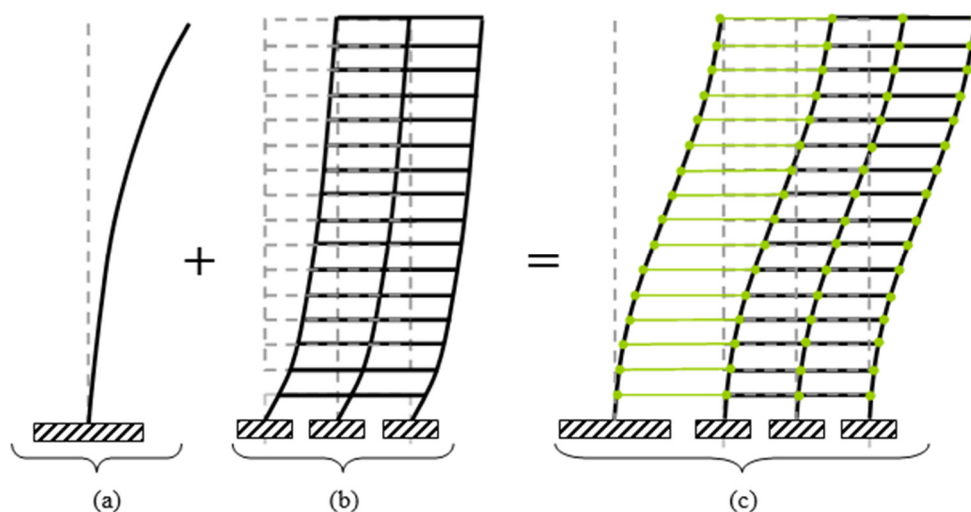
Altura da edificação.	Comparação da Rigidez
10 andares	Núcleo 10x mais rígido que o pórtico
20 andares	Núcleo 3x mais rígido que o pórtico
50 andares	Núcleo tem rigidez reduzida à metade do valor da rigidez do pórtico

Fonte: Adaptado de (Smith & Coull, 1991).

É possível obter um melhor entendimento da interação deste sistema ao observarmos separadamente na Figura 39 as deformadas típicas de paredes estruturais e de pórticos planos, sujeitos a um carregamento horizontal uniformemente distribuído. A parede deflete em uma configuração fletida com concavidade para baixo (no sentido do vento) e o deslocamento máximo no topo, enquanto o pórtico deflete em uma configuração cisalhada com concavidade para cima (contra o vento) e um deslocamento máximo na base.

Quando estes elementos são conectados e sujeitos à carregamentos horizontais a deformada da estrutura composta assume um perfil fletido na porção inicial e um perfil de cisalhamento na porção superior.

Figura 39 – (a) Deformada típica de paredes estruturais-deflexão fletida; (b) Deformada típica de pórticos planos – deflexão cisalhada; (c) Deformada típica de um sistema pórtico-paredes estruturais.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

O fato destes sistemas estruturais apresentarem, individualmente, deformadas diferentes, produz um efeito benéfico quando da interação entre os dois, fazendo com que na parte inferior das edificações as paredes trabalhem mais eficientemente com relação ao contraventamento e na parte superior, os pórticos. Portanto, as paredes restringem o pórtico próximo à base e o pórtico restringe as paredes no topo. Contudo, alguns aspectos singulares se verificam quando da interação entre o pórtico e as paredes estruturais, os quais, à primeira vista, são de difícil análise para os calculistas.

Conforme apontado por (SMITH, COULL, 1991), as potenciais vantagens da utilização de sistemas híbridos como pórtico-paredes, dependem da quantidade de interação horizontal, que é governada pelas rigidezes relativas dos elementos constituintes do sistema e da altura da estrutura. Quanto mais alto o edifício e mais rígido for o pórtico, maior será a interação entre os elementos.

2.11.2 Relações entre carga distribuída, esforço cortante e momento fletor

As relações entre carga distribuída $q(x)$, esforço cortante $V(x)$ e momento fletor $M(x)$ são dadas pelas equações a seguir.

Relação entre carga distribuída e esforço cortante:

$$\frac{dV(x)}{dx} = -q(x) \quad \text{Eq. 2.3}$$

Isso significa que a derivada do esforço cortante em relação a x é igual ao negativo da carga distribuída.

Relação entre esforço cortante e momento fletor:

$$\frac{dM(x)}{dx} = V(x) \quad \text{Eq. 2.4}$$

A derivada do momento fletor em relação a x é igual ao esforço cortante.

Relação entre momento fletor e curvatura (equação da linha elástica):

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI} \quad \text{Eq. 2.5}$$

- $y(x)$ é a deflexão da viga,
- E é o módulo de elasticidade do material,
 I é o momento de inércia da seção transversal

Derivando a equação da linha elástica em relação a x :

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{d}{dx} \left(\frac{M(x)}{EI} \right) \quad \text{Eq. 2.6}$$

Como EI é constante (para materiais homogêneos e seções transversais uniformes), temos:

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{dM(x)}{dx} \quad \text{Eq. 2.7}$$

Pela relação entre momento fletor e esforço cortante $\left(\frac{dM(x)}{dx} = V(x)\right)$, substituimos:

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{V(x)}{EI} \quad \text{Eq. 2.8}$$

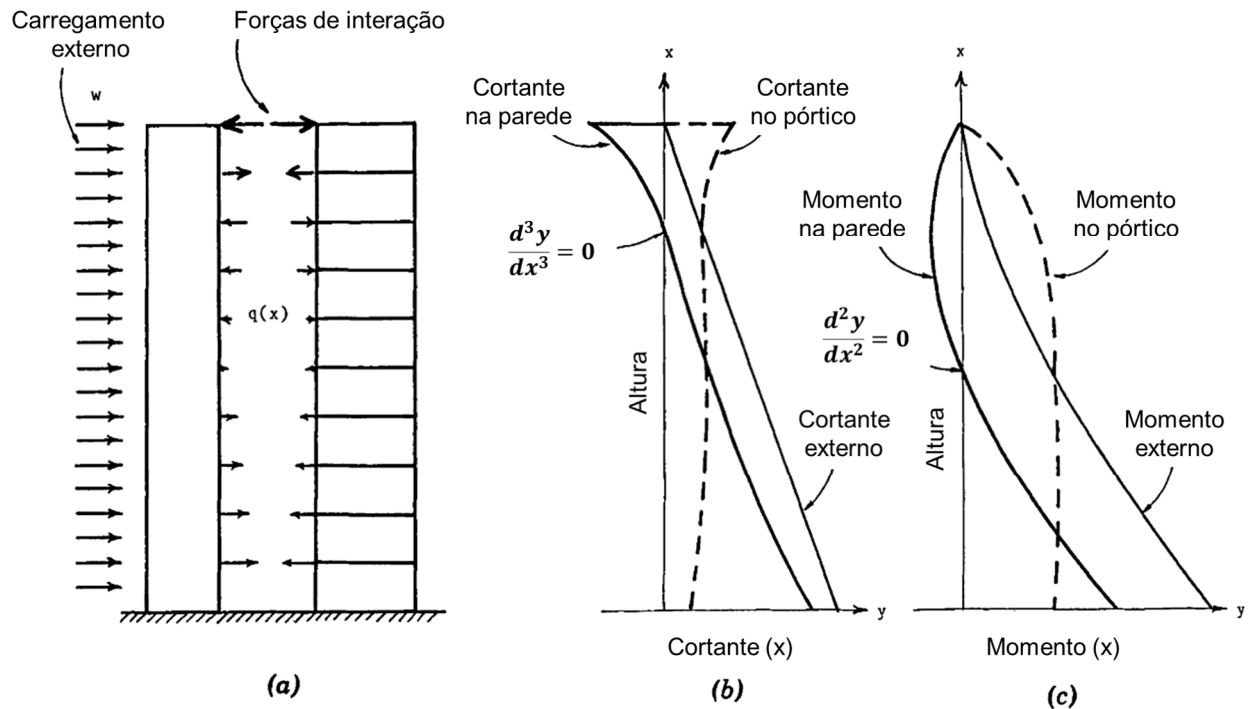
2.11.3 Comportamento de estruturas pórtico-parede com interrupção das paredes

Intuitivamente, pode-se pensar que a interrupção das paredes de cisalhamento faria com que o edifício sofresse mais deslocamentos e tivesse forças internas maiores do que a estrutura correspondente de pórtico-parede com paredes de altura total. Na verdade, esse não é necessariamente o caso. Em algumas circunstâncias, a estrutura com paredes interrompidas sofre menos deslocamentos e tem forças internas comparáveis ou até menores do que a estrutura correspondente com paredes de altura total.

Os efeitos da interrupção no deslocamento no topo da estrutura podem ser examinados considerando os efeitos que a interrupção causa nas distribuições de cortante e momento no pórtico, e o consequente efeito dessas ações no deslocamento no topo.

Ilustrações dos efeitos da interação pórtico-parede são fornecidas pelas curvas de deflexão, momentos e cortantes para uma estrutura típica de pórtico-parede, conforme mostrado na Figura 40 a, b e c.

Figura 40 – Forças em um sistema pórtico-parede.



Referência: (Nollet, 1991) e (Smith & Coull, 1991).

- **Distribuição da Força Cortante**

Considerando uma distribuição típica da força cortante em uma estrutura uniforme de pórtico-parede submetida a um carregamento lateral uniformemente distribuído de intensidade w , conforme mostrado na Fig. 40b, ela pode ser dividida em duas regiões separadas pelo ponto de cortante nulo na parede, onde $\frac{d^3y}{dx^3} = 0$. Na região superior, o cortante na parede tem sentido oposto ao cortante externo; portanto, o cortante no pórtico nessa região deve exceder o cortante externo.

Se a parede for interrompida na região superior descrita, o cortante resultante na parte superior do pórtico será reduzido, igualando-se ao cortante externo. Na parte inferior da estrutura, a parede interrompida e o pórtico rígido compartilharão o cortante externo. Se a parede for interrompida abaixo do ponto de cortante nulo na parede da estrutura uniforme de referência, o cortante no pórtico na região superior será igual ao cortante externo e, portanto, aumentará localmente acima do nível de interrupção, enquanto diminuirá geralmente na região superior.

- **Distribuição do Momento**

Considerando a distribuição típica do momento entre a parede e o pórtico de uma estrutura uniforme com paredes de altura total submetida a um carregamento uniformemente distribuído de intensidade w , conforme mostrado na Fig. 39c, ela também pode ser dividida em duas regiões, separadas, neste caso, pelo ponto de momento nulo na parede, ou seja, o ponto de inflexão, onde $\frac{d^2y}{dx^2} = 0$. Na região superior, o momento na parede tem sentido oposto ao momento externo, enquanto o momento no pórtico (que é suportado principalmente por forças axiais nas colunas) é maior que o momento do carregamento externo.

Se a parede for interrompida em qualquer ponto da região acima do ponto de inflexão, o momento na região superior do pórtico será reduzido, igualando-se ao momento do carregamento externo. Se a parede for interrompida abaixo do ponto de inflexão, o momento no pórtico logo acima do nível de interrupção será aumentado, igualando-se ao momento do carregamento externo, enquanto geralmente diminui na região superior.

Uma inspeção das Figuras 39 b e c mostra que, se a parede for interrompida entre o ponto de cortante nulo e o ponto de momento nulo, o cortante no pórtico logo acima do nível de interrupção aumentará ligeiramente, enquanto o momento no pórtico acima desse nível será reduzido, resultando, no geral, em uma distribuição de forças quase inalterada.

Se a parede for interrompida abaixo do ponto de inflexão, tanto o cortante quanto o momento no pórtico aumentarão.

- **Distribuição da Força de Interação**

(NOLLET, 1991), traz uma importante consideração relacionada à interrupção da parede, que é o fato de que a força de interação concentrada, que atua entre a parede e o pórtico no topo da estrutura de pórtico-parede com paredes de altura total, conforme mostrado na Fig. 40a, é transferida, em uma estrutura com paredes interrompidas, para o nível de interrupção. A força concentrada total nesse nível é causada em parte pelo carregamento uniformemente distribuído entre a base da

estrutura e o nível de interrupção. Além disso, o cortante e o momento concentrados no nível de interrupção, que resultam do carregamento lateral na parte superior da estrutura, contribuem para a força de interação concentrada entre o topo da parede interrompida e o pórtico.

O Quadro 3 apresenta as principais conclusões sobre o efeito da interrupção das paredes:

Quadro 3 – Efeitos da interrupção de acordo com a região em que é realizada.

(Continua)

Região de Interrupção	Efeitos na Deflexão	Efeitos na Distribuição dos Esforços Solicitantes	Conclusão
Abaixo do ponto de inflexão	Aumento significativo da deflexão acima do nível de interrupção.	Cortante na parede é positivo e maior que na estrutura com parede de altura total.	Não é desejável, pois aumenta a deflexão e modifica significativamente a distribuição de forças.
	Redução leve da deflexão abaixo do nível de interrupção.	Momento na parede é reduzido, enquanto o momento no pórtico aumenta.	
		Forças de interação no nível de interrupção são significativas.	
Próximo ao topo (acima do cortante nulo)	Deflexão no topo praticamente inalterada.	Cortante na parede é ligeiramente reduzido abaixo do ponto de cortante nulo.	Economicamente pouco vantajoso, pois os benefícios são mínimos.
	Aumento leve da deflexão próximo ao nível de interrupção.	Cortante no pórtico é ligeiramente aumentado no nível de interrupção.	
		Distribuição de forças permanece praticamente inalterada.	

Quadro 3 – Efeitos da interrupção de acordo com a região em que é realizada.

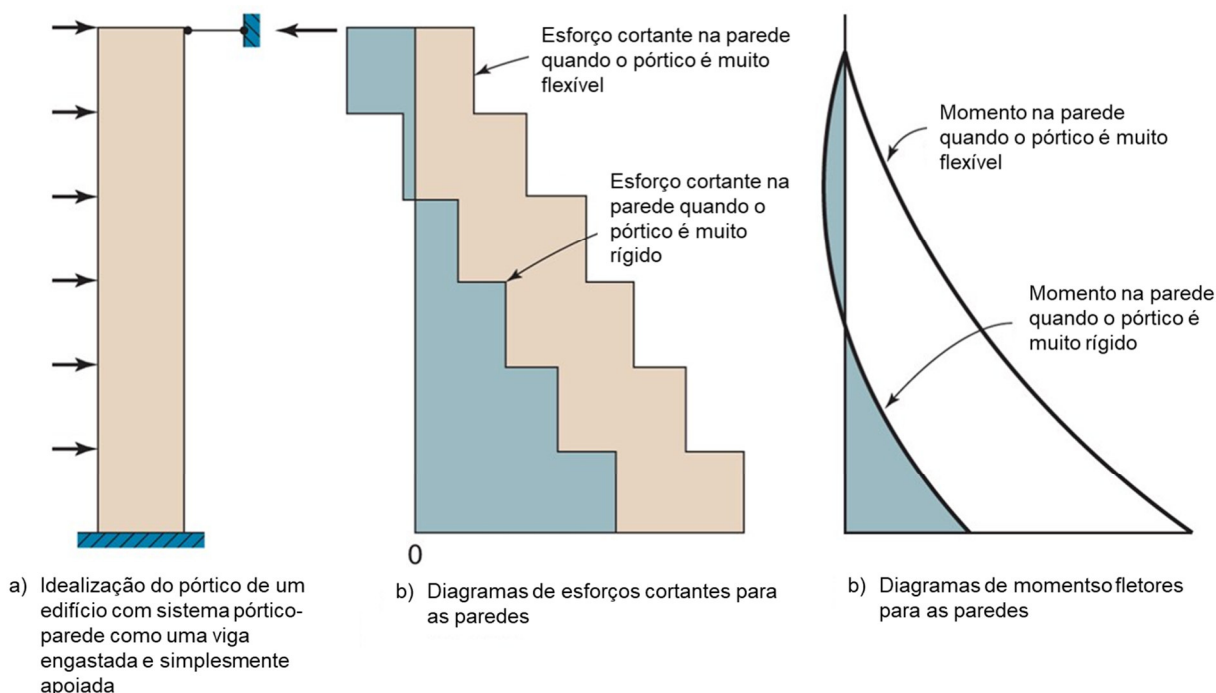
(Conclusão)

Região de Interrupção	Efeitos na Deflexão	Efeitos na Distribuição dos Esforços Solicitantes	Conclusão
Entre o ponto de inflexão e cortante nulo	Pequeno aumento ou até redução na deflexão no topo.	Cortante na parede é reduzido para igualar o cortante externo acima do ponto de cortante nulo.	Região mais benéfica para interrupção, com mínima deflexão e pequenas forças de interação.
	Aumento leve da deflexão lateral logo abaixo do topo.	Cortante no pórtico é reduzido acima do nível de interrupção.	
		Forças de interação no nível de interrupção são muito pequenas.	

Em edifícios altos em que se adote paredes estruturais e pórticos planos para efetuar o contraventamento, sabe-se que as primeiras não atuam efetivamente ao longo da altura das estruturas. Há um ponto, em um determinado pavimento, em que o diagrama de momentos fletores das paredes estruturais sofre inflexão com mudança de sinal. Este é o indício de que a parede, a partir deste ponto, começará a não ter uma atuação significativa no desejado contraventamento global da estrutura.

Na Figura 41, (WIGHT & MACGREGOR, 2011) ilustram, esquematicamente, a variação dos diagramas de momentos fletores e esforços cortantes nas paredes, de acordo com a rigidez do pórtico da estrutura.

Figura 41 – Efeito da rigidez do pórtico nos esforços cortantes e momentos das shear walls.



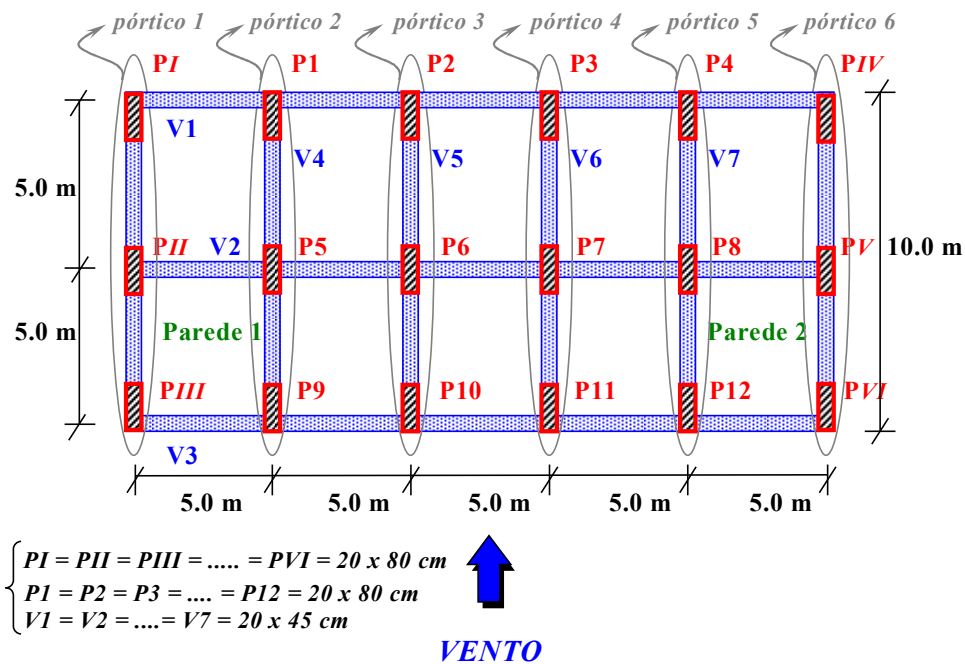
Fonte: (WIGHT & MACGREGOR, 2011) (Tradução da autora).

No estudo realizado por (FERREIRA, 2001) é possível compreender o comportamento do sistema parede-pórtico, bem como sua eficiência ao longo da altura total da edificação.

Foi adotada a mesma estrutura em planta para três edifícios, com respectivamente, 10, 25 e 40 andares; as resistências à compressão adotadas foram de 30 e 65 MPa para cada uma das três alturas consideradas.

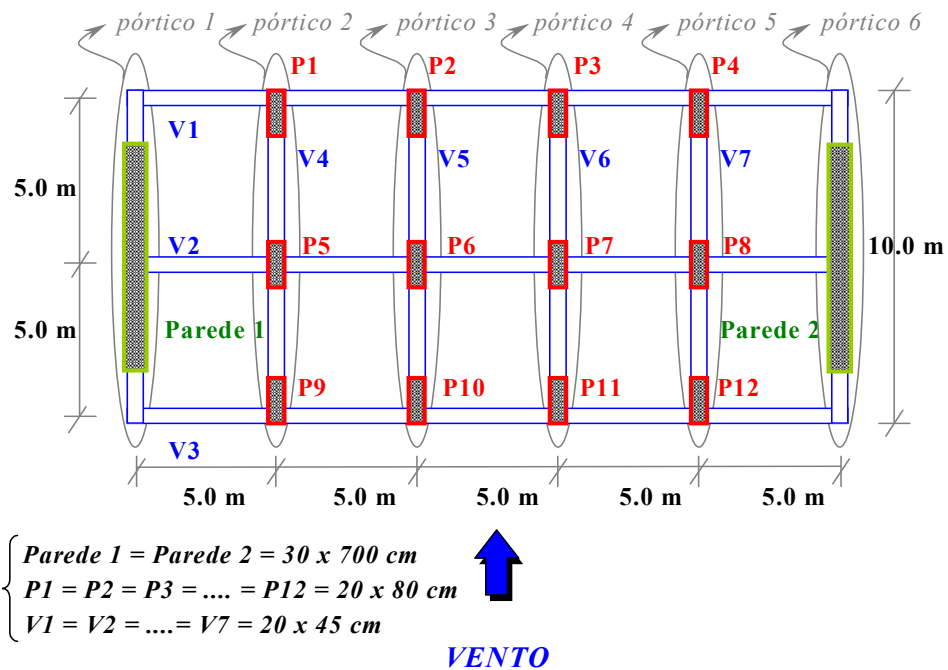
A estrutura em planta dos edifícios com sistema pórtico espacial, contendo as dimensões dos pilares, vigas e paredes estruturais e a direção considerada para a ação do vento para os edifícios analisados, é mostrada na Figura 42. Na Figura 43 é mostrada a planta baixa dos edifícios em que se adotou o sistema pórtico – paredes estruturais.

Figura 42 – Planta baixa dos edifícios com sistema de pórtico espacial.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

Figura 43 - Planta baixa dos edifícios com sistema de pórtico espacial + parede estrutural.

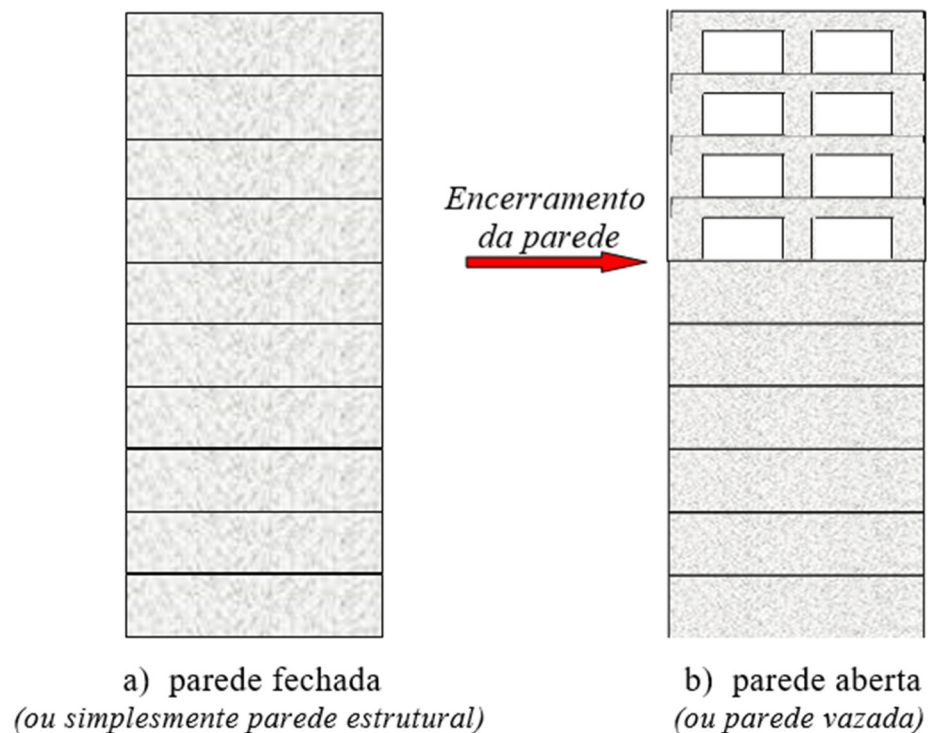


Fonte: (FERREIRA, 2001).

Inicialmente foram analisados os edifícios sem paredes estruturais. Em uma segunda fase foram analisados os edifícios com paredes estruturais. Como o objetivo

principal destas análises era a determinação da altura a partir da qual as paredes estruturais perdem sua efetividade no contraventamento, procedeu-se as análises dos edifícios do sistema pórtico-paredes considerando as últimas inicialmente “fechadas”, como foram chamadas as paredes com seção transversal de 0.30 x 7.00m constante ao longo da altura Figura 44. A nomenclatura utilizada nos modelos é apresentada na Figura 45.

Figura 44 – Configurações adotadas para as paredes estruturais.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

Figura 45 – Nomenclatura utilizada nas análises.

<u>GRUPO 1</u>	
• Edifícios c/ sistema pórtico tridimensional	$\left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (I.1/30)} \\ 65 \text{ MPa (I.1/65)} \end{array} \right. \\ 25 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (II.1/30)} \\ 65 \text{ MPa (II.1/65)} \end{array} \right. \\ 40 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (III.1/30)} \\ 65 \text{ MPa (III.1/65)} \end{array} \right. \end{array} \right.$
<u>GRUPO 2</u>	
• Edifício c/ sistema pórtico tridimensional com paredes estruturais	$\left\{ \begin{array}{l} \text{a)} \\ \text{Parede fechada até o topo} \\ 10 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (I.2/30)} \\ 65 \text{ MPa (I.2/65)} \end{array} \right. \\ 25 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (II.2/30)} \\ 65 \text{ MPa (II.2/65)} \end{array} \right. \\ 40 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (III.2/30)} \\ 65 \text{ MPa (III.2/65)} \end{array} \right. \\ \\ \text{b)} \\ \text{Parede abre no andar em que o mom. fletor muda de sinal} \\ 25 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (II.3/30)} \\ 65 \text{ MPa (II.3/65)} \end{array} \right. \\ 40 \text{ pav. } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ MPa (III.3/30)} \\ 65 \text{ MPa (III.3/65)} \end{array} \right. \end{array} \right.$

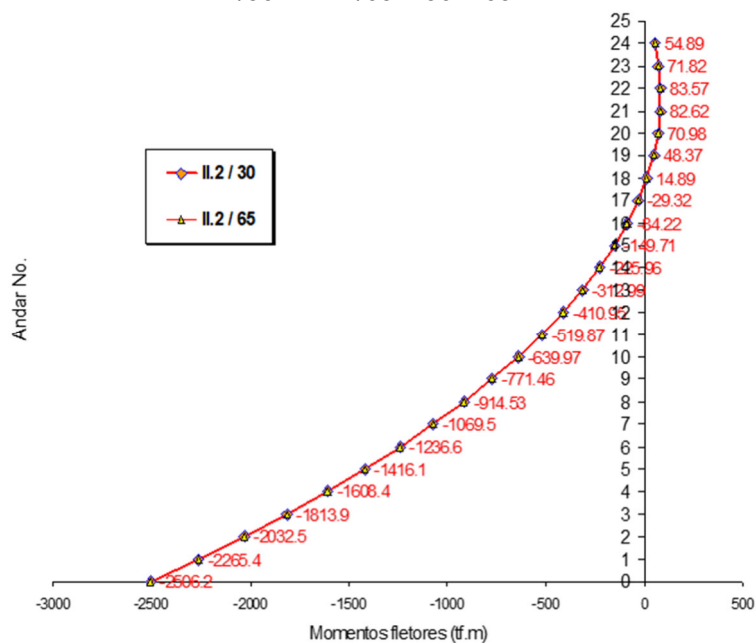
Fonte: (FERREIRA, 2001).

2.11.1 Momentos fletores nas paredes estruturais

De acordo com o gráfico da figura Figura 46, pode-se verificar que os diagramas de momentos fletores das paredes estruturais dos edifícios de 25 pavimentos têm os seus sinais mudados a partir do 18º andar. O valor do momento fletor, que era de -29.32 tf.m no 17º andar, passou para $+14.89 \text{ tf.m}$ no andar seguinte. A Figura 47 mostra, por sua vez, que nos edifícios de 40 pavimentos, os diagramas de momentos fletores das paredes estruturais sofrem inflexão com mudança de sinal no 26º andar, variando o valor do momento de -3.87 tf.m neste andar para $+70.87 \text{ tf.m}$ no 27º andar.

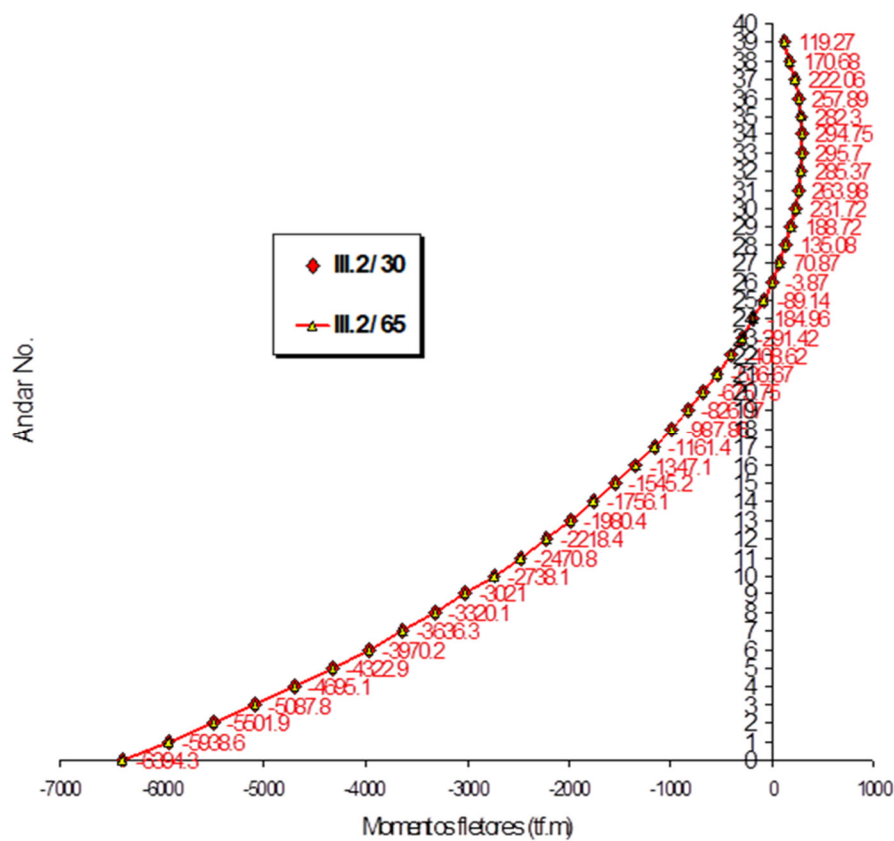
Este comportamento confirma os conhecimentos a respeito do comportamento de paredes estruturais em edifícios altos. É sabido que neste tipo de estrutura, as paredes estruturais ou “cortinas de contraventamento”, exibem uma inversão nos sinais dos seus diagramas de momentos fletores aproximadamente a 2/3 (dois terços) da altura total do edifício (no sentido ascendente), conforme mostrado em (Fonte, 2000).

Figura 46 - Diagrama de momentos fletores nas paredes estruturais – Edifícios de 25 pavimentos - II.2/30 e II.2/65 – 30 e 65 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

Figura 47 - Diagrama de momentos fletores nas paredes – Edifícios de 40 pavimentos - III.2/30 e III.2/65 – 30 e 65 MPa.

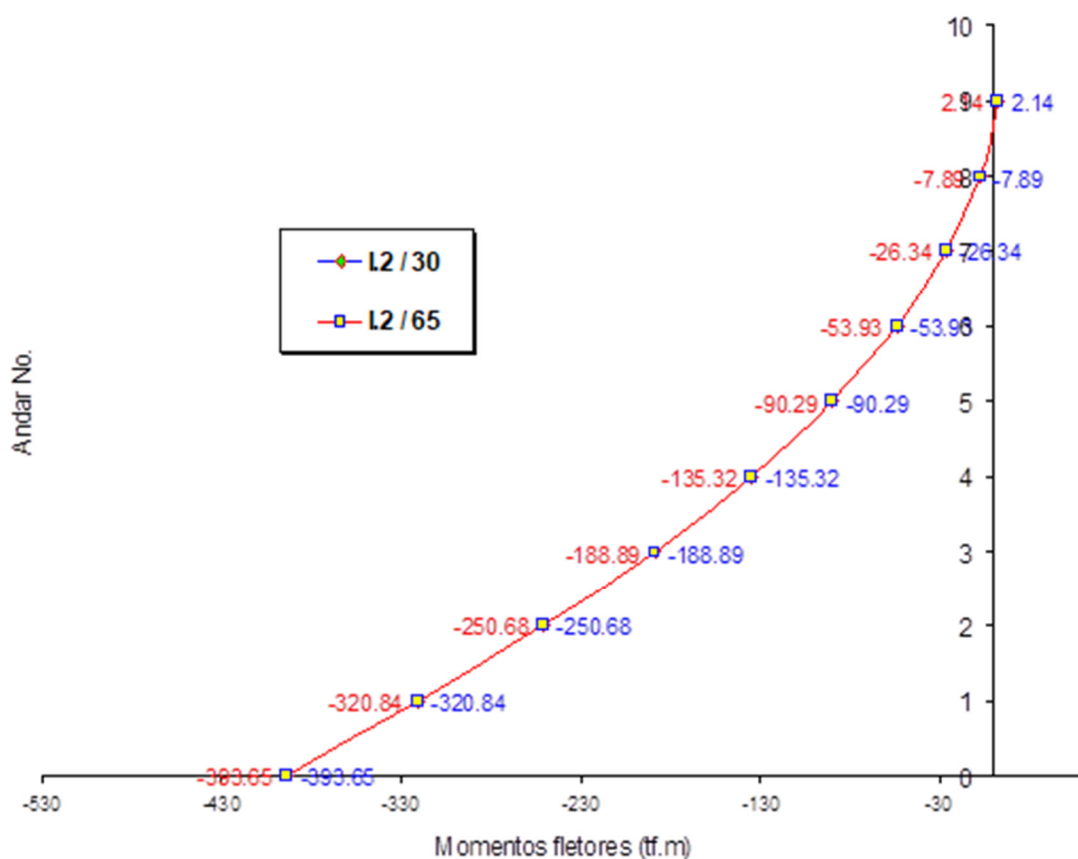


Fonte: (FERREIRA, 2001).

Ao contrário do que aconteceu com os edifícios de 25 e 40, nos edifícios de 10 pavimentos

Figura 48, os diagramas de momentos fletores de suas paredes apresentam mudança de sinal apenas no último andar, indicando que para este edifício em particular o uso da parede é desnecessário, pois a parede está absorvendo, mesmo no último pavimento, quase que a totalidade do cortante devido à ação do vento, deixando o pórtico praticamente sem função de contraventamento.

Figura 48 - Diagrama de momentos fletores nas paredes – Edifícios de 10 pavimentos - I.2/30 e I.2/65 – 30 e 65 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

Uma vez que nos edifícios de 25 e 40 pavimentos as paredes tiveram seus sinais de momento invertidos, respectivamente no 17º e 26º andares, é possível concluir que nas duas estruturas as paredes se comportaram como previsto.

2.11.2 Esforço cortante absorvido

A interação entre os pórticos e as paredes estruturais em um sistema que os integra pode ser compreendida ao observar-se a porcentagem de esforço cortante que é absorvida por cada elemento.

Sabe-se que paredes estruturais são implantadas em edifícios altos com o intuito de combater a ação do vento. Fica evidente, portanto, que aqueles elementos (paredes) devam absorver o máximo possível do esforço cortante decorrente do carregamento lateral citado para suavizar, em maior grau possível, esta solicitação nos pilares dos edifícios.

(FERREIRA, 2001), calculou a porcentagem de esforço cortante absorvido separadamente pelos pilares e pelas paredes estruturais, em cada pavimento dos edifícios. É importante visualizar separadamente a porcentagem de esforço cortante absorvido pelos pilares e pelas paredes estruturais, porque isto fornece uma idéia da efetividade de cada um dos sistemas de forma global.

A partir dos gráficos apresentados na Figura 49 e na Figura 50 pode-se inferir uma característica típica do sistema estudado: as paredes se comportam de forma a apresentar grande eficiência no contraventamento das estruturas nos andares iniciais e uma diminuição gradual desta eficiência ao longo da altura. Os pórticos, de maneira oposta, apresentam inicialmente uma contribuição mínima para o contraventamento das estruturas nos primeiros andares e ganham efetividade nos andares superiores, chegando à 100% desta ação nos últimos pavimentos.

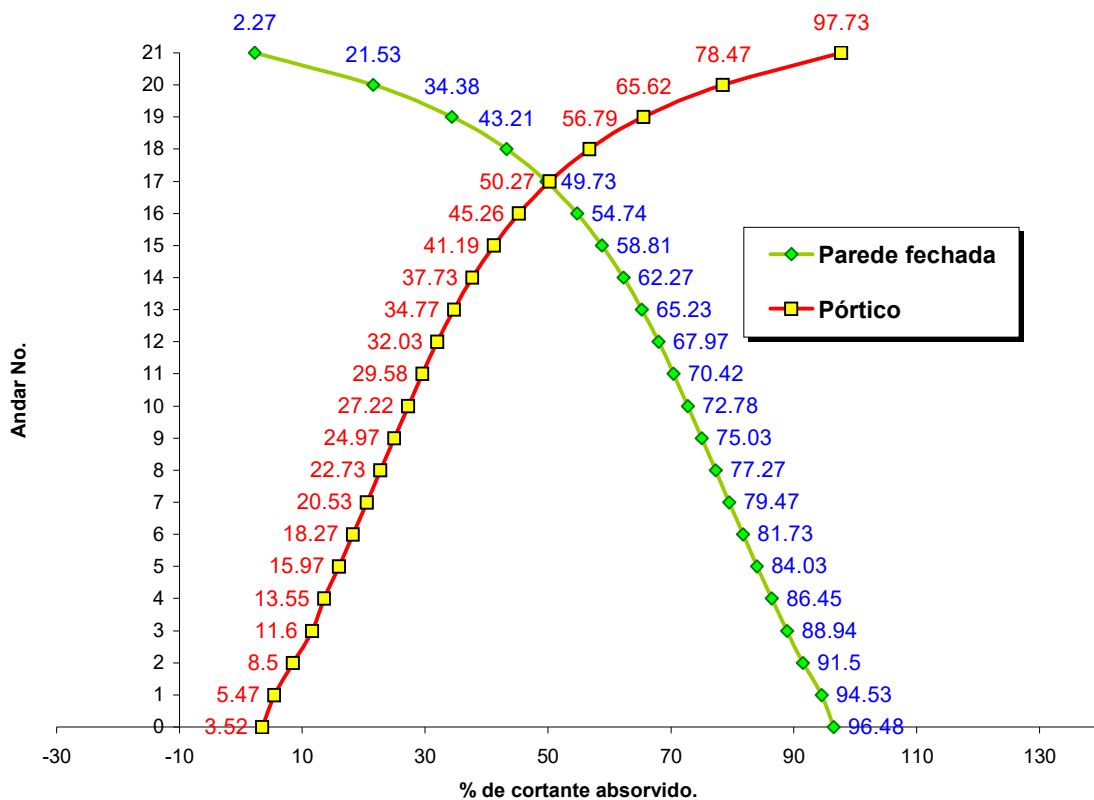
No edifício II.2/30 – 25 pavimentos, com parede fechada até o topo (Figura 49) - as paredes se comportam, no primeiro andar, assumindo quase que totalmente o contraventamento, absorvendo cerca de 96.4% do esforço cortante, contra apenas 3.52% absorvido pelo pórtico. A Figura 50 mostra que, para o edifício III.2/30 – 40 pavimentos, com parede fechada até o topo - as paredes se comportam de igual maneira, absorvendo, no primeiro andar, 96.96% do esforço cortante devido à ação do vento, contra apenas 3.04% do pórtico.

Em ambos os casos, as paredes perdem a capacidade de resistir à ação do vento com o aumento de suas alturas. Esta perda vai ocorrendo até que chega o ponto em que as paredes passam a desempenhar atuação nula no contraventamento, deixando para o restante da estrutura (o pórtico espacial ou os pórticos planos) a responsabilidade total desta ação. Este ponto está intimamente relacionado com a altura a qual ocorre a mudança de sinal no diagrama de momentos fletores das paredes fechadas. Por esta razão foi anteriormente mencionada a importância de se analisar, em primeiro lugar, aqueles diagramas.

Ainda de acordo com os gráficos mostrados na Figura 49 e na Figura 50, podemos precisar em qual andar as porcentagens de esforço cortante absorvido das

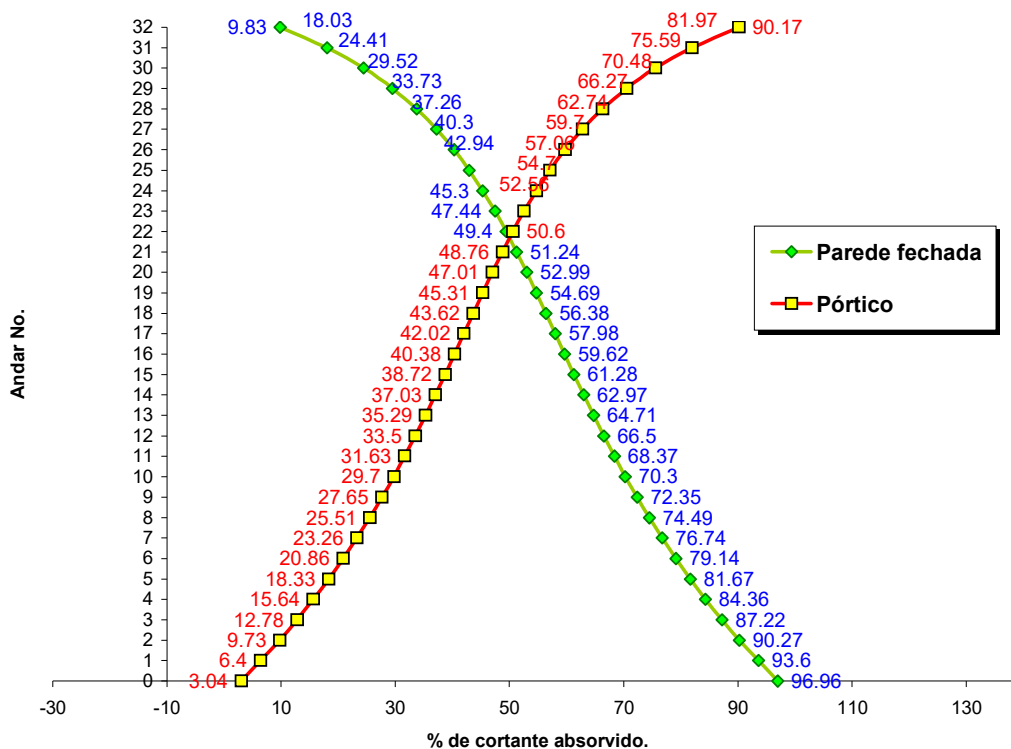
paredes e dos pórticos se igualam. Para o edifício de 25 pavimentos, isto acontece no 17º andar, com as paredes fechadas apresentando 49.73% e os pórticos apresentando 50.27% de absorção daquele esforço. Para o edifício de 40 pavimentos, o ponto de maior igualdade de absorção de esforço cortante é o 22º andar, com respectivamente, 49.4% e 50.6% para paredes fechadas e pórticos.

Figura 49 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 25 pavimentos (sem os 4 últimos pavimentos)
II.2/30 – 65 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

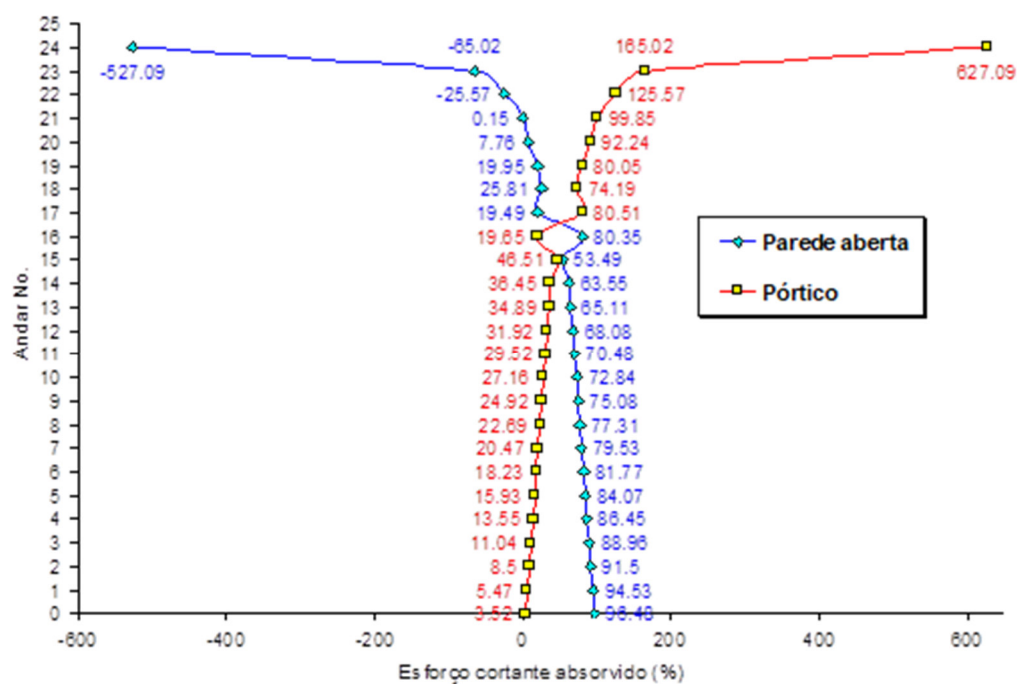
Figura 50 - Esforço cortante absorvido – Edifícios de 40 pavimentos (sem os 8 últimos pavimentos)
III.2/30 – 65 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

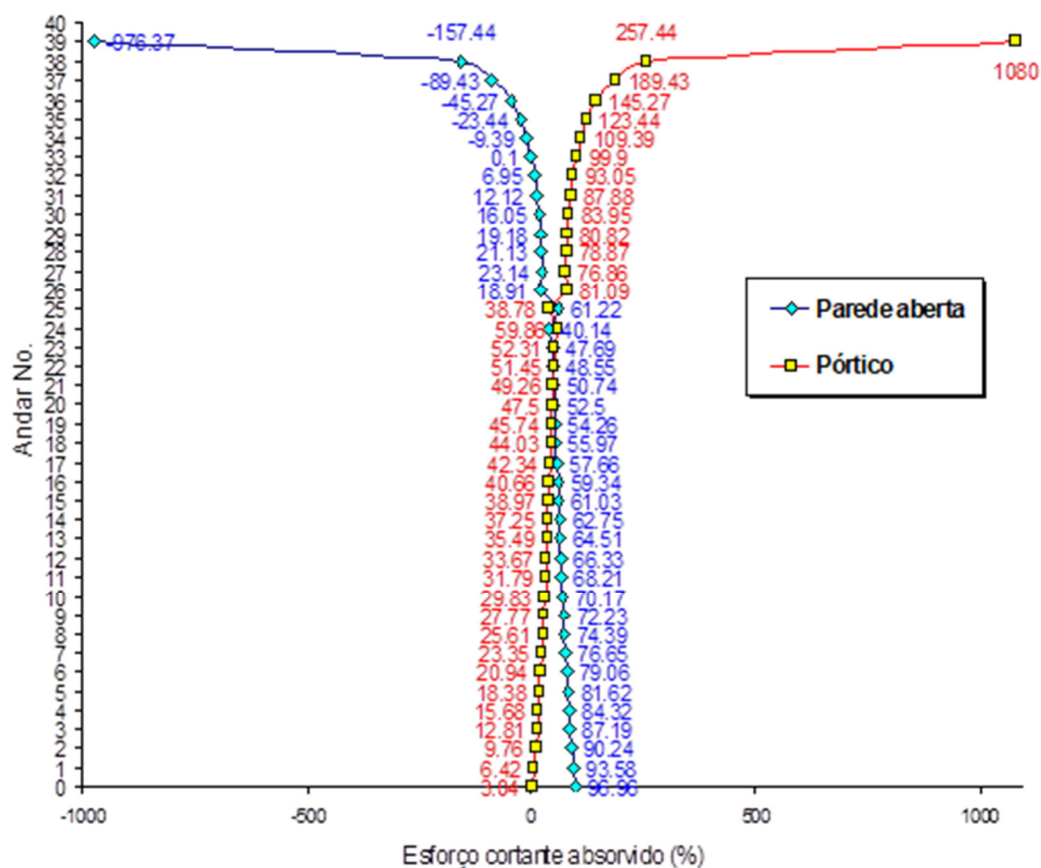
Nos gráficos das figuras nas figuras Figura 51 e Figura 52 são mostradas as porcentagens de esforço cortante absorvido por paredes e pórticos planos, mas desta vez sendo as paredes concebidas “abertas” a partir do ponto em que mudam os sinais dos seus diagramas de momentos fletores (figuras 47 e 48). Posteriormente a este ponto são os pórticos que assumem a responsabilidade efetiva pelo contraventamento das estruturas. Na Figura 51, pode-se notar que no andar posterior ao encerramento da parede, a linha vermelha mostra que o restante da estrutura passa a responder por 80.51% do contraventamento, contra 19.49% das paredes. Igualmente, Figura 52, o andar seguinte à abertura das paredes mostra um percentual de 18.91% de contraventamento realizado pelas paredes abertas contra 81.09% realizado pelo restante da estrutura.

Figura 51 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 25 pavimentos - II.3/30 – 30 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

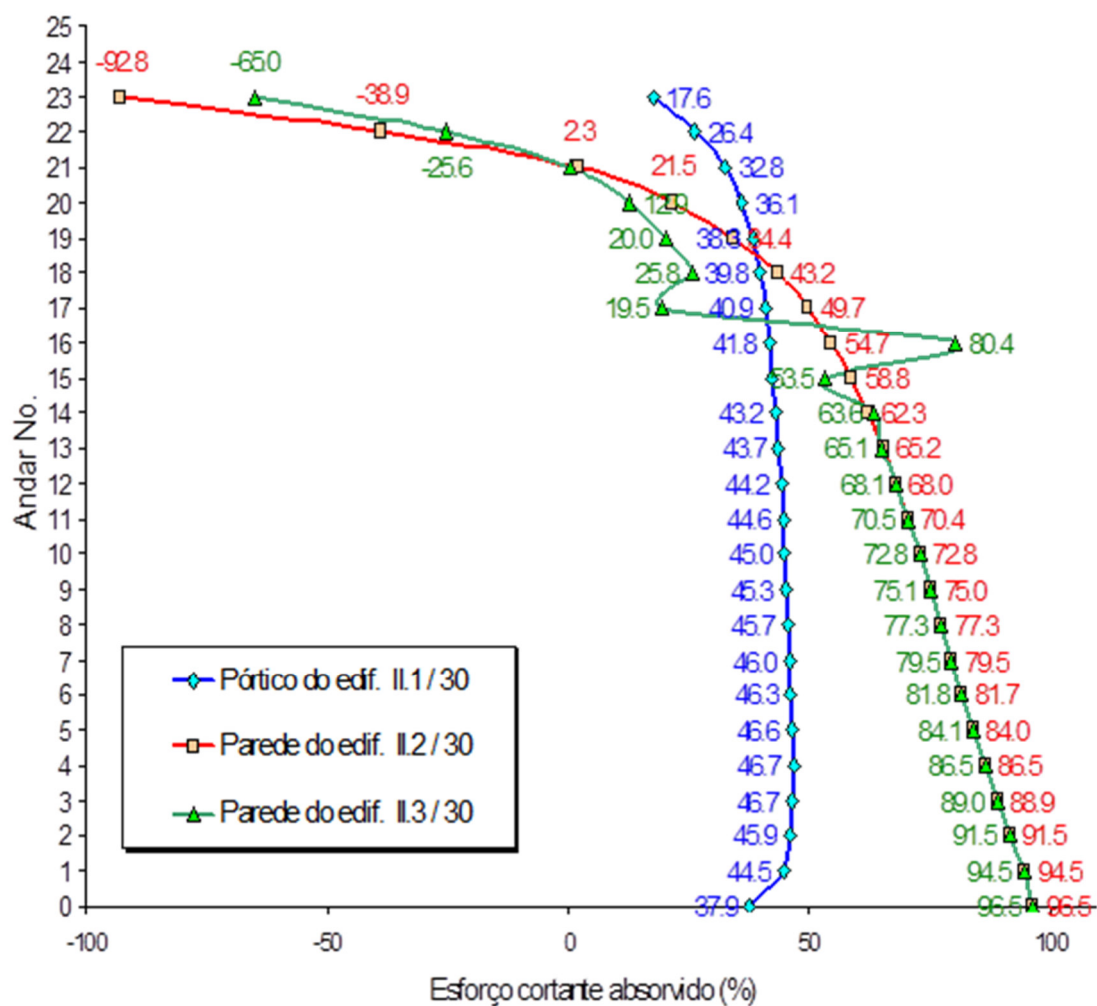
Figura 52 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 40 pavimentos - III.3/30 – 30 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

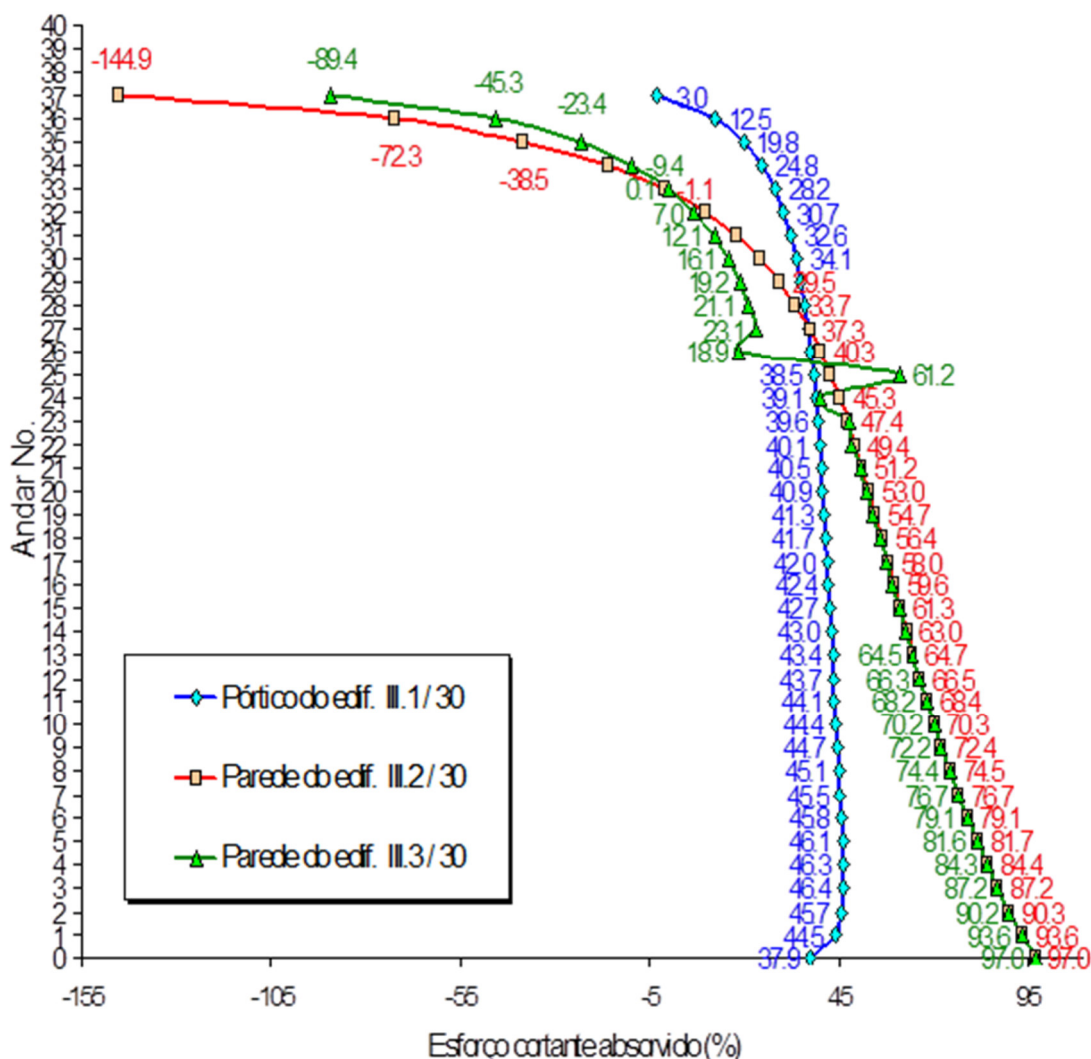
Nos gráficos das figuras 53 e 54 são plotadas simultaneamente as curvas de porcentagem de absorção de esforço cortante dos três modelos de edifício analisados. Nestes gráficos é possível perceber que não há praticamente diferença entre as porcentagens de esforço cortante absorvido pelas paredes consideradas “fechadas” ou “abertas” até a altura do andar em que se encerram as paredes, tanto para os edifícios de 25 quanto para os de 40 pavimentos. Portanto até este andar os dois modelos de paredes estruturais atuaram de forma praticamente idêntica no contraventamento das estruturas analisadas. Percebe-se, entretanto, que os dois modelos de parede (linhas verde e vermelha) agem de forma muito mais eficiente, em relação à absorção de esforço cortante, se comparadas com a atuação do pórtico plano (linha azul).

Figura 53 - Esforço cortante absorvido – Edifícios de 25 pavimentos (sem o último)
- II.1/30; II.2/30 e II.3/30 – 30 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

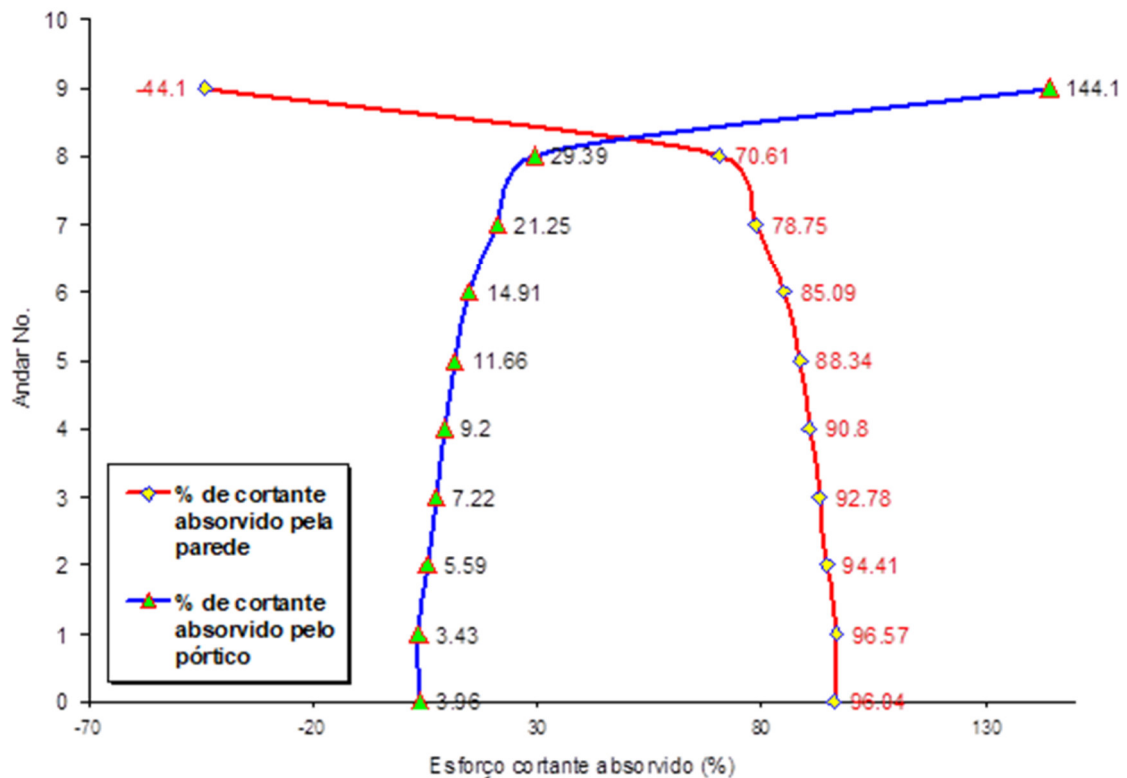
Figura 54 - Esforço cortante absorvido – Edifícios de 40 pavimentos (sem os 2 últimos)
- III.1/30; III.2/30 e III.3/30 – 30 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

A Figura 55 mostra a porcentagem de esforço cortante absorvido, no caso do edifício de 10 pavimentos concebido com paredes estruturais fechadas. Sabe-se que as paredes estruturais ou os núcleos por elas formados, são adotados para atuar em conjunto com as estruturas dos pórticos espaciais de edifícios, ajudando os mesmos quando os edifícios são concebidos tão altos que o sistema pórtico espacial, apesar de absorver eficientemente os carregamentos verticais, não funciona bem para combater as forças horizontais devidas à ação do vento. Contudo, se adotadas em edifícios de pequena altura, as paredes não atuam “ajudando” os pórticos mas sim tomando todo o combate ao carregamento horizontal para si, por estarem superdimensionadas para tais estruturas.

Figura 55 - Esforço cortante absorvido – Edifício de 10 pavimentos
- I.2/30 – 30 MPa.



Fonte: (FERREIRA, 2001).

Consequentemente, no edifício de 10 pavimentos, a parede atua absorvendo até o penúltimo andar 70.61% do esforço cortante devido aos carregamentos de vento, deixando para o pórtico apenas 29.39%. Isto mostra que neste caso não há interação e sim domínio na ação de contraventamento por parte da parede. Se configura, portanto, desnecessário o seu uso para este edifício em particular.

Considerando que a eficácia das paredes estruturais no contraventamento de edifícios altos se limita a cerca de dois terços da altura total, é crucial repensar sua utilização em toda a extensão da estrutura. Essa abordagem otimizada não apenas evita o desperdício de materiais, mão de obra e tempo, mas também contribui significativamente para a sustentabilidade da construção.

A otimização do uso de materiais não só evita o desperdício, mas também contribui para a diminuição da emissão de carbono e promove economia de recursos, alinhando-se aos princípios de sustentabilidade. A possibilidade de redução nos

custos de implantação de paredes estruturais, aliada aos benefícios ambientais, pode incentivar os projetistas estruturais a adotar práticas mais conscientes ao considerar essa solução em projetos de edifícios de grande altura, buscando um equilíbrio entre a estabilidade estrutural, a eficiência econômica e a responsabilidade ambiental.

2.12 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS SEGUNDO A NBR 6118:2023

A **estabilidade global de estruturas** é um aspecto crítico no projeto de edifícios, especialmente para aqueles sujeitos a cargas laterais significativas, como vento e sismos. A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece critérios e métodos para avaliar a sensibilidade da estrutura aos **efeitos de segunda ordem globais**, que surgem devido aos deslocamentos laterais. Esses efeitos podem amplificar os esforços internos e comprometer a segurança da estrutura.

2.12.1 Análises linear e não linear

A análise estrutural pode ser realizada de duas formas: **análise linear** (de primeira ordem) e **análise não linear** (de segunda ordem). A escolha entre esses métodos depende da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem.

2.12.1.1 Análise Linear (Primeira Ordem)

A análise linear, também chamada de análise de primeira ordem, considera que os deslocamentos da estrutura são suficientemente pequenos para não afetar significativamente os esforços internos. Nessa abordagem, as equações de equilíbrio são resolvidas na configuração geométrica inicial da estrutura, sem considerar a mudança na geometria devido aos deslocamentos.

Características:

- **Hipótese de pequenos deslocamentos:** Assume-se que os deslocamentos não alteram a geometria da estrutura.

- **Linearidade material:** Considera-se que o material comporta-se de forma linear (Lei de Hooke).
- **Efeitos de segunda ordem desprezíveis:** Não considera a amplificação dos esforços devido aos deslocamentos laterais.

Aplicação:

- Utilizada em estruturas robustas e rígidas, onde os deslocamentos laterais são pequenos e os efeitos de segunda ordem são desprezíveis.
- Estruturas classificadas como **de nós fixos**.

Vantagens:

- Simplicidade de cálculo.
- Menor complexidade computacional.

Limitações:

- Não captura os efeitos de segunda ordem, que podem ser significativos em estruturas esbeltas ou flexíveis.

2.12.1.2 Análise Não Linear (Segunda Ordem)

A análise não linear, também chamada de análise de segunda ordem, considera que os deslocamentos alteram a geometria da estrutura, gerando esforços adicionais. Nessa abordagem, as equações de equilíbrio são resolvidas na configuração deformada da estrutura, levando em conta a mudança na geometria devido aos deslocamentos.

Características:

- **Grandes deslocamentos:** Considera-se que os deslocamentos alteram a geometria da estrutura.
- **Não linearidade geométrica:** Captura os efeitos de segunda ordem, como a amplificação dos esforços devido aos deslocamentos laterais.
- **Não linearidade material (opcional):** Pode considerar o comportamento não linear do material (concreto e aço), como fissuração e plasticidade.

Aplicação:

- Utilizada em estruturas esbeltas ou flexíveis, onde os deslocamentos laterais são significativos e os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados.
- Estruturas classificadas como **de nós móveis**.

Vantagens:

- Captura os efeitos de segunda ordem, garantindo uma análise mais precisa e segura.
- Permite avaliar o comportamento real da estrutura, considerando a interação entre cargas e deslocamentos.

Limitações:

- Maior complexidade de cálculo.
- Requer ferramentas computacionais avançadas.

2.12.2 Efeitos de segunda ordem

Os **efeitos de segunda ordem** são aqueles que surgem devido à mudança na geometria da estrutura causada pelos deslocamentos laterais. Eles são particularmente importantes em estruturas esbeltas, onde os deslocamentos podem amplificar significativamente os esforços internos.

Conforme o item 15.4.1 da NBR 6118 (ABNT,2023), os efeitos de segunda ordem são classificados em:

- **Efeitos de segunda ordem globais:** Relacionados aos deslocamentos laterais da estrutura como um todo. São aqueles que surgem devido aos **deslocamentos horizontais dos nós da estrutura** (como deslocamentos de pavimentos inteiros). Esses deslocamentos alteram a geometria global da estrutura, gerando esforços adicionais (momentos fletores, cortantes) que não são captados em uma análise de primeira ordem (estrutura indeformada).

- **Efeitos de segunda ordem locais:** Relacionados aos deslocamentos de elementos individuais, como pilares. Ocorrem em **elementos individuais** (como um lance de pilar ou viga) devido à **curvatura do eixo da barra** após a deformação. Esses efeitos aumentam os esforços solicitantes (momentos, cortantes) ao longo do comprimento do elemento.
- **Efeitos de segunda ordem localizados:** São observados em regiões específicas de elementos estruturais (como em pilares-parede ou regiões de ligação entre elementos) onde a curvatura é mais acentuada do que no restante do elemento. Esses efeitos aumentam não apenas a flexão longitudinal, mas também a flexão transversal, exigindo um aumento na armadura transversal.

2.12.3 *Tipos de não linearidade*

2.12.4 *Não linearidade física*

O concreto armado é um material altamente heterogêneo, cujo comportamento não obedece à lei de Hooke. Para a avaliação dos efeitos de 2ª ordem, é necessário fazer uma redução na rigidez considerada para as peças estruturais.

O item 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2023) define que para análises elásticas da estrutura para a obtenção de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço deve ser utilizado o módulo de elasticidade secante (E_{cs}), variando seu valor segundo as propriedades do concreto.

O item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023) permite, para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, considerar a não-linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

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

- Vigas:
 - $(EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c$ para $A'_s \neq A_s$
 - $(EI)_{sec} = 0,5 E_c I_c$ para $A'_s = A_s$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c$.

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

E_c é o módulo de deformação do concreto.

A'_s é a armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla.

A_s é a armadura de tração.

Como na prática de projetos estruturais é muito rara a condição de vigas armadas na condição, na maioria dos casos utiliza-se: $(EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c$.

2.12.5 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica ocorre em análises estruturais quando as deformações de um corpo são suficientemente grandes para alterar significativamente a sua geometria original, afetando assim o comportamento da estrutura sob carregamento. Em outras palavras, a relação entre as forças aplicadas e os deslocamentos resultantes não é mais linear devido às mudanças na forma e orientação da estrutura.

Em análises lineares, assume-se que as deformações são pequenas e não alteram significativamente a geometria inicial. Isso permite simplificar as equações de equilíbrio e as relações constitutivas. No entanto, quando as deformações são consideráveis, essa simplificação não é mais válida, e é necessário considerar a não linearidade geométrica para obter resultados precisos.

As principais causas da não linearidade geométrica incluem:

- **Grandes deslocamentos e rotações:** Quando os deslocamentos ou as rotações dos pontos da estrutura são grandes em relação às suas dimensões iniciais, a geometria da estrutura se altera significativamente.
- **Grandes deformações (grandes alongamentos ou encurtamentos):** Em alguns casos, mesmo que os deslocamentos e rotações não sejam excessivamente grandes, as deformações internas (as variações de comprimento e ângulo entre os elementos) podem ser significativas o suficiente para causar não linearidade.
- **Efeitos de segunda ordem (P- Δ):** Em estruturas sujeitas a cargas axiais e laterais, os deslocamentos laterais podem gerar momentos adicionais (momentos de segunda ordem) que dependem do produto da carga axial pelo deslocamento. Esses momentos adicionais alteram a resposta da estrutura de forma não linear.
- **Instabilidade geométrica (flambagem):** Em elementos estruturais esbeltos sujeitos a compressão, podem ocorrer instabilidades que levam a grandes deformações laterais repentinas (flambagem). Esse fenômeno é inerentemente não linear geometricamente.
- **Contato:** Problemas de contato entre corpos também podem ser considerados uma forma de não linearidade geométrica, pois a área de contato e as condições de contorno mudam com a deformação.
- **Rigidez Geométrica (Stress Stiffening/Softening):** Tensões existentes na estrutura podem alterar sua rigidez. Tensões de tração geralmente aumentam a rigidez (stress stiffening), enquanto tensões de compressão podem diminuí-la (stress softening), especialmente em estruturas finas como membranas e cabos.

Em análises por elementos finitos (FEA), a consideração da não linearidade geométrica geralmente requer a atualização da matriz de rigidez da estrutura a cada incremento de carga, levando a um processo de solução iterativo e mais complexo computacionalmente do que análises lineares.

Em resumo, a não linearidade geométrica é um fenômeno importante a ser considerado quando as deformações de uma estrutura são suficientemente grandes para influenciar significativamente seu comportamento mecânico, tornando a relação entre carga e deslocamento não linear. Ignorar essa não linearidade em tais casos pode levar a previsões imprecisas e potencialmente inseguras do comportamento estrutural.

2.12.6 Parâmetros de estabilidade de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023)

A **NBR 6118 (ABNT, 2023)** utiliza dois parâmetros para avaliar a sensibilidade de uma estrutura aos **efeitos de segunda ordem**: o **parâmetro de instabilidade α** e o **coeficiente γ_z** , dispostos nos itens 15.5.1 e 15.5.2, respectivamente. Esses parâmetros, são adimensionais e permitem ao projetista determinar a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem na análise estrutural.

2.12.6.1 Parâmetro de instabilidade α

Uma estrutura pode ser considerada de nós fixos, e os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, se o parâmetro α for menor que o valor α_1 , conforme a equação:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad \text{Eq. 2.9}$$

O valor de α_1 é determinado com base no número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo:

- Para $n \leq 3$: $\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$
- Para $n \geq 4$: $\alpha_1 = 0,6$

Onde:

- n : número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- H_{tot} : altura total da estrutura, medida a partir da base até o topo;
- N_k : somatório das cargas verticais características atuantes na estrutura;
- $E_c I_c$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Para estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode-se calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante.

A norma estabelece valores limites de α_1 para diferentes tipos de estruturas:

- Estruturas usuais de edifícios: $\alpha_1 = 0,6$ (para $n \geq 4$);
- Associações de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede: $\alpha_1 = 0,6$;
- Contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede: $\alpha_1 = 0,7$;
- Estruturas com apenas pórticos: $\alpha_1 = 0,5$.

O parâmetro α , em teoria, somente poderia ser adotado em estruturas reticuladas simétricas. Como é comum que estruturas sejam assimétricas (tanto geometricamente como na questão relacionada à vinculação entre elementos ou carregamentos aplicados na estrutura), na maioria dos casos este parâmetro não é adequado para analisar os efeitos de segunda ordem global em estruturas.

2.12.6.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z está apresentado no item **15.5.3** da **NBR 6118 (ABNT,2023)**, este parâmetro tem a função de determinar de forma aproximada o coeficiente de majoração dos esforços globais finais com relação aos de primeira ordem. O valor de γ_z é definido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Eq. 2.10}$$

Onde:

- $M_{1, tot,d}$: momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

É calculado um valor de γ_z para cada combinação de cálculo definida, segundo a direção de aplicação do vento. Somente combinações que possuem ações de vento são utilizadas para cálculo do γ_z . O deslocamento horizontal considerado é o deslocamento causado pelo vento naquela combinação, independente da direção (considera o deslocamento resultante).

Uma vez que o valor de γ_z representa o próprio efeito de 2ª ordem, considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição: $\gamma_z \leq 1,1$.

2.12.7 Análise global de segunda ordem – Coeficiente $P - \Delta$

Quando a estrutura for classificada como de nós deslocáveis, é recomendado que se realize uma análise global de segunda ordem. Essa análise deve levar em conta a não-linearidade física e a não-linearidade geométrica.

O processo $P - \Delta$ é o mais largamente empregado em softwares de análise e/ou dimensionamento estrutural como, por exemplo, **SAP**, **ETABS**, **Robot Structural Analysis**, **TQS** e **Eberick**.

A ideia do processo **P-Delta**, consiste em:

- Aplicar sobre a estrutura indeformada, as ações horizontais e verticais, verificando a posição deformada;
- A deformação da estrutura faz com que as cargas axiais sejam aplicadas fora do eixo do pilar, o que gera um binário de forças de valor equivalente a $M = N * A$.

- Este momento é equilibrado, portanto, pelas cargas horizontais, de modo que estas sofrem um acréscimo $\delta_H = M/L$.
- Este novo carregamento, já com o acréscimo nas cargas horizontais, é inserido na estrutura indeformada, de modo que os deslocamentos são recalculados considerando este aumento.
- Esse processo é repetido, até se obter uma convergência dos valores de deformação do edifício, obtendo-se assim, o carregamento final da estrutura levando em conta os esforços de 1ª ordem (do primeiro carregamento, quando da estrutura indeformada) e dos esforços de 2ª ordem (na verdade, 2ª, 3ª, 4ª... ordens, devidos aos deslocamentos da estrutura).

O conjunto das cargas fictícias incrementa as cargas horizontais existentes e uma nova análise leva a novos deslocamentos horizontais, majorados em relação aos originais.

Com base nos novos valores, o processo é repetido até que não haja diferença significativa entre duas iterações sucessivas. Em algumas situações, o processo **P-Delta** pode não convergir, significando que a estrutura é excessivamente instável.

Após a última iteração, caso haja convergência, obtêm-se os deslocamentos finais. Com base nestes deslocamentos serão calculados os esforços internos para o dimensionamento estrutural.(MACGREGOR & HAGE S. E., 1977).

3 ANÁLISE 1 - EFICIÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE ESTRUTURAL EM RELAÇÃO À ALTURA TOTAL DO EDIFÍCIO

Como já foi mencionado, é de acordo com o número de pavimentos de um determinado edifício, que se deve escolher o sistema estrutural adequado para sua concepção. No Brasil, o sistema mais largamente empregado para a construção de edifícios ainda é o pórtico tridimensional. Apesar de ser conhecido classicamente que

o sistema pórtico tridimensional é o mais indicado somente para edifícios de até cerca de 20 a 25 pavimentos, os calculistas brasileiros chegam por vezes a ultrapassar quase que o dobro desta altura utilizando este sistema.

Em edifícios altos a consideração das cargas provenientes da ação do vento é essencial. Há ainda, no entanto, por parte de alguns calculistas, uma confiança excessiva na capacidade que têm as estruturas de edifícios de concreto armado de redistribuição de seus esforços solicitantes e no fato de que o peso próprio destas estruturas é, geralmente, muitas vezes maior do que qualquer outro carregamento atuante, como por exemplo, os carregamentos devidos à ação do vento.

Sendo assim, alguns profissionais acabam por desenvolver uma lógica errônea com relação ao comportamento e à estabilidade global das estruturas, justificando o erro de não considerar a ação do vento nos prédios que calculam porque nestes, as cargas provenientes da ação do vento seriam insignificantes frente às cargas devidas ao peso próprio dos mesmos.

Na maioria das vezes, não se verificam maiores problemas relativos à estados limites últimos devido à estas simplificações, contudo, sabe-se que os erros cometidos por excesso de confiança dos calculistas na chamada “segurança natural”, das estruturas de concreto armado, têm um atenuante quando relacionados com edifícios construídos há 20 ou 30 anos atrás, pois aquelas estruturas antigas de edifícios eram muito mais robustas do que as de hoje. Ao contrário, o fator atenuante anteriormente citado passa a ser um agravante quando, por motivos diversos, principalmente os econômicos, cada vez mais os edifícios modernos são concebidos mais esbeltos e, conseqüentemente, com pesos próprios e capacidade de redistribuição de esforços menores.

A ductilidade destas estruturas está igualmente posta em prova quando passa-se a utilizar concretos com resistências à compressão cada vez mais altas, como no caso dos CAR (concretos de alta resistência) e dos CAD (concreto de alto desempenho), reduzindo significativamente a seção transversal de pilares e de vigas e aumentando os vãos livres das últimas. Aliado a isto está a utilização crescente de

lajes em que se suprime drasticamente a quantidade de vigas, como por exemplo, as lajes treliçadas, as lajes protendidas (nervuradas ou com faixas de protensão) e as lajes lisas.

Por conseguinte, é essencial, devido aos motivos anteriormente mencionados, compreender os intervalos de utilização dos sistemas estruturais verticais para edifícios que aumentam simultaneamente em altura e esbeltez. Além disso, é crucial entender o comportamento do sistema estrutural adotado para garantir a segurança e a economia.

3.1 SISTEMA ESTRUTURAL ADOTADO PARA ESTUDO

Para o estudo desenvolvido na análise 1 será analisado um edifício teórico com 30 pavimentos e planta simétrica, afim de se compreender o comportamento estrutural do sistema estrutural pórtico-paredes frente à ação do vento e investigar a relação entre o nível de interrupção das paredes e as forças internas resultantes da interação entre os elementos do sistema híbrido pórtico-parede.

O sistema **pórtico espacial com paredes estruturais** pode ser definido como um sistema misto que reúne, em uma mesma estrutura, elementos de pórticos e elementos parede. Este sistema foi escolhido por ser, dentre os aplicáveis em edifícios, o mais usual no Brasil depois do pórtico espacial, já que sistemas como os “tubos aporticados”, os “tubos dentro de tubos” e os “tubos aporticados multicelulares”, são sistemas que, apesar de muito difundidos e utilizados em países na América do Norte, Europa e Ásia, e de apresentarem grande eficiência em edifícios altos, ainda não fazem parte da cultura do calculista brasileiro, sendo pouco familiares à estes profissionais.

3.2 ANÁLISES REALIZADAS

Foram feitas, neste trabalho, análises globais estáticas de 1ª ordem em estruturas de edifícios de concreto armado, com os seguintes modelos:

- **E30P:** Edifício com **30 pavimentos**, com sistema de **pórtico tridimensional**;
- **E30PPC:** Edifício com **30 pavimentos**, com sistema de **pórtico tridimensional** e **parede de cisalhamento contínua** (ao longo de toda a altura do edifício);
- **E30PPIn:** Edifício com **30 pavimentos**, com sistema de **pórtico tridimensional** e **parede de cisalhamento interrompida em diversos níveis**, onde n é o nível em que a parede foi interrompida.

Os edifícios foram modelados no software **CSI ETABS**. Consideraram-se as as fundações engastadas e as lajes agindo como diafragmas rígidos.

Os elementos estruturais têm as seguintes seções:

- Paredes de cisalhamento: 30x700 cm;
- Pilares: 40x100 cm;
- Vigas: 25x70 cm;
- Lajes: 12 cm.

Inicialmente, procedeu-se a análise do modelo **E30PPPC** (com paredes de cisalhamento dispostas do 1º ao último pavimento), para análise dos diagramas de momentos fletores e esforços cortantes da estrutura e determinação do intervalo ótimo para a interrupção das paredes de cisalhamento. Em seguida, nos modelos (**E30PPIn**) foi analisado o edifício com adoção da interrupção das paredes cisalhadas dentro do intervalo definido - onde n é o nível onde ocorreu a interrupção das paredes. O objetivo da análise do modelo com paredes interrompidas era o de **verificar a validade do comportamento já conhecido para estruturas de pórtico espacial + paredes** (com ação efetiva de contraventamento até aproximadamente dois terços da altura dos edifícios) e economizar volume de concreto, armadura, forma e mão de obra.

3.2.1 Pavimentos da estrutura

Os edifícios são compostos por 30 pavimentos tipo, todos com altura (pé-direito) de 300 cm, conforme descrito na Tabela 2.

Tabela 2 – Pavimentos do edifício.

Pavimento	Altura (m)	Nível (m)
Tipo 30	3	90
Tipo 29	3	87
Tipo 28	3	84
Tipo 27	3	81
Tipo 26	3	78
Tipo 25	3	75
Tipo 24	3	72
Tipo 23	3	69
Tipo 22	3	66
Tipo 21	3	63
Tipo 20	3	60
Tipo 19	3	57
Tipo 18	3	54
Tipo 17	3	51
Tipo 16	3	48
Tipo 15	3	45
Tipo 14	3	42
Tipo 13	3	39
Tipo 12	3	36
Tipo 11	3	33
Tipo 10	3	30
Tipo 9	3	27
Tipo 8	3	24
Tipo 7	3	21
Tipo 6	3	18
Tipo 5	3	15
Tipo 4	3	12
Tipo 3	3	9
Tipo 2	3	6
Tipo 1	3	3
Fundações	1.5	0

3.2.2 Propriedades do concreto

O concreto considerado pertence à classe C35 e deve atender as características da Tabela 3.

Tabela 3 – Características do concreto.

fck (MPa)	Ecs (MPa)	fct (MPa)
35	29402.9	3,2

Onde:

- **fck**: resistência característica do concreto à compressão, conforme definida no item 8.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2023), para concretos da classe de resistência do grupo I (até 50 MPa).
- **Ecs**: módulo de deformação secante do concreto, estabelecido no item 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2023).
- **fct**: resistência média à tração do concreto, estabelecida no item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2023).

3.2.3 Propriedades do aço

O aço considerado nas análises das peças em concreto armado deve atender as características da Tabela 4, a seguir.

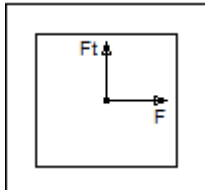
Tabela 4 – Características do aço.

Categoria	Massa específica (kgf/m³)	Módulo de elasticidade (kgf/cm²)	Resistência característica ao escoamento do aço - fyk (kgf/cm²)
CA50	7850	2100000	5000
CA60	7850	2100000	6000

3.2.4 Ação do vento

O efeito do vento foi considerado segundo as recomendações da norma NBR 6123 (ABNT, 2023). Os parâmetros adotados para o cálculo das forças devidas ao vento são exibidos na Tabela 5.

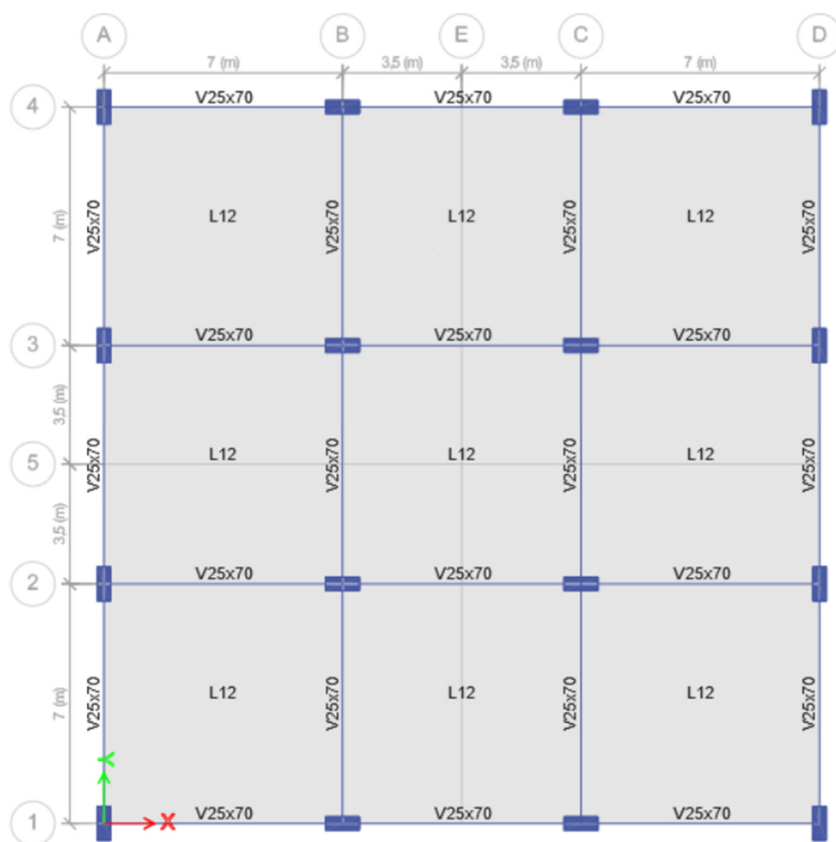
Tabela 5 - Parâmetros adotados para consideração do vento.

Parâmetros	Valor adotado	Observações
Velocidade	30.00m/s	-
Nível do solo (S2)	0.00cm	-
Maior dimensão horizontal ou vertical (S2)	Maior que 50 m	-
Rugosidade do terreno (S2)	Categoria IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
Fator topográfico (S1)	1.0	Demais casos.
Fator estatístico (S3)	1.00	Edificações para residências, hotéis, comércio, e indústrias. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas á reutilização.
Ângulo do vento em relação à horizontal	0°	
Direções de aplicação do vento	Vento X+ (V1) Vento X- (V2) Vento Y+ (V3) Vento Y- (V4)	Ver combinações de ações, no anexo.

3.2.5 E30P

Edifício com 30 pavimentos, com sistema de pórtico tridimensional, modelado conforme as figuras 56, 57 e 58, a seguir.

Figura 56 - E30P – Croqui do 1º ao 30º pavimento tipo.

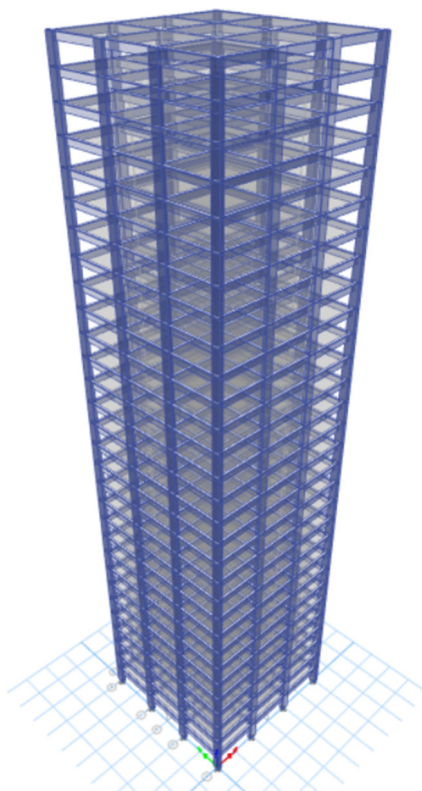


Fonte: A autora.

Figura 57 - E30P –Vista em elevação (software ETABS).



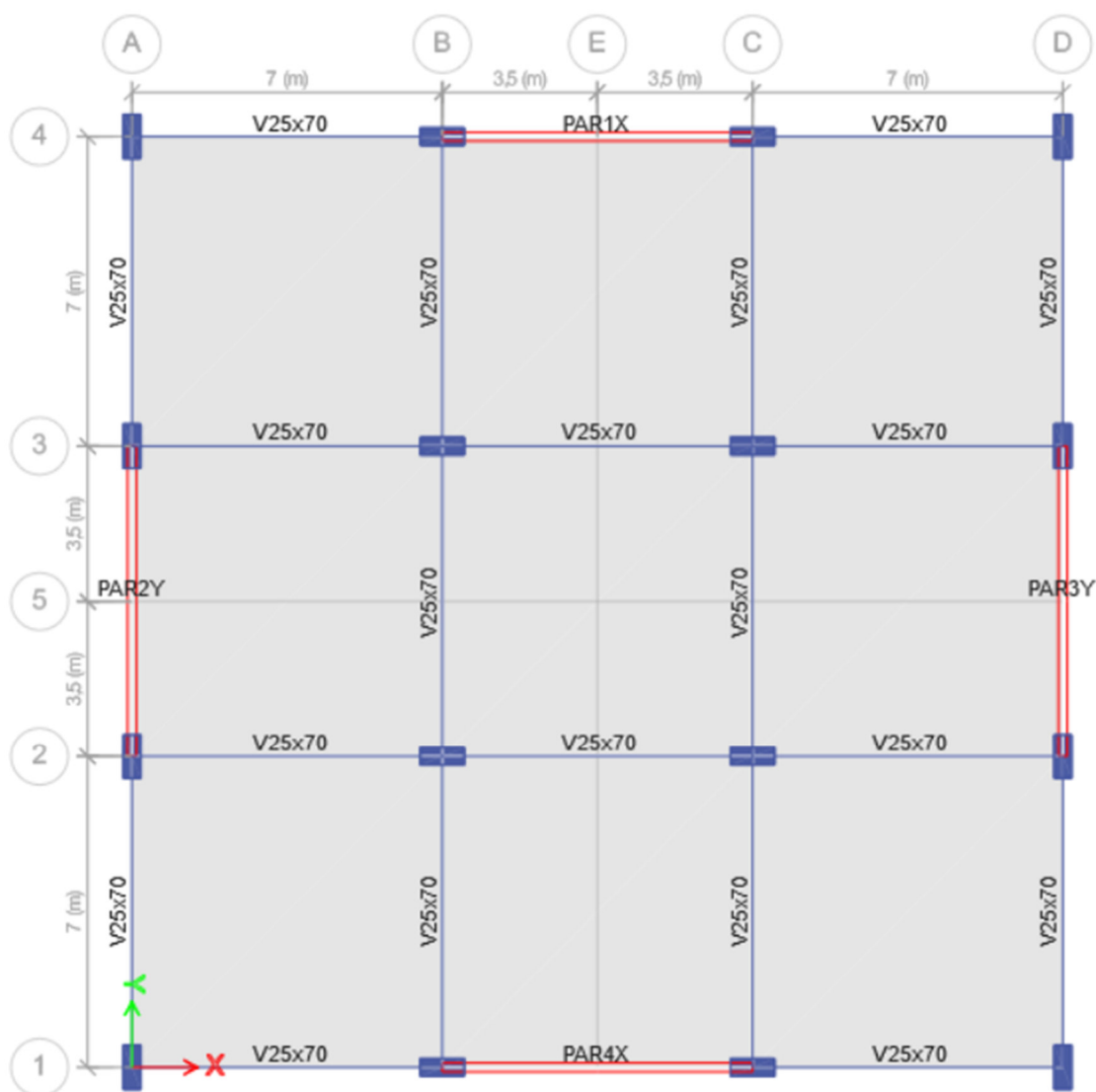
Figura 58 – E30P –Vista tridimensional (software ETABS).



3.2.6 E30PPC

Edifício com 30 pavimentos, com sistema de pórtico tridimensional e parede de cisalhamento contínua (ao longo de toda a altura do edifício), modelado conforme as figuras 59, 60 e 61, a seguir.

Figura 59 – E30PPC – Croqui do 1º ao 30º pavimento tipo.



Fonte: A autora.

Figura 60 – E30PPC –Vista em elevação (software ETABS).

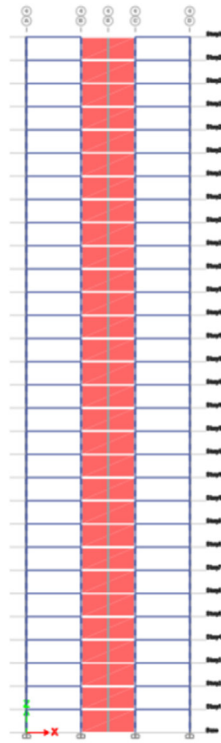
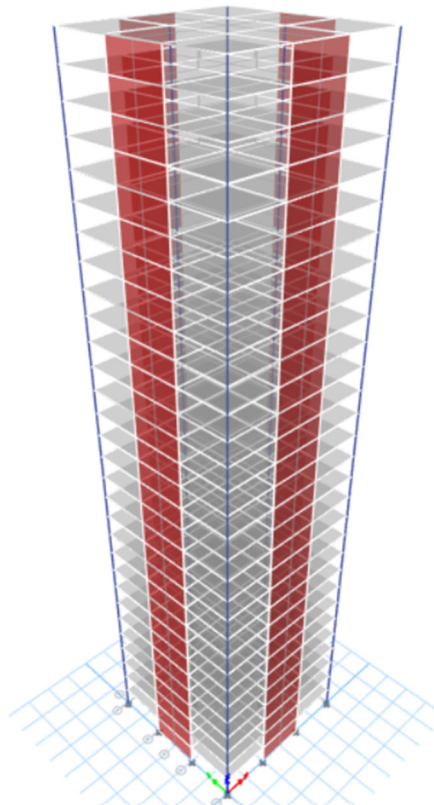


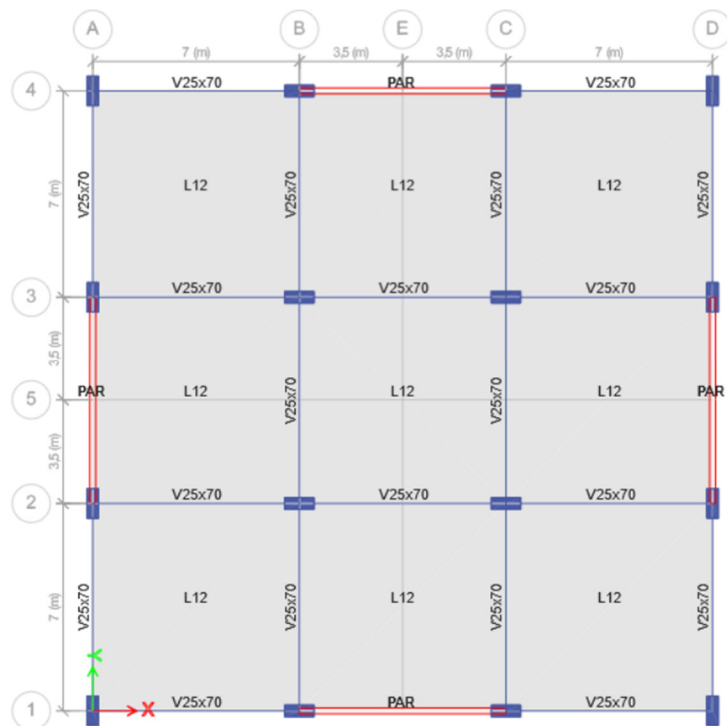
Figura 61 - E30PPC –Vista tridimensional (software ETABS).



3.2.7 E30PPIn

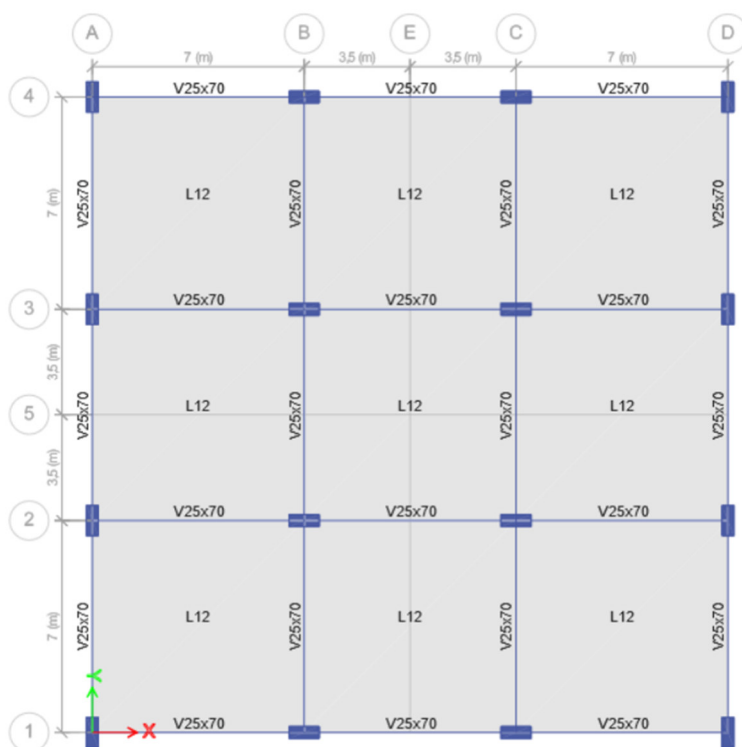
Edifício com **30 pavimentos**, com sistema de **pórtico tridimensional** e **parede de cisalhamento interrompida em diversos níveis** para análise do nível ótimo de interrupção das paredes de cisalhamento, modelado conforme as figuras 62 a 65 a seguir.

Figura 62 - E30PPIn – Croqui do 1º ao n pavimento tipo.



Fonte: A autora.

Figura 63 - E30PPIn – Croqui do n ao 30º pavimento tipo.



Fonte: A autora.

Figura 64 - E30PPIn –Vista em elevação (software ETABS).

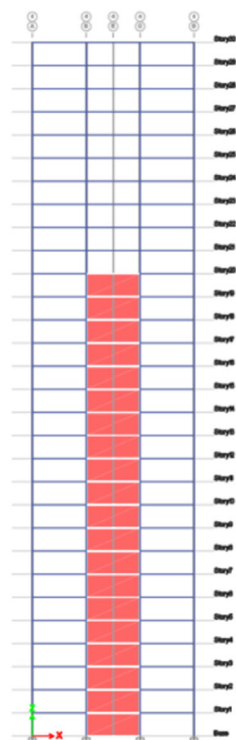
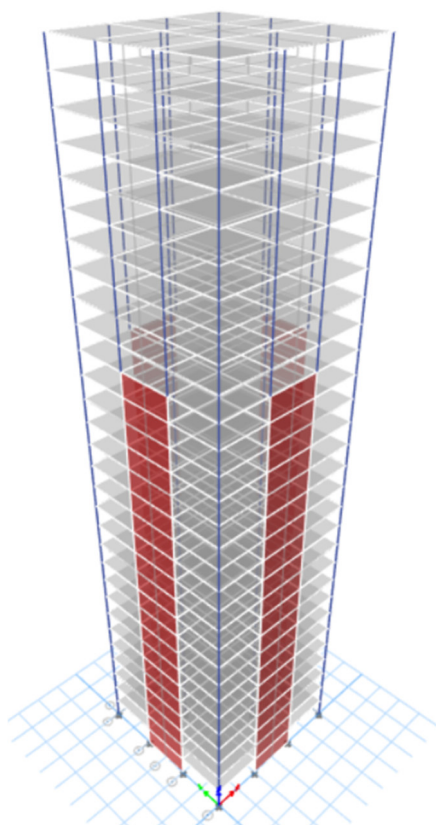


Figura 65 - E30PPIn –Vista tridimensional (software ETABS).



3.3 ANÁLISE 1 – RESULTADOS DAS ANÁLISES

Como a estrutura estudada trata-se de um modelo teórico, com geometria simétrica, foram analisados os resultados obtidos para o carregamento de vento na direção Vento X+ (V1).

3.3.1 Forças aplicadas aos pavimentos de estrutura

Tabela 6 - Forças aplicadas nos pavimentos da estrutura devido ao vento estático.

Pavimento	Elevação (m)	Vento em X (tonf)	Momento de tombamento (tonf.m)	Cortante por pavimento (tonf)	Momento por pavimento (tonf.m)
Story30	90	2,79	0	2,79	251,1
Story29	87	5,54	-8,37	8,33	724,71
Story28	84	5,48	-33,36	13,81	1160,04
Story27	81	5,43	-74,79	19,24	1558,44
Story26	78	5,38	-132,51	24,62	1920,36
Story25	75	5,32	-206,37	29,94	2245,5
Story24	72	5,26	-296,19	35,2	2534,4
Story23	69	5,2	-401,79	40,4	2787,6
Story22	66	5,14	-522,99	45,54	3005,64
Story21	63	5,07	-659,61	50,61	3188,43
Story20	60	5,01	-811,44	55,62	3337,2
Story19	57	4,94	-978,3	60,56	3451,92
Story18	54	4,87	-1159,98	65,43	3533,22
Story17	51	4,79	-1356,27	70,22	3581,22
Story16	48	4,72	-1566,93	74,94	3597,12
Story15	45	4,63	-1791,75	79,57	3580,65
Story14	42	4,55	-2030,46	84,12	3533,04
Story13	39	4,46	-2282,82	88,58	3454,62
Story12	36	4,36	-2548,56	92,94	3345,84
Story11	33	4,26	-2827,38	97,2	3207,6
Story10	30	4,15	-3118,98	101,35	3040,5
Story9	27	4,04	-3423,03	105,39	2845,53
Story8	24	3,91	-3739,2	109,3	2623,2
Story7	21	3,77	-4067,1	113,07	2374,47
Story6	18	3,62	-4406,31	116,69	2100,42
Story5	15	3,44	-4756,38	120,13	1801,95
Story4	12	3,24	-5116,77	123,37	1480,44
Story3	9	2,99	-5486,88	126,36	1137,24
Story2	6	2,67	-5865,96	129,03	774,18
Story1	3	2,16	-6253,05	131,19	393,57
Base	0	0	-6646,62	0	0

- Momento de tombamento total na base (tonf.m) = 6646,62.
- Força cortante total na base (tf) = 131.19.

3.3.2 Análise do nível ótimo para interrupção das paredes de cisalhamento

De acordo com (NOLLET, 1991) os efeitos da interrupção nos deslocamentos horizontais da estrutura podem ser examinados considerando os impactos da interrupção nas distribuições de cisalhamento e momento no pórtico, e o efeito consequente dessas ações nos deslocamentos da estrutura.

As paredes, especialmente as paredes de cisalhamento, são projetadas para resistir a forças laterais principalmente por meio da absorção da maior parte dos esforços de cisalhamento atuantes ao longo da altura do prédio. Elas exibem alta rigidez no plano, o que significa que resistem ao deslocamento lateral de forma eficaz. Seu comportamento estrutural é dominado por tensões de cisalhamento, que são distribuídas de forma relativamente uniforme em sua seção transversal.

Os pórticos, compostos por vigas e pilares, resistem a forças laterais principalmente por meio da deformação por flexão. Eles são elementos mais flexíveis do que as paredes, permitindo maior deslocamento lateral. Seu comportamento é dominado por tensões de flexão, que variam ao longo da seção transversal, com tensões máximas nas fibras extremas (superior e inferior) dos pilares.

As paredes e os pórticos tendem a se restringir mutuamente em adotar suas deformadas típicas, o que causa a interação e redistribuição de forças entre ambos. A parede restringe o pórtico nos pavimentos iniciais, porém, perde eficiência ao longo da altura, quando o pórtico passa a restringir as paredes nos pavimentos superiores. O grau de interação horizontal é governado pelas rigidezes relativas das paredes e dos pórticos.

O nível de interrupção que leva à eliminação da força de cisalhamento negativa na parede, tornando-a igual a zero no topo, leva ao mesmo tempo à remoção do momento negativo. Como resultado, a interrupção da parede de cisalhamento neste nível elimina a força reversa aplicada pela parede na estrutura e, conseqüentemente, a deflexão superior da estrutura será mínima.

Em resumo, o nível ideal de redução que resulta em uma deflexão superior mínima da estrutura elimina, ao mesmo tempo, os momentos negativos e as forças de cisalhamento negativas na parede.

A interrupção da parede em um nível mais elevado que o nível ótimo resulta em uma deflexão de topo menor que na estrutura de parede contínua, por que há uma diminuição no efeito negativo da parede no pórtico.

Se a interrupção da parede é feita em um nível muito próximo ao topo, os deslocamentos no topo da estrutura serão maiores.

As paredes de cisalhamento, em um sistema pórtico-parede, podem ser interrompidas de acordo com a interação horizontal entre os dois sistemas componentes da estrutura. A zona de transição entre a configuração fletida e a configuração cisalhada precisa ser identificada. A altura na qual ocorre a zona de transição dependerá da rigidez relativa do pórtico e das paredes cisalhadas. Se a parede cisalhada é dominante, a zona de transição é deslocada para cima; se o pórtico apresenta elevada rigidez, a zona de transição desloca-se para baixo.

Neste estudo, foi analisada a performance estrutural para o mesmo edifício, com diferentes níveis de interrupção das paredes.

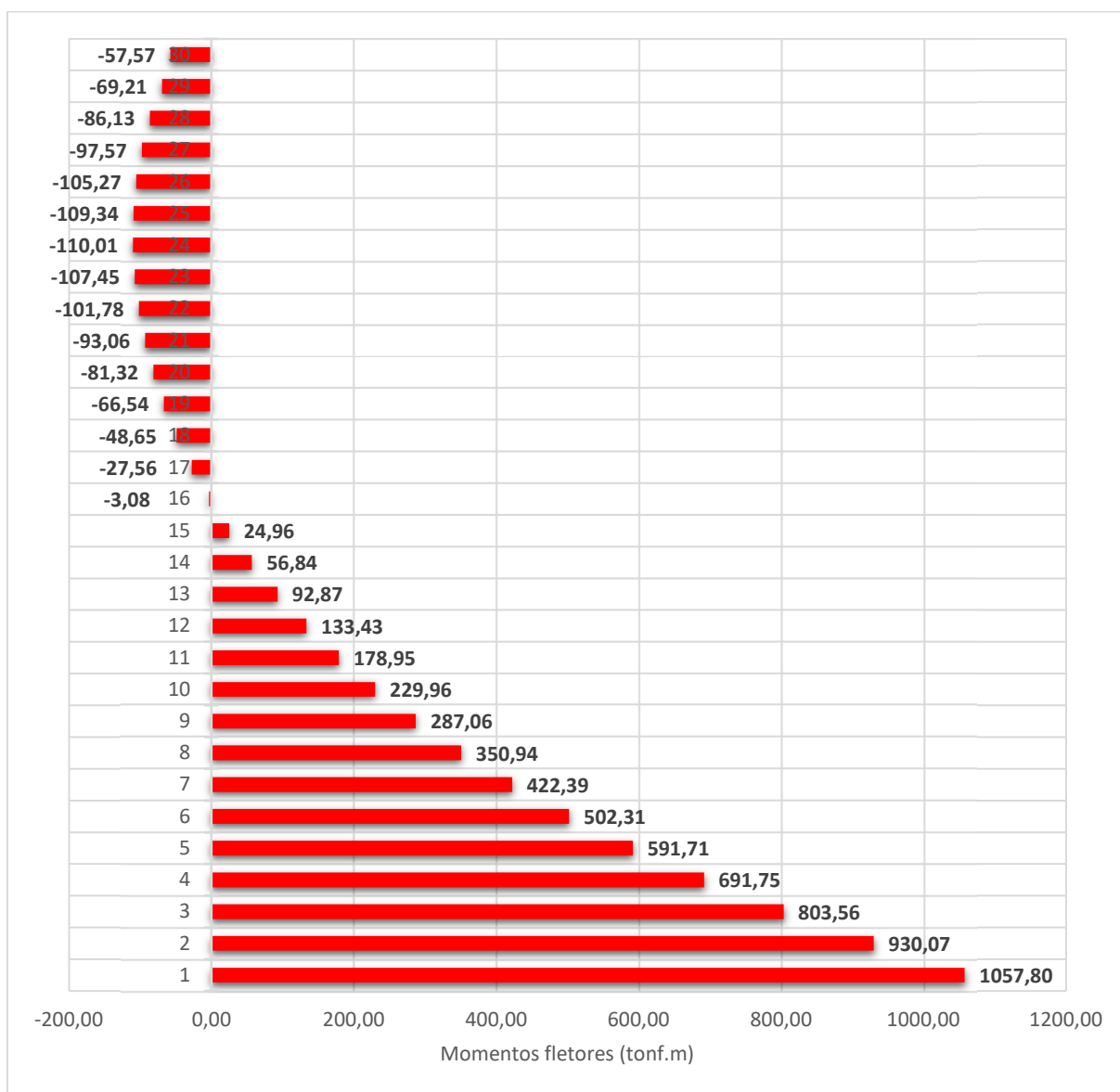
Foram considerados os seguintes parâmetros:

- Momento fletor nas paredes
- Esforço cortante nas paredes e porcentagem de esforço cortante absorvido pela estrutura (paredes e pórticos).
- Deslocamentos da estruturas.

3.3.3 Distribuição de momentos fletores

A seguir é apresentado o gráfico de momentos fletores nas paredes do edifício E30PC.

Figura 66 – Momentos fletores nas paredes – E30PC.



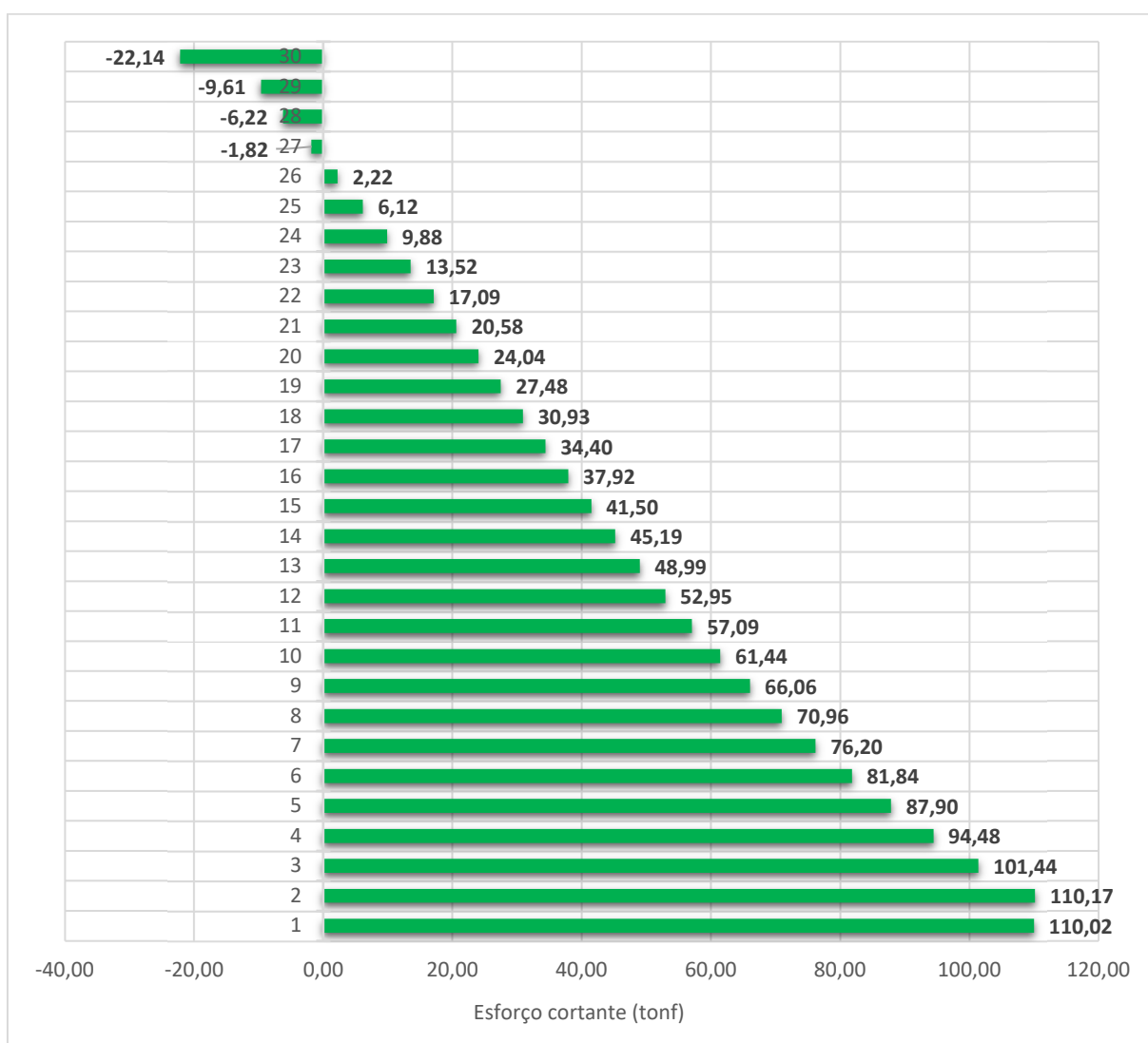
Fonte: A autora.

Pode-se verificar que os diagramas de momentos fletores das paredes estruturais têm os seus sinais mudados a partir do 16º pavimento.

3.3.4 Distribuição de esforços cortantes

Na Figura 67, é apresentada a distribuição de esforço cortante nas paredes ao longo da altura do edifício. Observa-se que a partir do pavimento 27 ocorre uma inflexão no diagrama de esforços cortantes atuantes nas paredes.

Figura 67 – Esforço cortante nas paredes.



Fonte: A autora.

De acordo com (PAULAY, PRIESTLY, 1992), (MOEHLE, 2015) e (NOLLET, 1991), a parte superior de uma parede de cisalhamento pode ter um efeito negativo no comportamento estrutural e levar a ocasionar forças “reversas” no topo da edificação, limitando a obtenção de um dimensionamento mais próximo do

perfeitamente otimizado. Isso ocorre porque a parte superior da parede, especialmente acima do ponto de inflexão ou ponto de cisalhamento zero, pode introduzir forças internas adicionais ao sistema em vez de contribuir efetivamente para a resistência às cargas laterais.

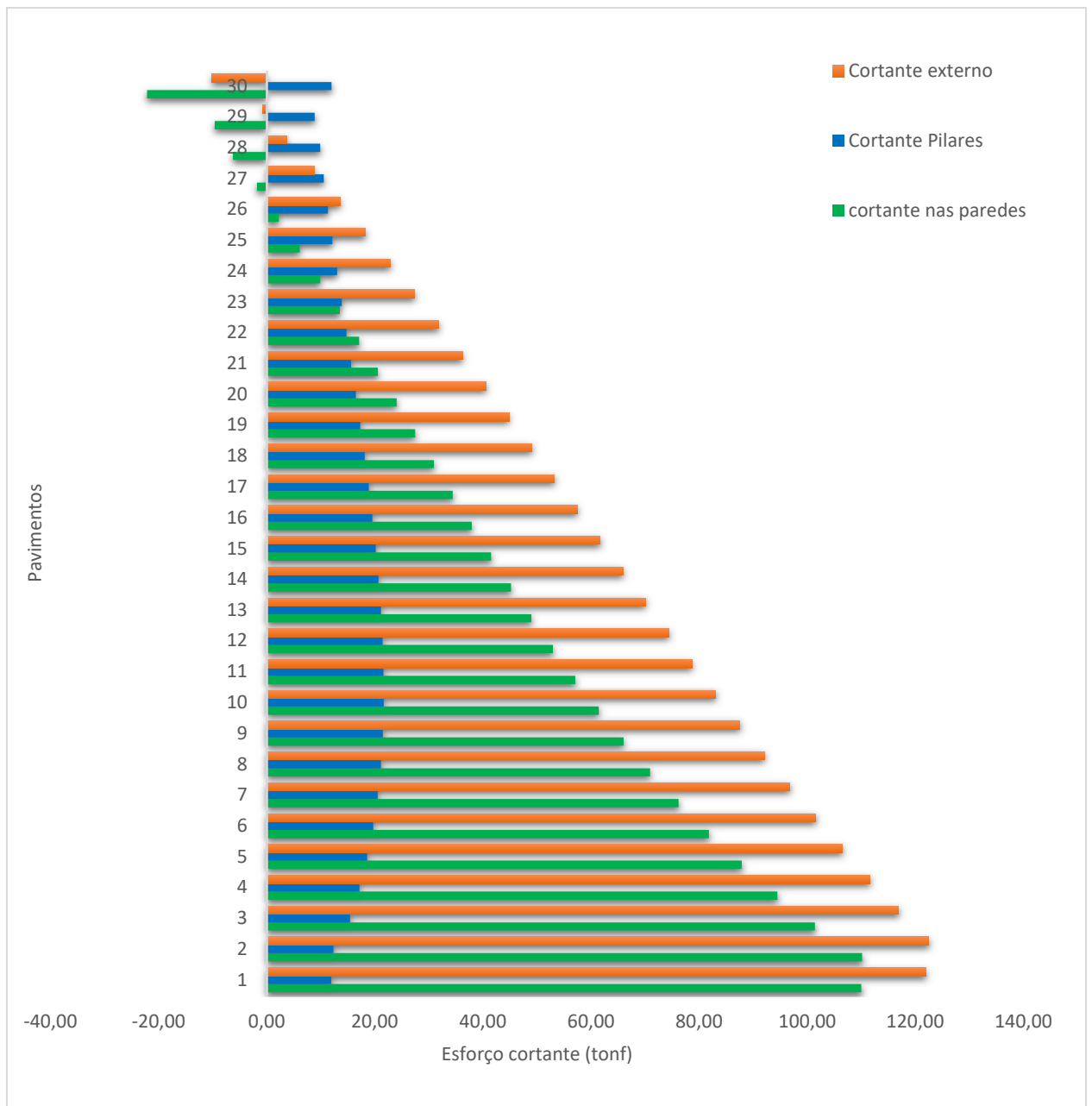
A **porção negativa** do diagrama de esforço cortante está diretamente relacionada às **forças reversas** que as paredes de cisalhamento exercem sobre o pórtico nos últimos pavimentos. Essas forças reversas surgem devido à **interação entre paredes e pórticos** e à **redistribuição de esforços** ao longo da altura do edifício.

As forças reversas ocorrem quando a direção do esforço cortante muda ao longo da altura do edifício. Isso é comum em estruturas com paredes de cisalhamento e pórticos, devido à interação entre esses dois sistemas.

Na Figura 68, é possível observar uma distribuição típica esforço cortante para o sistema pórtico-parede, quando submetido ao carregamento horizontal. O gráfico pode ser dividido em duas regiões, separadas pelo ponto de inflexão (cortante zero, o 27º pavimento) nas paredes, onde $d^3y/dx^3 = 0$. Na região superior o cortante na parede (em verde) tem sentido oposto ao cortante externo (em laranja), portanto, o cortante no pórtico excede o cortante externo.

Se a parede for interrompida na região superior, o esforço cortante resultante nesta região será reduzido, tornando-se igual ao cortante externo.

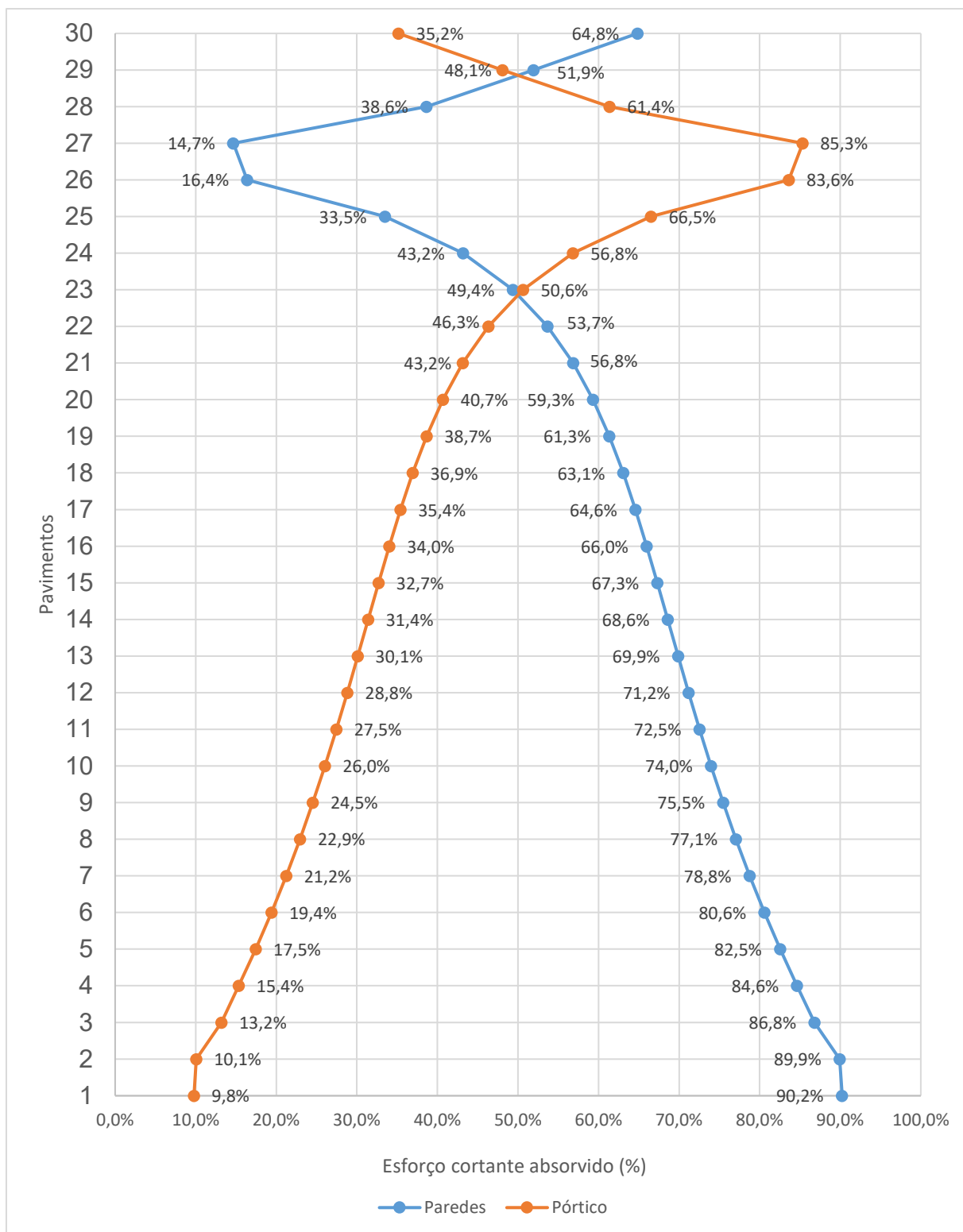
Figura 68 – Distribuição de esforços cortantes na estrutura.



Fonte: A autora.

Na Figura 69 é apresentado o gráfico com as porcentagens de esforço cortante por pavimento. É importante visualizar separadamente as porcentagens de esforço cortante absorvido pelos pilares e pelas paredes estruturais, porque isto fornece uma idéia da efetividade de cada um dos sistemas de forma global e de como ocorrem as interações entre os elementos ao longo da altura.

Figura 69 – Esforço cortante absorvido pelo pórtico e pelas paredes, em porcentagem.



Fonte: A autora.

Análise da distribuição de esforço cortante:

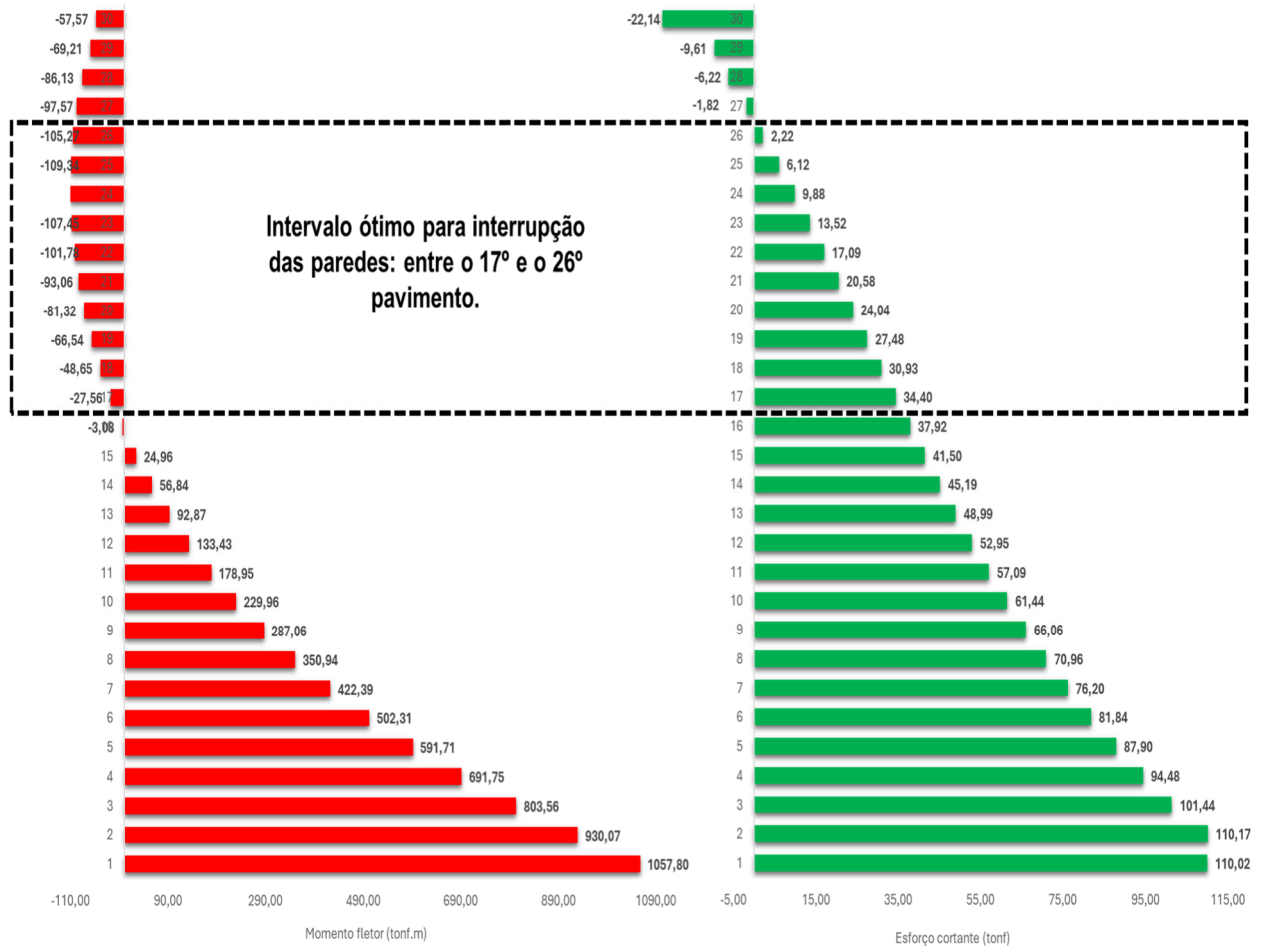
- **Pavimentos Inferiores:** Nota-se que nos primeiros pavimentos o cortante externo é alto e a maior parte dele é resistido pelas paredes (chegando a quase 90%). Os pilares, nesse caso, absorvem uma porcentagem menor do cortante.
- **Pavimentos Intermediários:** Ao passo em que subimos no edifício, o cortante externo diminui. As paredes perdem a capacidade de contraventamento e a parcela resistida pelos pilares aumenta. Esta perda vai ocorrendo até que chega o ponto em que as paredes passam a desempenhar atuação nula no contraventamento – no 22º pavimento - , deixando para o restante da estrutura (o pórtico) a responsabilidade total desta ação.
- **Pavimentos Superiores:** Nos últimos pavimentos, o cortante externo é baixo. É possível observar que o cortante nos pilares se torna maior que o cortante externo. Isso acontece porque, como explicado anteriormente e visto nos diagramas das figuras anteriores, a partir do 27º pavimento ocorre uma inflexão no diagrama de esforço cortante nas paredes, fazendo com que estas exerçam forças reversas no pórtico nos pavimentos superiores, "puxando" os pilares.

3.3.5 Deslocamentos horizontais

De acordo com (SMITH, COULL, 1991), (NOLLET, 1991) e (ATIK, BADAWI, et al., 2013), a interrupção das paredes de cisalhamento no nível ideal para o qual a deflexão superior da estrutura é mínima e elimina a força reversa jaz sempre entre o ponto de inflexão do diagrama de momentos fletores e o ponto de inflexão do diagrama de esforços cortantes atuantes na paredes de cisalhamento da estrutura.

Para o edifício em questão, conforme indicado na Figura 70, este intervalo está entre o 17º e o 26º pavimento.

Figura 70 – Análise do intervalo ótimo para a interrupção das paredes de cisalhamento.



Fonte: A autora.

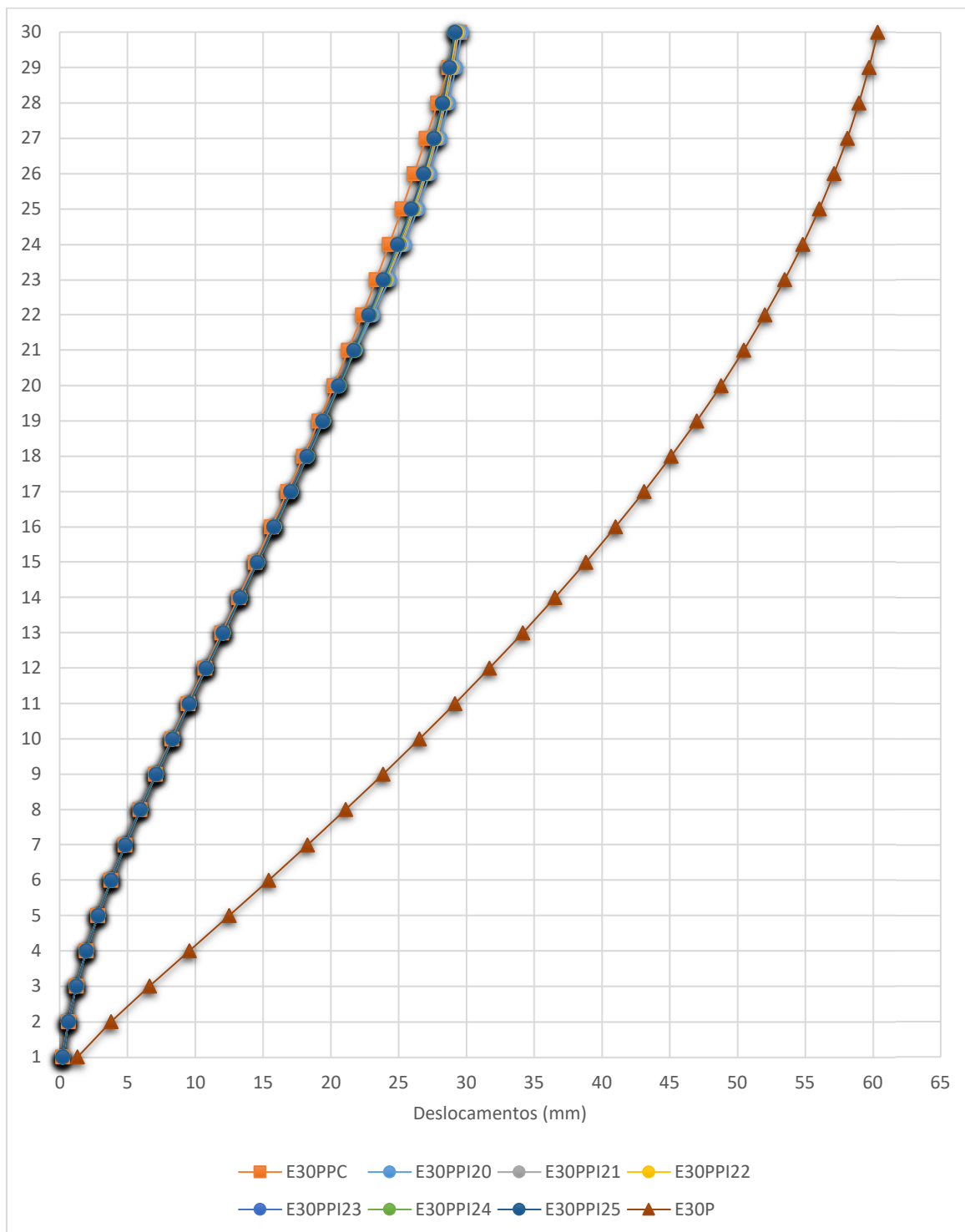
Foram modelados seis edifícios com interrupção das paredes nos pavimentos 20, 21, 22, 23, 24 e 25. Os deslocamentos horizontais estão dispostos na Tabela 7.

Tabela 7 – Deslocamentos horizontais nos modelos devidos à ação do vento em x, em mm.

Pav.	E30P	E30PPC	E30PPI20	E30PPI21	E30PPI22	E30PPI23	E30PPI24	E30PPI25
30	60,37	29,51	29,64	29,42	29,27	29,18	29,15	29,16
29	59,72	28,71	29,21	29,00	28,85	28,76	28,73	28,74
28	58,98	27,88	28,69	28,48	28,33	28,25	28,21	28,23
27	58,13	27,03	28,05	27,85	27,70	27,62	27,59	27,60
26	57,15	26,15	27,30	27,10	26,96	26,88	26,84	26,84
25	56,06	25,25	26,42	26,22	26,09	26,01	25,98	25,93
24	54,84	24,31	25,43	25,24	25,11	25,04	24,99	24,91
23	53,50	23,34	24,32	24,14	24,03	23,97	23,93	23,86
22	52,05	22,34	23,11	22,95	22,88	22,88	22,85	22,79
21	50,48	21,30	21,82	21,73	21,77	21,77	21,74	21,69
20	48,80	20,23	20,53	20,60	20,63	20,63	20,61	20,56
19	47,01	19,12	19,38	19,44	19,47	19,47	19,44	19,41
18	45,11	17,98	18,20	18,25	18,28	18,28	18,26	18,23
17	43,12	16,81	17,00	17,05	17,07	17,07	17,05	17,02
16	41,02	15,62	15,78	15,82	15,84	15,84	15,82	15,80
15	38,82	14,41	14,54	14,58	14,59	14,59	14,58	14,56
14	36,54	13,18	13,29	13,32	13,33	13,33	13,32	13,30
13	34,16	11,94	12,04	12,06	12,07	12,07	12,06	12,05
12	31,70	10,70	10,78	10,80	10,81	10,81	10,80	10,79
11	29,16	9,47	9,53	9,55	9,55	9,55	9,55	9,54
10	26,54	8,25	8,30	8,31	8,32	8,32	8,31	8,31
9	23,85	7,05	7,10	7,11	7,11	7,11	7,11	7,10
8	21,10	5,90	5,93	5,94	5,94	5,94	5,94	5,93
7	18,28	4,79	4,82	4,82	4,83	4,83	4,82	4,82
6	15,41	3,75	3,77	3,78	3,78	3,78	3,78	3,77
5	12,50	2,80	2,81	2,81	2,81	2,81	2,81	2,81
4	9,56	1,94	1,95	1,95	1,95	1,95	1,95	1,95
3	6,62	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
2	3,78	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
1	1,30	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Base	0	0	0	0	0	0	0	0

Na Figura 71 são plotados os deslocamentos horizontais obtidos dos seis modelos E30PPIn.

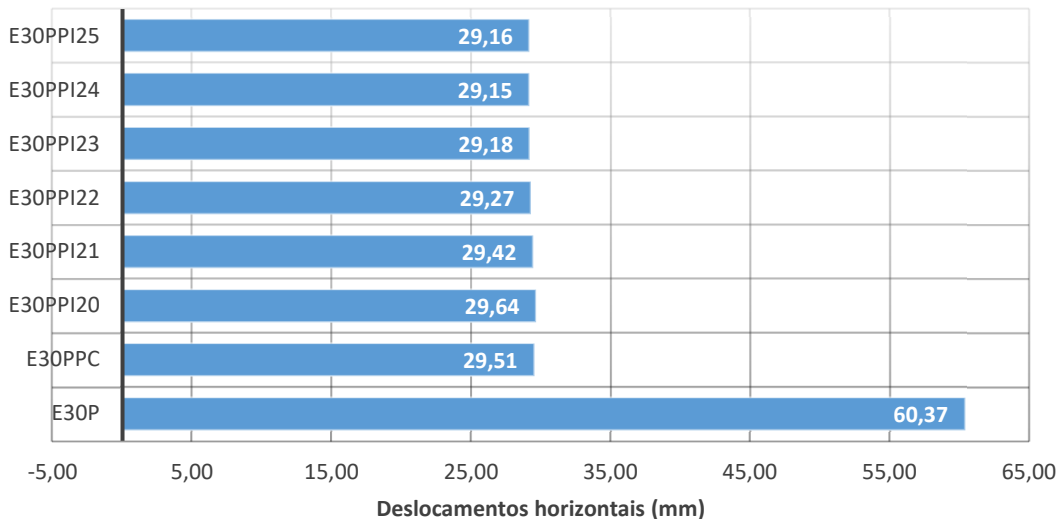
Figura 71 – Deslocamentos horizontais devidos ao vento característico na direção Vx.



Fonte: A autora.

Na Figura 72 são plotados os deslocamentos horizontais no topo dos seis modelos E30PPIn.

Figura 72 – Comparação entre os deslocamentos horizontais no topo das estruturas.



Fonte: A autora.

3.3.6 Discussão sobre os resultados das análises

O modelo **E30PPC** (com paredes de cisalhamento do 1º ao último pavimento) foi analisado para determinar o intervalo ideal de altura para interrupção das paredes de cisalhamento. Em seguida, os modelos **E30PPIn** foram analisados com interrupções em diferentes níveis. O objetivo era verificar a validade do comportamento conhecido para estruturas de pórtico espacial com paredes e verificar a possibilidade de interrupção das paredes a certa altura do edifício, visando a otimização do comportamento estrutural e do uso de materiais.

O deslocamento no topo da estrutura **E30P** (pórtico tridimensional convencional) é quase o dobro do deslocamento no topo da estrutura **E30PC** (parede contínua). O modelo **E30PPI20** apresentou deslocamento horizontal ligeiramente

maior que o modelo com parede contínua. Nos demais modelos, os deslocamentos horizontais no topo foram menores que no modelo com parede contínua. Para maior economia de materiais e mão-de-obra, a interrupção da parede no **21º pavimento** garante o nível ideal, evitando a ação de forças reversas.

As paredes de cisalhamento podem ser otimizadas em altura, proporcionando economia de materiais e mão-de-obra, sem comprometer o desempenho estrutural. O nível ideal de interrupção depende das características específicas de cada projeto, como altura do edifício, rigidez e nível de interação entre os elementos estruturais e cargas atuantes.

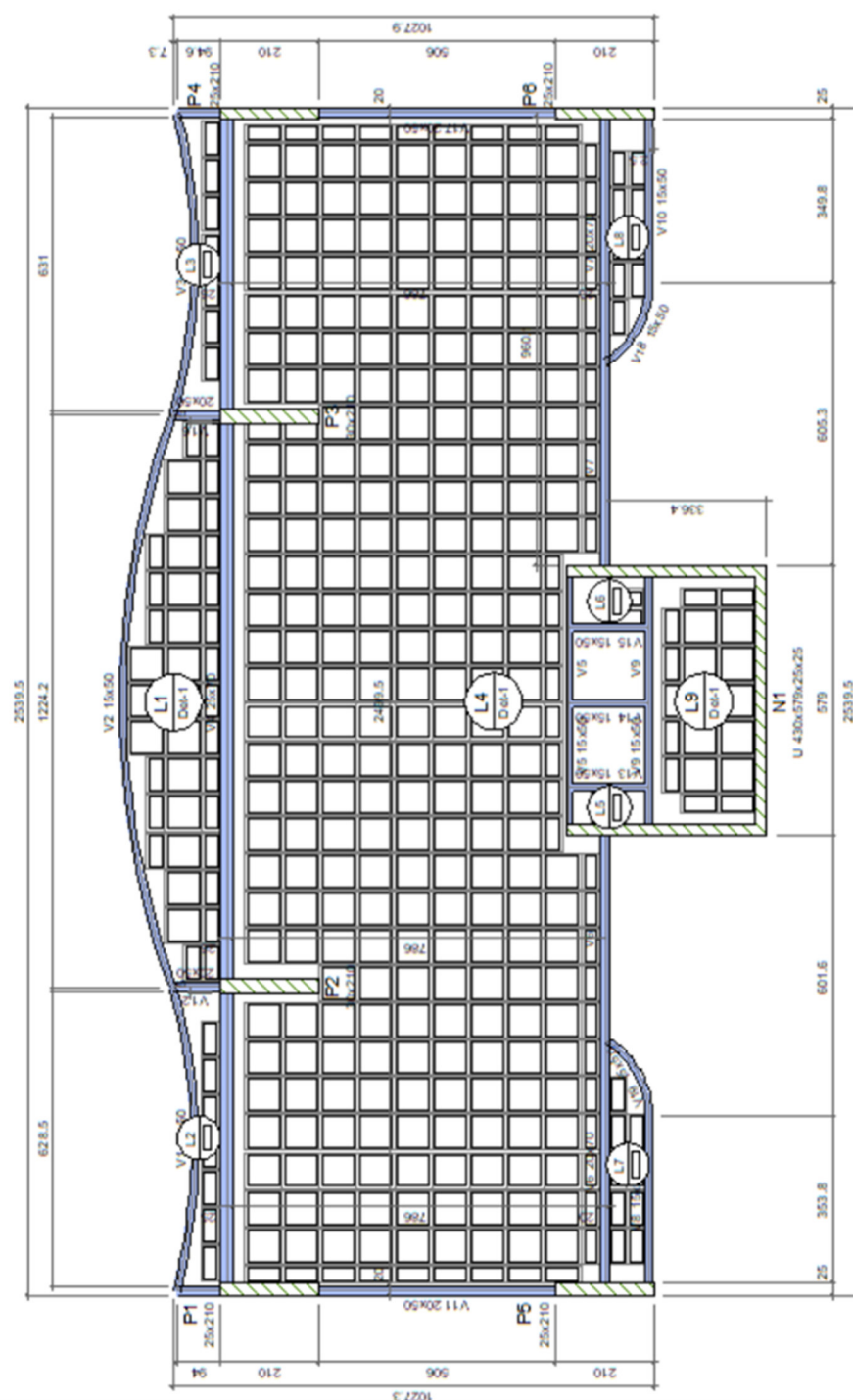
4 ANÁLISE 2 – ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL E REPROJETO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL REAL

Nesta análise é estudado um edifício com finalidade residencial, atualmente em construção. Foram criados dois modelos: o **Modelo 1** consiste na estrutura tal como foi projetada originalmente; o **Modelo 2** consiste na estrutura com adequações em seu sistema estrutural, visando melhorar seu comportamento em regime de serviço. Ambos os modelos foram analisados nos software **AltoQI Eberick** e **CSI ETABS**.

4.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Trata-se de um edifício em concreto, com 24 pavimentos tipo e um pavimento Fundação, constituído por 6 pilares e um núcleo rígido externo. As lajes são nervuradas protendidas. Devido ao fato de o projeto arquitetônico oferecer aos clientes diversas opções de layout para os apartamentos, com diferentes arranjos de pilares-paredes encerrando os ambientes, o projetista original optou por utilizar vigas apenas nos bordos externos dos pavimentos, como pode ser observado na planta de forma da Figura 73.

Figura 73 – Forma do pavimento tipo.



Fonte: A autora.

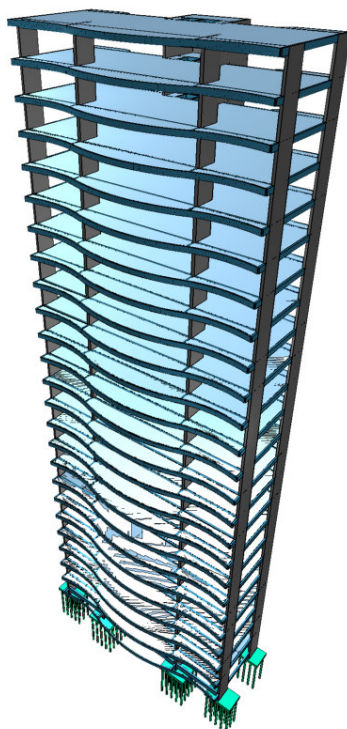
O projeto é composto por pavimentos conforme descrito na Tabela 8.

Tabela 8 – Pavimentos da estrutura.

Pavimento	Altura (m)	Nível (m)
Tipo 24	3	72
Tipo 23	3	69
Tipo 22	3	66
Tipo 21	3	63
Tipo 20	3	60
Tipo 19	3	57
Tipo 18	3	54
Tipo 17	3	51
Tipo 16	3	48
Tipo 15	3	45
Tipo 14	3	42
Tipo 13	3	39
Tipo 12	3	36
Tipo 11	3	33
Tipo 10	3	30
Tipo 9	3	27
Tipo 8	3	24
Tipo 7	3	21
Tipo 6	3	18
Tipo 5	3	15
Tipo 4	3	12
Tipo 3	3	9
Tipo 2	3	6
Tipo 1	3	3
Fundação	1,5	0

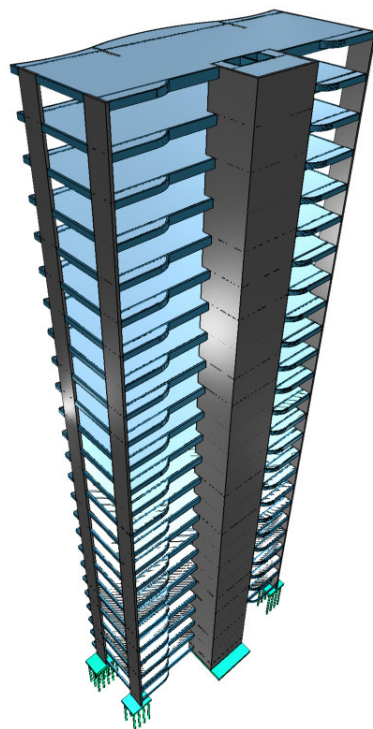
Fonte: A autora.

Figura 74 - Vista tridimensional frontal do edifício.



Fonte: A autora – Software Eberick.

Figura 75 – Vista tridimensional posterior do edifício.



Fonte: A autora – Software Eberick.

4.2 MODELO 1 – ANÁLISE DA ESTABILIDADE NO SOFTWARE ALTO QI EBERICK

A primeira análise da estrutura foi realizada no software **AltoQI Eberick**, versão **Infinity 2025**.

Nos próximos itens serão apresentados os critérios utilizados para as análises computacionais da estrutura.

4.2.1 Critérios para durabilidade da estrutura

Visando garantir a durabilidade da estrutura com adequada segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil, foram adotados critérios em relação à classe de agressividade ambiental e valores de cobrimentos das armaduras, conforme apresentado nas Tabela 9 e 10 a seguir.

Tabela 9 - Classe de agressividade ambiental adotada.

Pavimento	Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
Todos	II	moderada	pequeno

Tabela 10 - Cobrimentos das armaduras

Elemento	Cobrimento (cm)		
	Peças externas	Peças internas	Peças em contato com o solo
Vigas	3.00	2.50	3.00
Pilares	3.00	2.50	4.50
Lajes	2.50	-	3.00
Blocos	-	-	4.50

4.2.2 Propriedades do concreto

O concreto considerado no projeto e nas análises deve atender as características da Tabela 11.

Tabela 11 – Características do concreto.

fck (kgf/cm ²)	Ecs (kgf/cm ²)	fct (kgf/cm ²)	Coeficiente de dilatação térmica (/°C)
300	268384	29	0.00001

4.2.3 Propriedades do aço

O aço considerado no projeto e nas análises das peças em concreto armado deve atender as características da Tabela 12, a seguir.

Tabela 12 – Características do aço.

Categoria	Massa específica (kgf/m ³)	Módulo de elasticidade (kgf/cm ²)	fyk (kgf/cm ²)
CA50	7850	2100000	5000
CA60	7850	2100000	6000

4.2.4 Ações de carregamentos

Os carregamentos foram previstos conforme tipo de ocupação da edificação, definidos com os seguintes valores.

Tabela 13 – Carregamentos previstos.

Carregamento	Sobrecarga
Peso próprio	285 kgf/m ²
Sobrecarga adicional	200 kgf/m ²
Sobrecarga de revestimento	100 kgf/m ²
Peso das paredes	504 kgf/m

As cargas devidas ao peso das paredes foram definidas considerando-se vedação de tijolo cerâmico vazado com espessura de 15.5cm (11.5 + 2x2), conforme exibido na Figura 76 e Tabela 14.

Figura 76 – Diálogo de definição das cargas de parede.

Cargas típicas

Paredes

Dados

Nome: 05 - Bl. vedação cerâmico vazado 15.5cm (11.5 + 2x2)

Cargas

Parede: 168 kgf/m²

Revestimento

	Espessura		Peso específico	
Revestimento 01	0	cm	1900	kgf/m ³
Revestimento 02	2	cm	1900	kgf/m ³
Enchimento	11.5	cm	800	kgf/m ³
Revestimento 03	2	cm	1900	kgf/m ³
Revestimento 04	0	cm	1900	kgf/m ³

☒ Obter a carga de parede a partir dos revestimentos

OK Cancelar Ajuda

Tabela 14 – Propriedades das paredes.

Espessura (m)	Peso específico (kgf/m ³)	Altura (m)	Peso total (kgf/m)
0,155	1083,87	3	504

Para obtenção dos valores de cálculo das ações, foram definidos coeficientes de ponderação, conforme apresentado na Tabela 15.

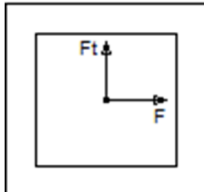
Tabela 15 - Coeficientes de ponderação das ações.

Ação	Coeficientes de ponderação						Fatores de combinação		
	Normais (desfavorável)	Normais (favorável)	Excepcionais (desfavorável)	Excepcionais (favorável)	Fundações	Construção	Psi 0	Psi 1	Psi 2
Peso próprio (G1)	1.30	1.00	1.20	1.00	1.00	1.30	-	-	-
Adicional (G2)	1.40	1.00	1.20	1.00	1.00	1.30	-	-	-
Acidental (Q)	1.40	-	1.00	-	1.00	1.20	0.7 0	0.6 0	0.4 0
Vento X+ (V1)	1.20	-	0.00	-	1.00	0.00	0.6 0	0.3 0	0.0 0
Vento X- (V2)	1.20	-	0.00	-	1.00	0.00	0.6 0	0.3 0	0.0 0
Vento Y+ (V3)	1.20	-	0.00	-	1.00	0.00	0.6 0	0.3 0	0.0 0
Vento Y- (V4)	1.20	-	0.00	-	1.00	0.00	0.6 0	0.3 0	0.0 0
Desaprumo X+ (D1)	1.35	1.00	1.20	1.00	1.00	0.00	-	-	-
Desaprumo X- (D2)	1.35	1.00	1.20	1.00	1.00	0.00	-	-	-
Desaprumo Y+ (D3)	1.35	1.00	1.20	1.00	1.00	0.00	-	-	-
Desaprumo Y- (D4)	1.35	1.00	1.20	1.00	1.00	0.00	-	-	-

4.2.5 Ação do vento

Os parâmetros necessários para o cálculo dos carregamentos devidos à ação do vento foram determinados de acordo com as prescrições NBR 6123 (ABNT, 2023).

Figura 77 - Parâmetros adotados para consideração do vento.

Parâmetros	Valor adotado	Observações
Velocidade	30.00m/s	-
Nível do solo (S2)	0.00cm	-
Maior dimensão horizontal ou vertical (S2)	Maior que 50 m	-
Rugosidade do terreno (S2)	Categoria IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
Fator topográfico (S1)	1.0	Demais casos.
Fator estatístico (S3)	1.00	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.
Ângulo do vento em relação à horizontal	0°	
Direções de aplicação do vento	Vento X+ (V1) Vento X- (V2) Vento Y+ (V3) Vento Y- (V4)	Ver combinações de ações.

As forças estáticas devido ao vento foram calculadas para cada direção a partir dos parâmetros definidos. As tabelas com os valores das forças e momentos de tombamento encontram-se no Anexo.

4.2.6 Modelo de análise

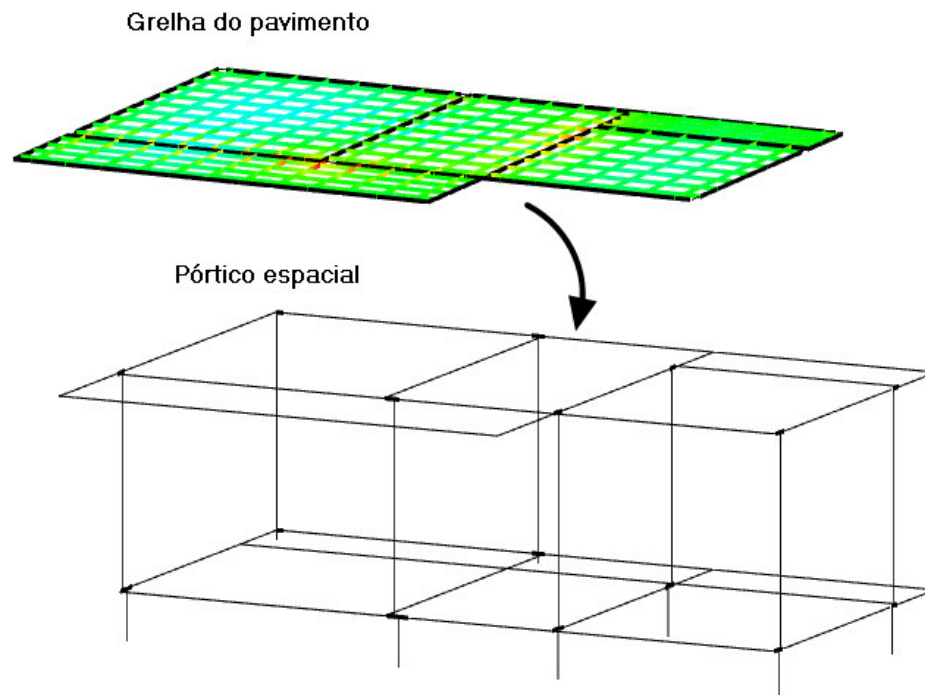
O software AltoQI Eberick dispõe de dois modelos para análise da estrutura:

- **Grelhas + Pórtico espacial;**
- **Modelo integrado.**

No modelo de **grelhas separadas do pórtico**, os painéis de lajes são analisados primeiro, com um modelo bidimensional de grelha, e as reações das lajes

nas vigas são adicionadas a um modelo separado de pórtico espacial, no qual são representados apenas os pilares e vigas, conforme ilustrado na Figura 78.

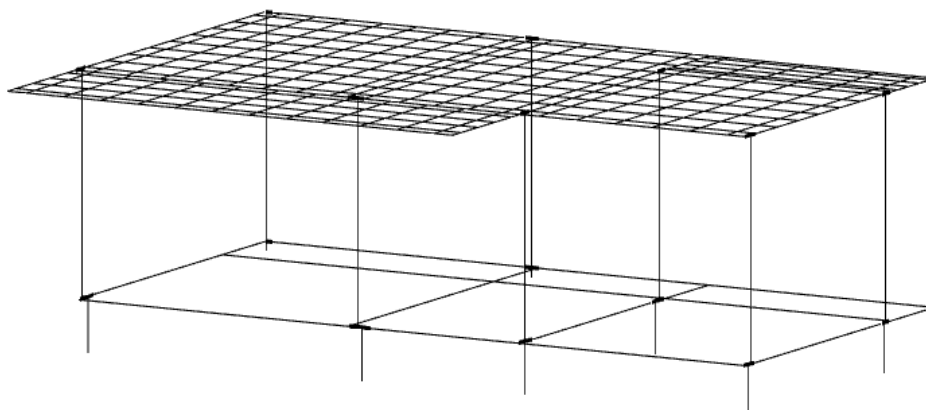
Figura 78 – Modelo de análise de Grelha+Pórtico.



Fonte: Acervo da autora.

O **modelo integrado**, exemplificado na Figura 79, por sua vez, inclui todas as barras de todos os pavimentos em um modelo espacial único, e realiza a análise deste pórtico de maneira completa para já obter os esforços em lajes, vigas e pilares da estrutura. A adoção deste modelo permite considerar a presença das lajes na análise da estabilidade global da estrutura, bem como calcular esforços de temperatura e de retração nos elementos estruturais.

Figura 79 – Modelo integrado de análise.



Fonte: Acervo da autora.

Para a estrutura em questão, optou-se pela análise através do **modelo integrado**, que realiza a integração das lajes ao pórtico, proporcionando um modelo computacional mais realista.

4.2.7 Resultados das análises

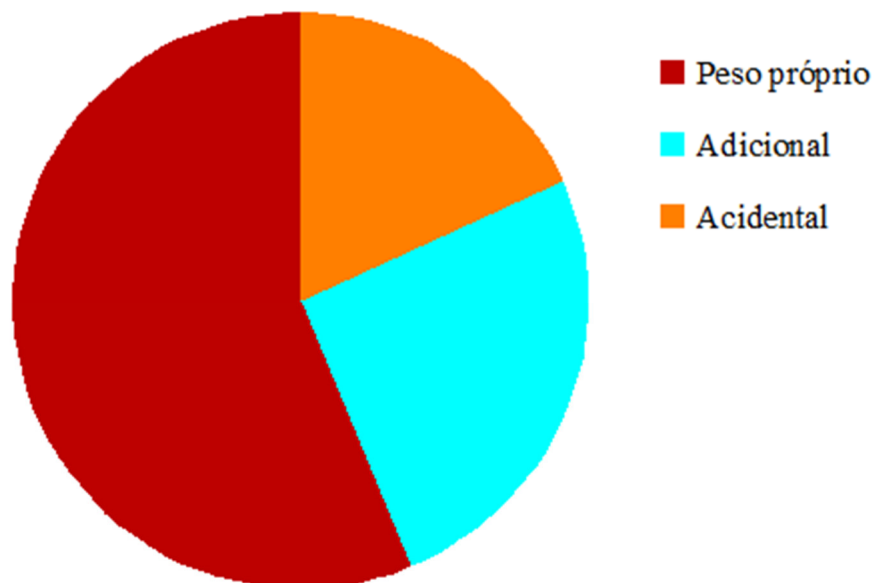
4.2.7.1 Distribuição das cargas verticais

A seguir são apresentados os carregamentos verticais do projeto e o percentual de cada um, na forma de tabela (Tabela 16) e gráfico (Figura 80).

Tabela 16 - Distribuição das cargas verticais.

Ação	Carregamentos (tf)	Percentual (%)
Peso próprio	3793.42	56.3
Adicional	1723.82	25.6
Acidental	1224.66	18.2
TOTAL	6741.90	100.0

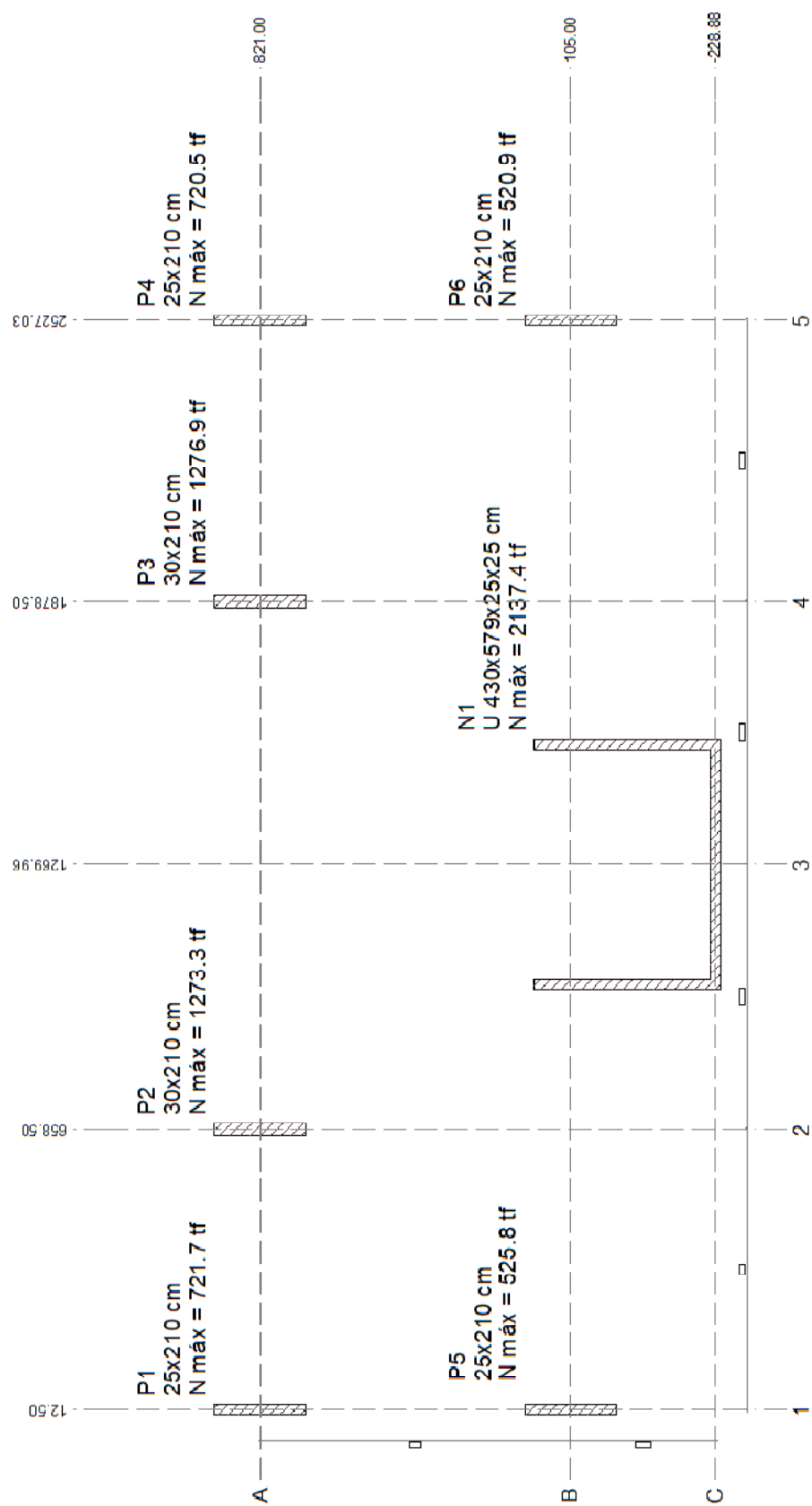
Figura 80 – Distribuição das cargas verticais.



4.2.7.2 *Cargas nas fundações*

Figura 81 é possível verificar as cargas atuantes nas fundações da estrutura. Na Tabela 17 é apresentado o relatório de cargas verticais, este apresenta as cargas verticais atuantes em cada fundação da estrutura, separadas em cada caso de carregamento existente. Estas cargas são calculadas com base nas combinações de fundação.

Figura 81 – Planta de cargas nas fundações.



Fonte: A autora.

Tabela 17 – Relatório da cargas nas fundações.

Fundação			Carga (tf)						Carga máxima (tf)	
Nome	Seção	Peso	Adicional	Acidental	Vento	Vento	Vento	Vento	Positiva	Negativa
	(cm)	próprio			X+	X-	Y+	Y-		
P1	25x210	340.51	175.70	114.61	-7.00	7.00	121.21	- 121.21	721.61	0.00
P2	30x210	669.19	322.31	273.13	11.80	-11.80	13.57	-13.56	1273.21	0.00
P3	30x210	670.99	323.13	274.20	-11.67	11.67	13.41	-13.41	1276.80	0.00
P4	25x210	339.94	175.45	114.12	6.88	-6.88	121.21	- 121.20	720.43	0.00
P5	25x210	244.53	114.52	56.63	- 29.26	29.26	- 123.05	123.04	525.74	0.00
P6	25x210	241.98	113.54	54.93	29.24	- 29.24	- 122.85	122.85	520.81	0.00
N1	U	1286.27	499.16	337.05	0.00	0.00	-23.50	23.49	2137.34	0.00
TOTAL:		3793.42	1723.82	1224.66	0.00	0.00	0.00	0.00	6741.90	

Fonte: A autora.

4.2.7.3 Deslocamentos horizontais devidos à ação do vento

Foi realizada a verificação dos deslocamentos horizontais, conforme item 13.3 da NBR 6118, (ABNT, 2023).

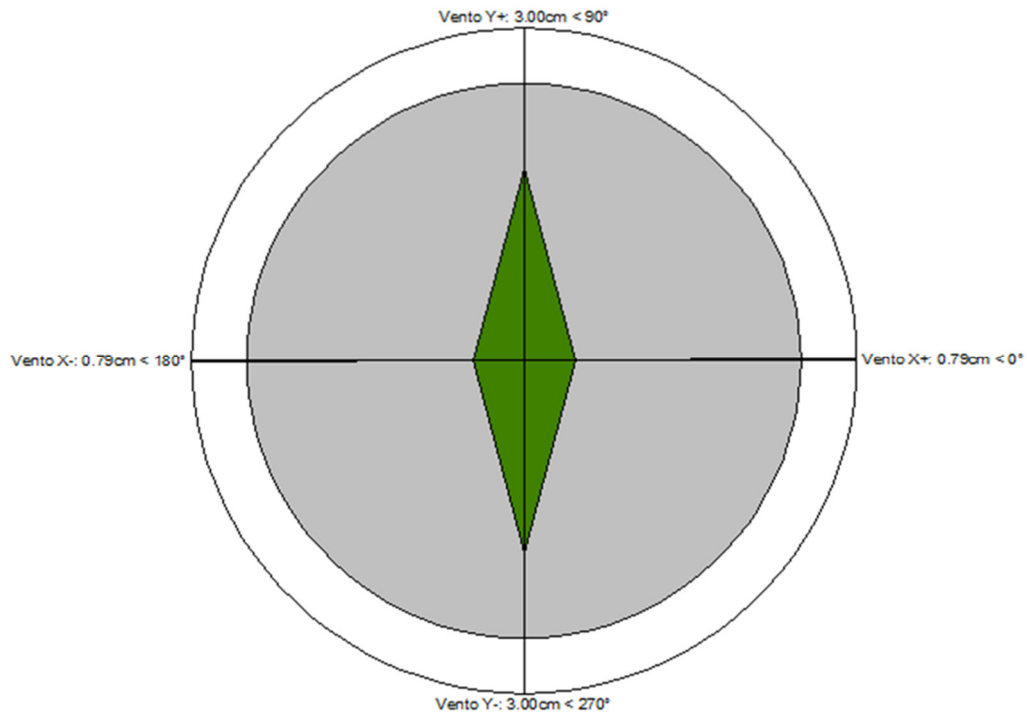
Foram efetuadas duas verificações:

- O deslocamento frequente causado pelo vento no topo da estrutura não pode ultrapassar 1/1700 da altura da edificação;
- O deslocamento frequente causado pelo vento entre um pavimento e outro não pode ultrapassar 1/850 da altura do pavimento considerado.

A Figura 82, traz o gráfico de deslocamento horizontais. Ela apresenta todos os sentidos de ventos adotados no projeto, representa sobre os eixos destes ventos os seus respectivos deslocamentos para as combinações ELS adotadas, obtidos na última linha da Tabela 18. No círculo interno hachurado é apresentado o valor do deslocamento limite para a estrutura e permite uma visualização geral da estrutura,

identificando os deslocamentos em todas as direções e sentidos do vento, comparando com o limite definido por norma.

Figura 82 - Gráfico de deslocamentos horizontais devidos ao vento.



Na Tabela 18, são apresentados os seguintes valores, para todos os sentidos e direções de vento:

- **Deslocamento limite:** valor limite para o topo da edificação, definido na Tabela 13.3 (Limites para deslocamentos) da NBR 6118:2023 como sendo $H/1700$, onde H é a altura total desta edificação;
- **Deslocamento característico:** deslocamentos médios no topo da edificação para cada direção de aplicação do vento, considerando somente o carregamento horizontal do vento, sem a redução deste por $gf2$ (não considera qualquer outro tipo de carregamento, como peso-próprio, acidental etc);
- **$gf2$:** coeficiente de ponderação γ_{f2} para ações no estado-limite de serviço (ELS), de acordo com o item 11.7.2 da NBR 6118:2023, para combinação

definida nas configurações de verificações ao ELS-Deslocamentos, grupo "Movimentos laterais":

- $\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;
 - $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;
 - $\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.
- **Deslocamento combinações [frequentes, quase permanentes ou raras]:** deslocamentos médios a serem comparados com o deslocamento limite, obtidos da multiplicação dos deslocamentos característicos com o fator de redução gf_2 , que varia de acordo com o tipo de combinação ELS adotado.

Tabela 18 - Verificação do deslocamento máximo da estrutura no centro de massa.

<i>Verificações</i>	<i>Vento X+</i>	<i>Vento X-</i>	<i>Vento Y+</i>	<i>Vento Y-</i>
Altura total da edificação (cm)	7350.00			
Deslocamento limite (cm)	4.32			
Deslocamento característico (cm)	2.65	2.65	9.98	9.98
gf2	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0.79	0.79	3.00	3.00

Na Tabela 19, são apresentados os valores de deslocamento do centro de massa dos pavimentos de acordo com o tipo de combinação ELS adotado, para o topo de todos os pavimentos. Pode-se identificar na tabela:

- **Pavimento:** indica os pavimentos que constituem a estrutura.
- **Altura:** altura do pavimento.
- **Deslocamento combinações [frequentes, quase permanentes ou raras]:** deslocamentos calculados de acordo com o tipo de combinação ELS adotado, para o topo de todos os pavimentos.

Tabela 19 - Deslocamento do centro de massa dos pavimentos.

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento combinações frequentes (cm)			
		Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-
Tipo 24	300.00	0.79	0.79	3.00	3.00
Tipo 23	300.00	0.76	0.76	2.87	2.87
Tipo 22	300.00	0.74	0.74	2.75	2.75
Tipo 21	300.00	0.71	0.71	2.62	2.62
Tipo 20	300.00	0.68	0.68	2.49	2.49
Tipo 19	300.00	0.64	0.64	2.35	2.35
Tipo 18	300.00	0.61	0.61	2.22	2.22
Tipo 17	300.00	0.58	0.58	2.08	2.08
Tipo 16	300.00	0.54	0.54	1.93	1.93
Tipo 15	300.00	0.51	0.51	1.79	1.79
Tipo 14	300.00	0.47	0.47	1.64	1.64
Tipo 13	300.00	0.43	0.43	1.49	1.49
Tipo 12	300.00	0.39	0.39	1.34	1.34
Tipo 11	300.00	0.35	0.35	1.19	1.19
Tipo 10	300.00	0.31	0.31	1.04	1.04
Tipo 9	300.00	0.27	0.27	0.89	0.89
Tipo 8	300.00	0.23	0.23	0.75	0.75
Tipo 7	300.00	0.19	0.19	0.61	0.61
Tipo 6	300.00	0.16	0.16	0.48	0.48
Tipo 5	300.00	0.12	0.12	0.36	0.36
Tipo 4	300.00	0.09	0.09	0.25	0.25
Tipo 3	300.00	0.06	0.06	0.16	0.16
Tipo 2	300.00	0.03	0.03	0.09	0.09
Tipo 1	300.00	0.01	0.01	0.03	0.03
Fundação	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00

A Tabela 21 exibe os valores para os deslocamentos relativos do centro de massa entre andares adjacentes. Estão listados:

- **Pavimento:** indica os pavimentos que constituem a estrutura;
- **Altura:** altura do pavimento;
- **Deslocamento relativo entre pavimentos:** diferença dos deslocamentos do centro de massa entre os pavimentos adjacentes;
- **Limite:** valor limite para a diferença entre pavimentos, definido na Tabela 13.3 (Limites para deslocamentos) da NBR 6118:2023 como sendo $H_i/850$, onde H_i é o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

Tabela 20 - Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos.

(Continua)

Pavimento	Deslocamento relativo entre pavimentos (cm)				Limite (cm)
	Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-	
Tipo 24	0.01	0.01	0.12	0.12	0.35
Tipo 23	0.01	0.01	0.13	0.13	0.35
Tipo 22	0.01	0.01	0.13	0.13	0.35
Tipo 21	0.01	0.01	0.13	0.13	0.35
Tipo 20	0.01	0.01	0.13	0.13	0.35
Tipo 19	0.01	0.01	0.14	0.14	0.35
Tipo 18	0.02	0.02	0.14	0.14	0.35
Tipo 17	0.02	0.02	0.14	0.14	0.35
Tipo 16	0.02	0.02	0.15	0.15	0.35
Tipo 15	0.02	0.02	0.15	0.15	0.35
Tipo 14	0.02	0.02	0.15	0.15	0.35
Tipo 13	0.02	0.02	0.15	0.15	0.35
Tipo 12	0.02	0.02	0.15	0.15	0.35
Tipo 11	0.03	0.03	0.15	0.15	0.35
Tipo 10	0.03	0.03	0.15	0.15	0.35
Tipo 9	0.03	0.03	0.14	0.14	0.35
Tipo 8	0.03	0.03	0.14	0.14	0.35
Tipo 7	0.03	0.03	0.13	0.13	0.35

Tipo 6	0.03	0.03	0.12	0.12	0.35
---------------	------	------	------	------	------

Tabela 21 - Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos.

(Coclusão)

Pavimento	Deslocamento relativo entre pavimentos (cm)				Limite (cm)
	<i>Vento X+</i>	<i>Vento X-</i>	<i>Vento Y+</i>	<i>Vento Y-</i>	
Tipo 5	0.03	0.03	0.11	0.11	0.35
Tipo 4	0.03	0.03	0.09	0.09	0.35
Tipo 3	0.02	0.02	0.07	0.07	0.35
Tipo 2	0.02	0.02	0.05	0.05	0.35
Tipo 1	0.01	0.01	0.03	0.03	0.35
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18

No anexo são apresentadas as tabelas com os cálculos do centro de massa, centro de rigidez e raio de giro.

4.2.7.4 Verificação da estabilidade global da estrutura

A seguir são apresentados os dados de referência para cálculo do coeficiente **Gama-Z**, conforme item 15.5.3 da **NBR 6118 (ANBT, 2023)**, necessário para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem na estrutura. Na Tabela 22, é apresentado o cálculo detalhado do coeficiente **Gama-Z** para a combinação com maior Gama-Z entre todas as que possuem ação de vento.

- **Altura relativa:** corresponde à altura do pavimento em relação ao nível da base da fundação. Este valor é diferente do nível do pavimento (que é uma informação apenas relativa) e define os braços de alavanca para as cargas horizontais aplicadas em relação à base da estrutura.
- **Carga vertical:** soma das cargas verticais atuando no pavimento.
- **Carga horizontal:** indica o valor do carregamento horizontal da ação do vento, este multiplicado pelo seu respectivo coeficiente de majoração.

- **Deslocamento horizontal:** indica o valor do deslocamento resultante médio sofrido pelo pavimento, sob a ação do carregamento horizontal aplicado pelo vento.

O coeficiente γ_z está apresentado no item 15.5.3 da NBR 6118:2023. Este parâmetro tem a função de determinar de forma aproximada o coeficiente de majoração dos esforços globais finais com relação aos de primeira ordem. O valor de γ_z é definido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Equação 4.1}$$

- **$M_{1,tot,d}$** = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- **$\Delta M_{tot,d}$** = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

É calculado um valor de **Gama-Z** para cada combinação de cálculo definida, segundo a direção de aplicação do vento. Somente combinações que possuem ações de vento são utilizadas para cálculo do **Gama-Z**. O deslocamento horizontal considerado é o deslocamento causado pelo vento naquela combinação, independente da direção (considera o deslocamento resultante). Além disso, o coeficiente **Gama-Z** é obtido através da análise elástica, considerando a não linearidade física dos elementos estruturais, configurando o valor da rigidez dos mesmos.

Pode-se observar que, para a estrutura analisada, foi encontrado um maior **Gama-Z** de **8,28**, valor este que é sete vezes e meia maior que o limite normativo.

Uma vez que o valor de γ_z representa o próprio efeito de 2ª ordem, considera-se que a estrutura é de nós móveis e, dessa forma, devem-se analisar os esforços de segunda ordem.

Tabela 22 - Maior coeficiente Gama-Z.

Combinação: 1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V2+0.25D2							
Pav.	Altura	Carga	Carga	Deslocamento	Momento	Momento	Gama-Z
Tipo 24	7350.00	371.78	0.77	28.69	106681.51	56513.68	8.28
Tipo 23	7050.00	371.78	1.52	27.05	100580.65	107474.24	(lim=1.10)
Tipo 22	6750.00	371.78	1.51	25.40	94427.60	101672.71	
Tipo 21	6450.00	371.78	1.49	23.74	88268.16	95940.70	
Tipo 20	6150.00	371.78	1.47	22.10	82146.71	90280.56	
Tipo 19	5850.00	371.78	1.45	20.47	76093.43	84694.83	
Tipo 18	5550.00	371.78	1.43	18.86	70127.73	79186.31	
Tipo 17	5250.00	371.78	1.40	17.29	64264.75	73758.03	
Tipo 16	4950.00	371.78	1.38	15.74	58519.38	68413.33	
Tipo 15	4650.00	371.78	1.36	14.23	52907.69	63155.90	
Tipo 14	4350.00	371.78	1.33	12.76	47447.17	57989.83	
Tipo 13	4050.00	371.78	1.31	11.34	42156.54	52919.70	
Tipo 12	3750.00	371.78	1.28	9.97	37055.66	47950.68	
Tipo 11	3450.00	371.78	1.25	8.65	32165.61	43088.66	
Tipo 10	3150.00	371.78	1.22	7.40	27508.76	38340.37	
Tipo 9	2850.00	371.78	1.18	6.22	23109.03	33713.69	
Tipo 8	2550.00	371.78	1.15	5.11	18992.07	29217.88	
Tipo 7	2250.00	371.78	1.11	4.08	15185.49	24864.08	
Tipo 6	1950.00	371.78	1.06	3.15	11719.19	20665.92	
Tipo 5	1650.00	371.78	1.01	2.32	8625.60	16640.60	
Tipo 4	1350.00	371.78	0.95	1.60	5939.85	12810.45	
Tipo 3	1050.00	371.78	0.88	1.00	3699.95	9205.71	
Tipo 2	750.00	371.78	0.78	0.52	1946.88	5868.73	
Tipo 1	450.00	371.78	0.63	0.20	725.41	2845.80	
Fundação	150.00	136.61	0.07	0.02	31.10	101.67	
TOTAL					1070325.93	1217314.08	

No anexo apresentam-se os principais valores utilizados no cálculo do coeficiente **Gama-Z**, para cada uma das combinações que possuem ação de vento.

4.2.7.5 Análise modal da estrutura

A seguir são apresentadas as frequências naturais da edificação, os fatores e taxas de participação modal de cada modo de vibração, e os resultados das acelerações provocadas pela turbulência do vento.

4.2.7.5.1 Período e frequência por modo

Na Tabela 23 são apresentados os modos de vibração calculados, o período relativo ao modo de vibração e a frequência da estrutura, relativa ao modo de vibração calculado.

Tabela 23 – Período e frequência da estrutura, por modo de vibração.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)
1	4.016	0.249
2	3.936	0.254
3	2.559	0.391
4	1.181	0.847
5	0.909	1.100
6	0.606	1.650
7	0.518	1.932
8	0.370	2.705
9	0.365	2.743
10	0.338	2.962
11	0.336	2.974
12	0.299	3.341

4.2.7.5.2 Participação modal

A Tabela 24, apresenta os resultados da participação da massa em cada modo de vibração, nas direções x, y e z.

Tabela 24 – Participação modal.

<i>Modo</i>	<i>Fator de participação modal</i>			<i>Taxa de participação modal</i>			<i>Taxa acumulada de participação modal</i>		
	<i>FPx</i>	<i>FPy</i>	<i>FPz</i>	<i>TPMx</i>	<i>TPMy</i>	<i>TPMz</i>	<i>TaPMx</i>	<i>TaPMy</i>	<i>TaPMz</i>
1	11.30924	62.09903	-1.31809	0.02050	0.61807	0.00028	0.02050	0.61807	0.00028
2	44.79332	- 16.68549	0.35672	0.32159	0.04462	0.00002	0.34208	0.66269	0.00030
3	45.16366	0.92770	-0.01324	0.32692	0.00014	0.00000	0.66901	0.66283	0.00030
4	18.19963	0.59886	0.02439	0.05309	0.00006	0.00000	0.72210	0.66289	0.00030
5	-0.61065	31.76459	1.96433	0.00006	0.16172	0.00062	0.72216	0.82461	0.00092
6	6.77873	0.17934	-0.00421	0.00736	0.00001	0.00000	0.72952	0.82461	0.00092
7	- 27.30939	-0.39714	0.04598	0.11953	0.00003	0.00000	0.84906	0.82464	0.00092
8	-7.12765	0.39845	-0.13345	0.00814	0.00003	0.00000	0.85720	0.82466	0.00092
9	0.05517	- 19.34758	4.72899	0.00000	0.06000	0.00358	0.85720	0.88466	0.00450
10	-0.02392	-0.32756	-0.00464	0.00000	0.00002	0.00000	0.85720	0.88468	0.00450
11	0.00209	-3.11369	-0.05411	0.00000	0.00155	0.00000	0.85720	0.88623	0.00451
12	-0.01542	2.04672	54.45681	0.00000	0.00067	0.47531	0.85720	0.88690	0.47981

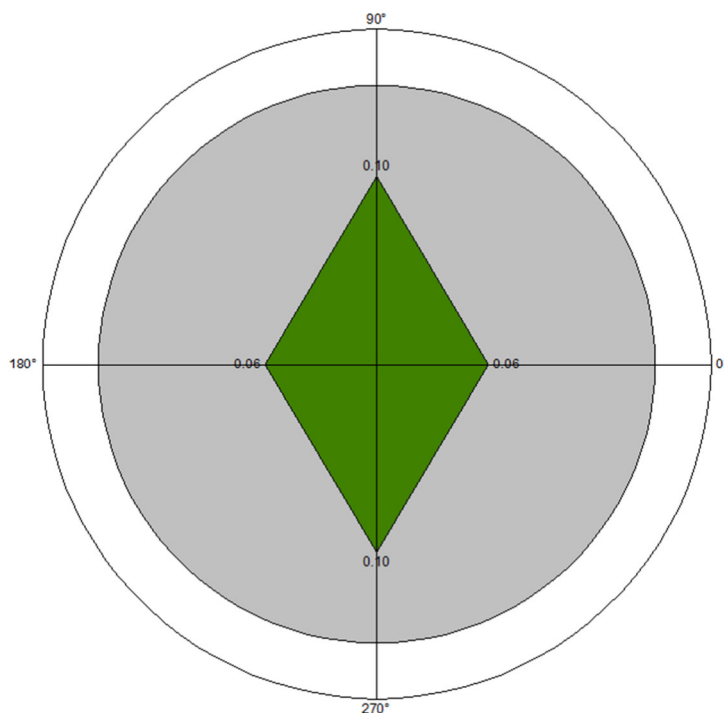
4.2.7.5.3 Verificação de conforto

A Figura 83 traz o gráfico de acelerações, que:

- Apresenta todos os sentidos de ventos adotados no projeto;
- Representa sobre os eixos destes ventos as suas respectivas acelerações obtidas para o último pavimento;
- Representa no círculo interno hachurado o valor da aceleração limite obtida para a estrutura;

- Permite uma visualização geral da estrutura, identificando as acelerações em todas as direções e sentidos do vento, comparando com o limite definido por norma.

Figura 83 - Gráfico de acelerações.



Na Tabela 26 são apresentados os valores da aceleração de cada direção do vento, para cada pavimento, utilizados na verificação do conforto perante a ação do vento. Na coluna "Percepção humana" cada pavimento é classificado de acordo com os níveis de tolerância aos efeitos de vibração sugeridos por Bachmann & Hirsch (1995) e reproduzidos na Tabela 25.

Tabela 25 - Valores limites de aceleração de acordo com Bachmann & Hirsch (1995).

Percepção	Acelerações limites (em m/s^2)
Imperceptível	$a < 0,005 \text{ g}$
Perceptível	$0,005 \text{ g} < a < 0,015 \text{ g}$
Incômodo	$0,015 \text{ g} < a < 0,05 \text{ g}$
Muito incômodo	$0,05 \text{ g} < a < 0,15 \text{ g}$
Intolerável	$0,15 \text{ g} < a$

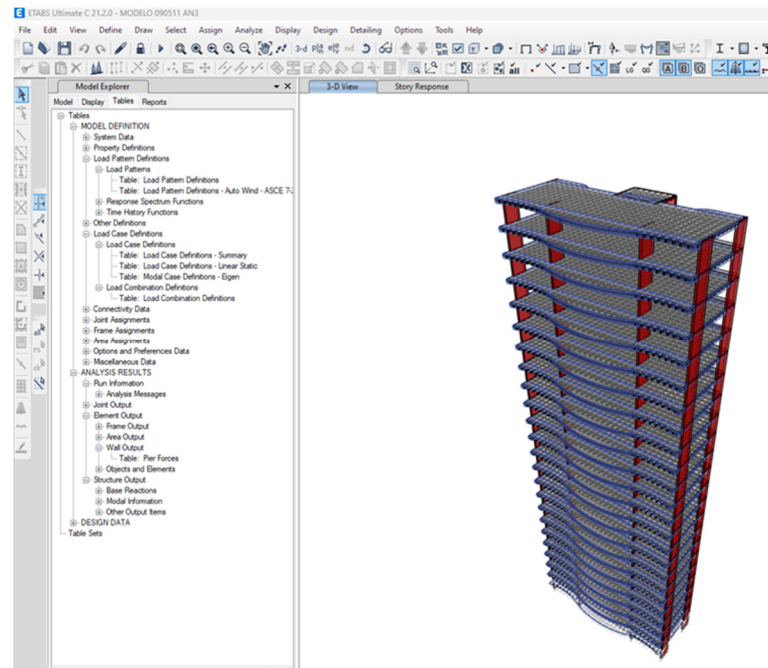
Tabela 26 – Verificação do conforto perante a ação do vento.

Pavimento	Aceleração (m/s ²)				Percepção humana
	X+	Y+	X-	Y-	
Tipo 24	0.059	0.099	0.059	0.099	Perceptível
Tipo 23	0.055	0.088	0.055	0.088	Perceptível
Tipo 22	0.054	0.080	0.054	0.080	Perceptível
Tipo 21	0.055	0.076	0.055	0.076	Perceptível
Tipo 20	0.058	0.076	0.058	0.076	Perceptível
Tipo 19	0.063	0.077	0.063	0.077	Perceptível
Tipo 18	0.068	0.078	0.068	0.078	Perceptível
Tipo 17	0.073	0.079	0.073	0.079	Perceptível
Tipo 16	0.077	0.077	0.077	0.077	Perceptível
Tipo 15	0.081	0.073	0.081	0.073	Perceptível
Tipo 14	0.084	0.068	0.084	0.068	Perceptível
Tipo 13	0.086	0.062	0.086	0.062	Perceptível
Tipo 12	0.086	0.058	0.086	0.058	Perceptível
Tipo 11	0.084	0.056	0.084	0.056	Perceptível
Tipo 10	0.080	0.056	0.080	0.056	Perceptível
Tipo 9	0.075	0.057	0.075	0.057	Perceptível
Tipo 8	0.068	0.058	0.068	0.058	Perceptível
Tipo 7	0.060	0.057	0.060	0.057	Perceptível
Tipo 6	0.051	0.052	0.051	0.052	Perceptível
Tipo 5	0.041	0.046	0.041	0.046	Imperceptível
Tipo 4	0.031	0.036	0.031	0.036	Imperceptível
Tipo 3	0.021	0.026	0.021	0.026	Imperceptível
Tipo 2	0.012	0.015	0.012	0.015	Imperceptível
Tipo 1	0.005	0.006	0.005	0.006	Imperceptível
Fundação	0.001	0.001	0.001	0.001	Imperceptível

4.3 MODELO 1 - SOFTWARE CSI ETABS

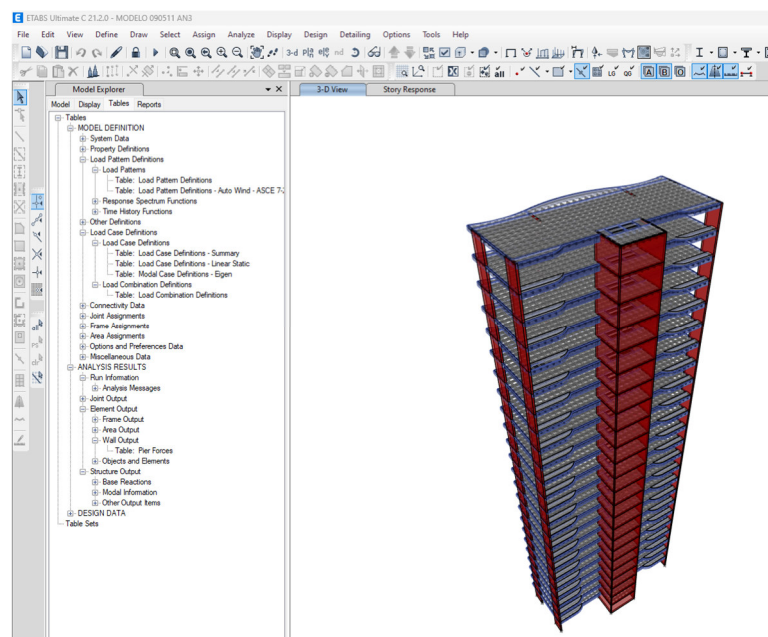
Nas figuras 84 e 85 são exibidas imagens da estrutura modelada.

Figura 84 – Vista em perspectiva frontal da estrutura modelada no software Etabs.



Fonte: A autora.

Figura 85 - Vista em perspectiva posterior da estrutura modelada no software Etabs.

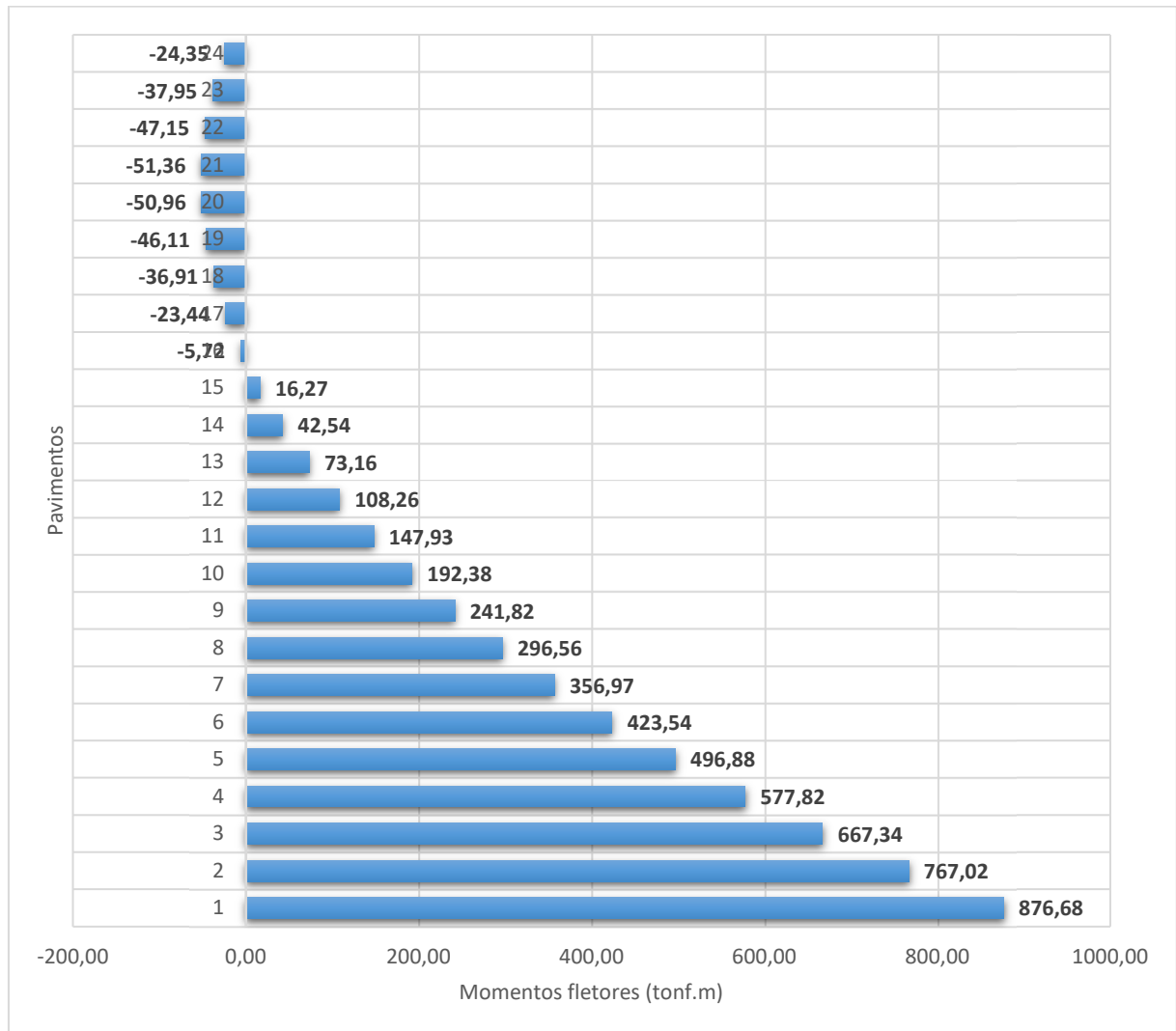


Fonte: A autora.

4.3.1 Resultados das análises

4.3.1.1 Modelo 1 – Distribuição de momentos fletores

Figura 86 – Distribuição de momentos fletores no núcleo – Vx.



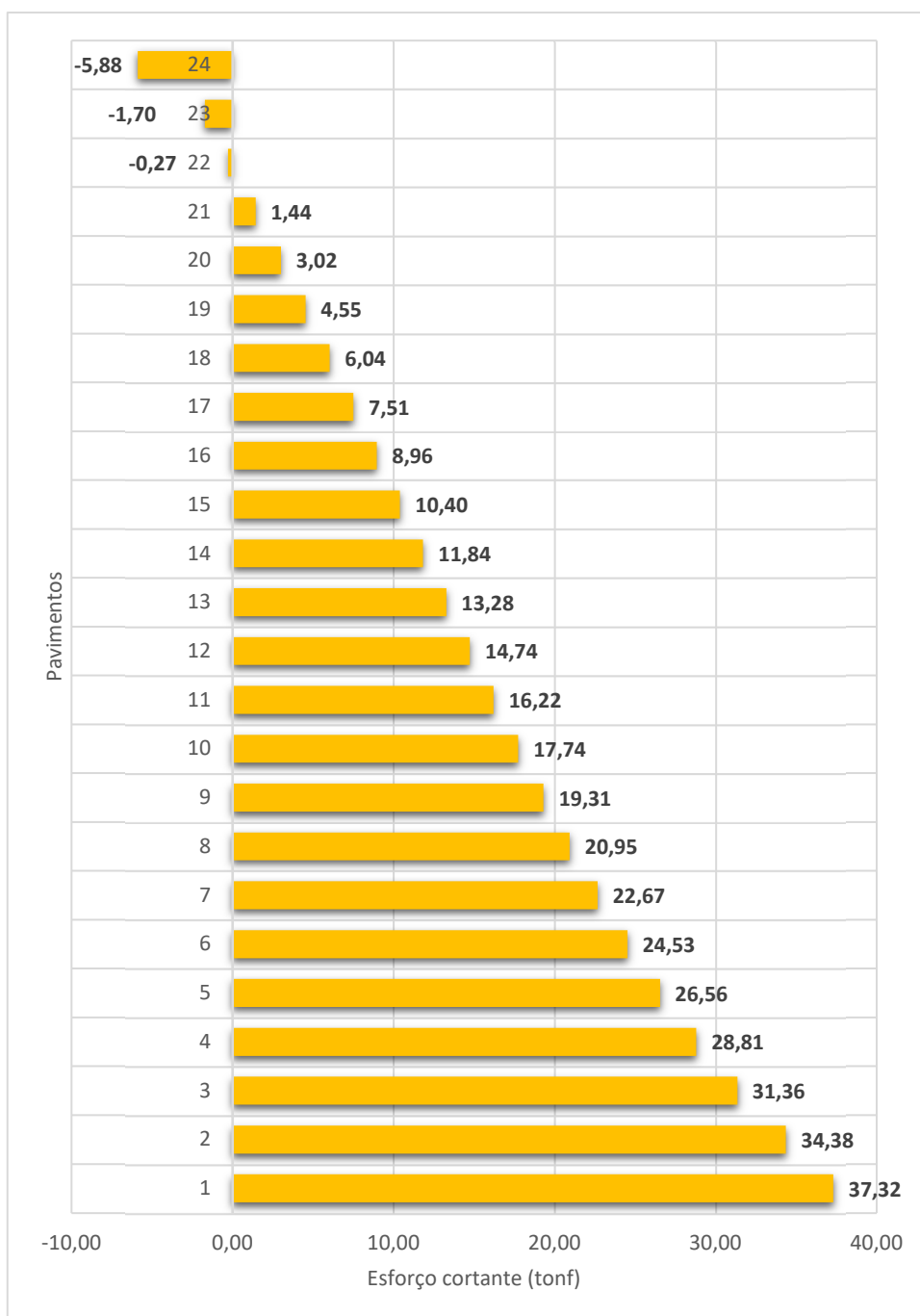
Fonte: A autora.

4.3.1.2 Modelo 1 – Distribuição de esforços cortantes

No sistema parede-pórtico, as paredes assumem a maior parte da capacidade de contraventamento da estrutura, até aproximadamente $2/3$ da altura do edifício, quando estas perdem eficiência e o pórtico passa a assumir o contraventamento da estrutura.

Na Figura 87, é apresentada a distribuição de esforço cortante no núcleo ao longo da altura do edifício.

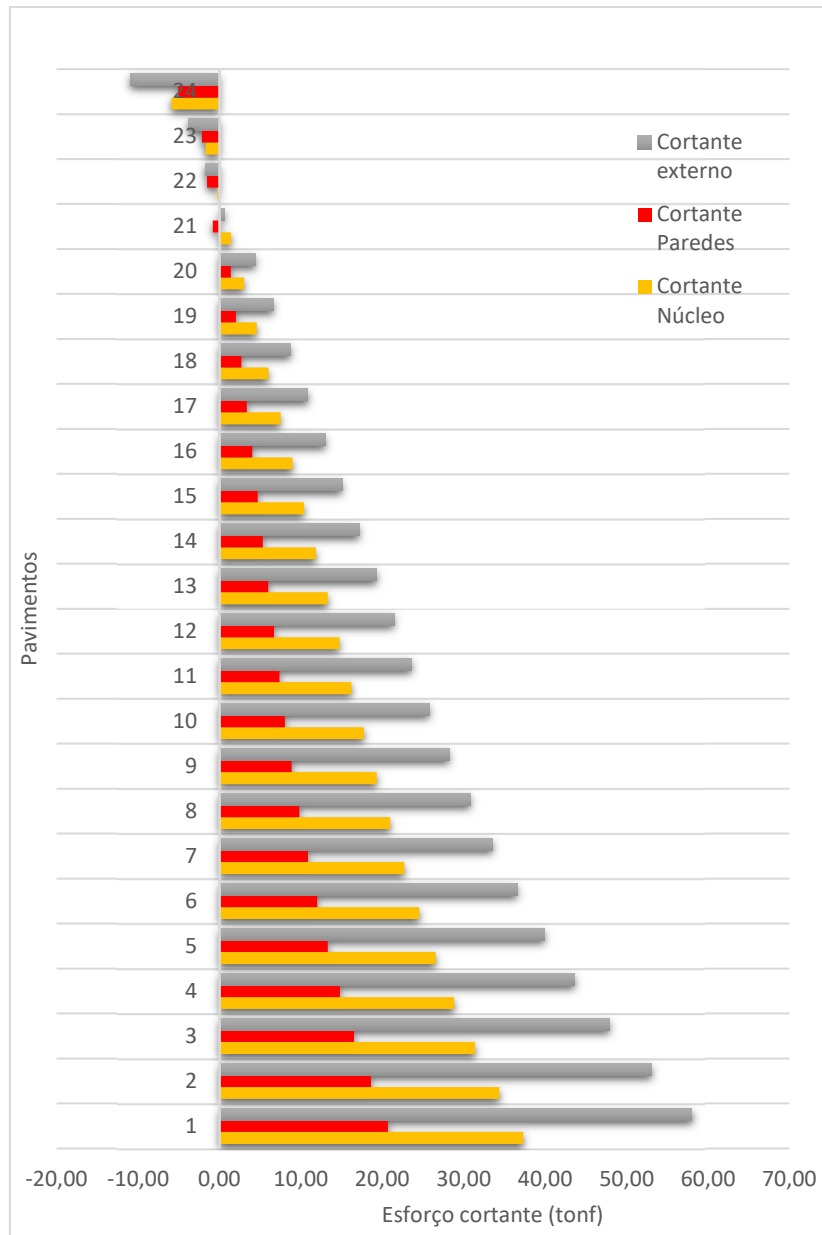
Figura 87 - Distribuição de esforços cortantes no núcleo - Vx.



Fonte: A autora.

Na Figura 88, pode-se observar que a partir do pavimento 22 ocorre uma inflexão tanto no diagrama de esforços cortantes atuantes no núcleo quanto nas paredes.

Figura 88 - Distribuição de esforços cortantes na estrutura.



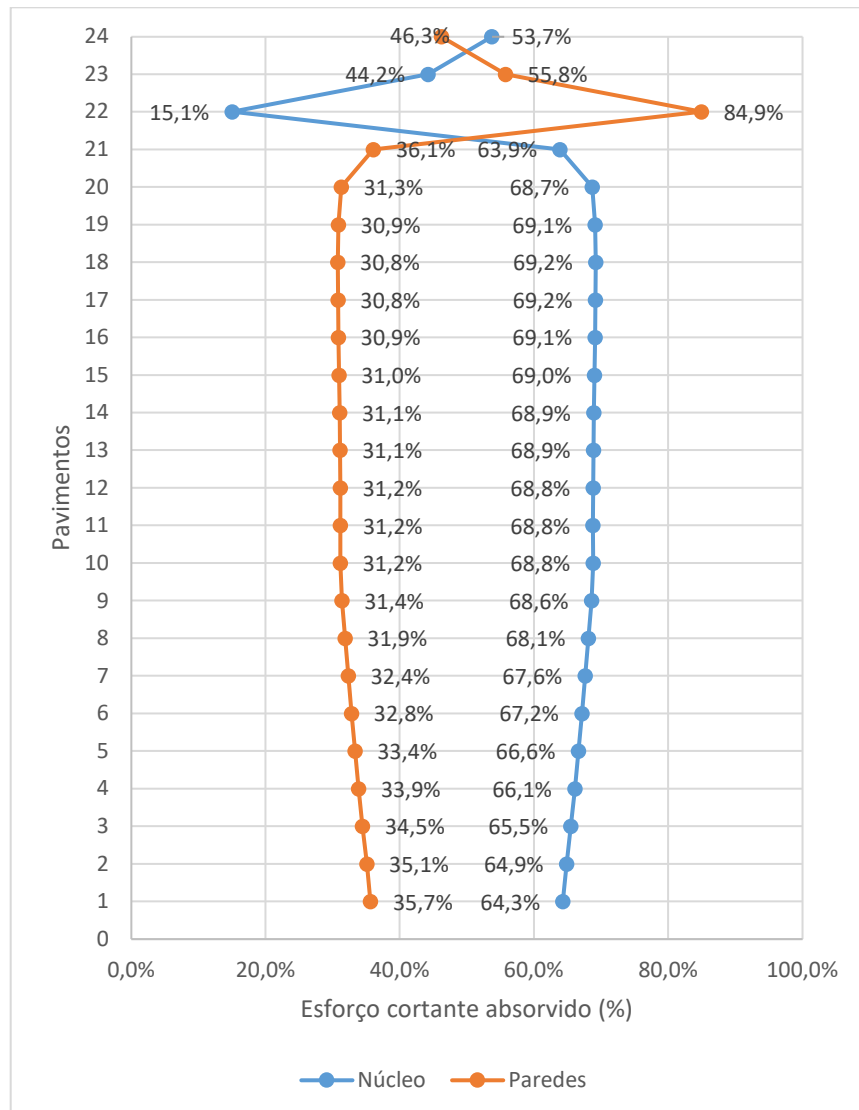
Fonte: A autora.

O sistema estrutural da **Análise 2** é do tipo núcleo-paredes, com poucos pórticos conectando os elementos. A ausência de pórticos na estrutura prejudica profundamente a interação entre os elementos estruturais, fato evidenciado pelo diagrama de porcentagens de esforços absorvidos, onde percebe-se na Figura 89 que

quase não há mudança na quantidade de esforços absorvidos pelo núcleo ($\cong 60\%$) e pelas paredes ($\cong 30\%$). A inversão da porcentagem de esforços absorvidos pelos elementos ocorre apenas quando ocorre a inflexão nos diagramas de esforços cortantes no núcleo e nas demais paredes.

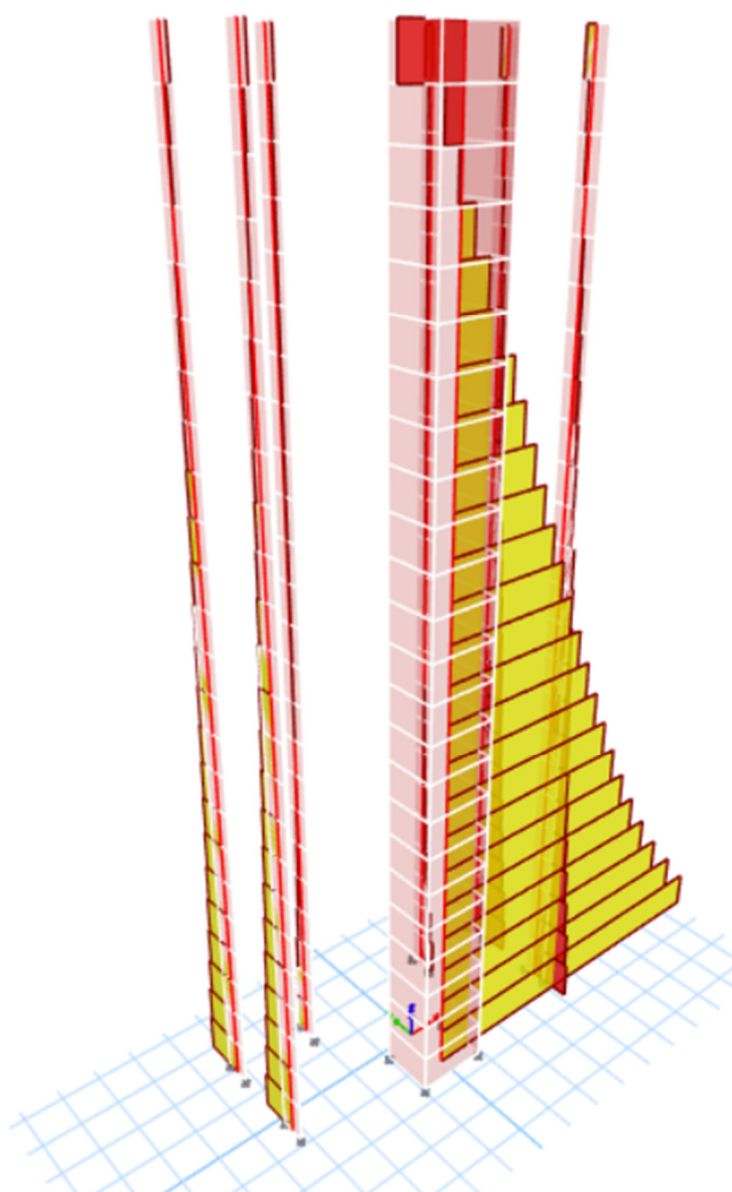
Esta força cortante negativa gera esforços adicionais, especialmente na cobertura do edifício. Como é observado Figura 89, esta transferência de esforços de interação às vigas, lajes e paredes, faz com que estes elementos percam eficiência na absorção de esforços cortantes, o que leva a uma segunda inflexão na porcentagem de esforços cortantes absorvidos pelas paredes e pelos núcleos.

Figura 89 - Esforço cortante absorvido pelo núcleo e pelas paredes, em porcentagem.



Fonte: A autora.

Figura 90 – Diagrama de esforços cortantes no núcleo e paredes.



Fonte: A autora.

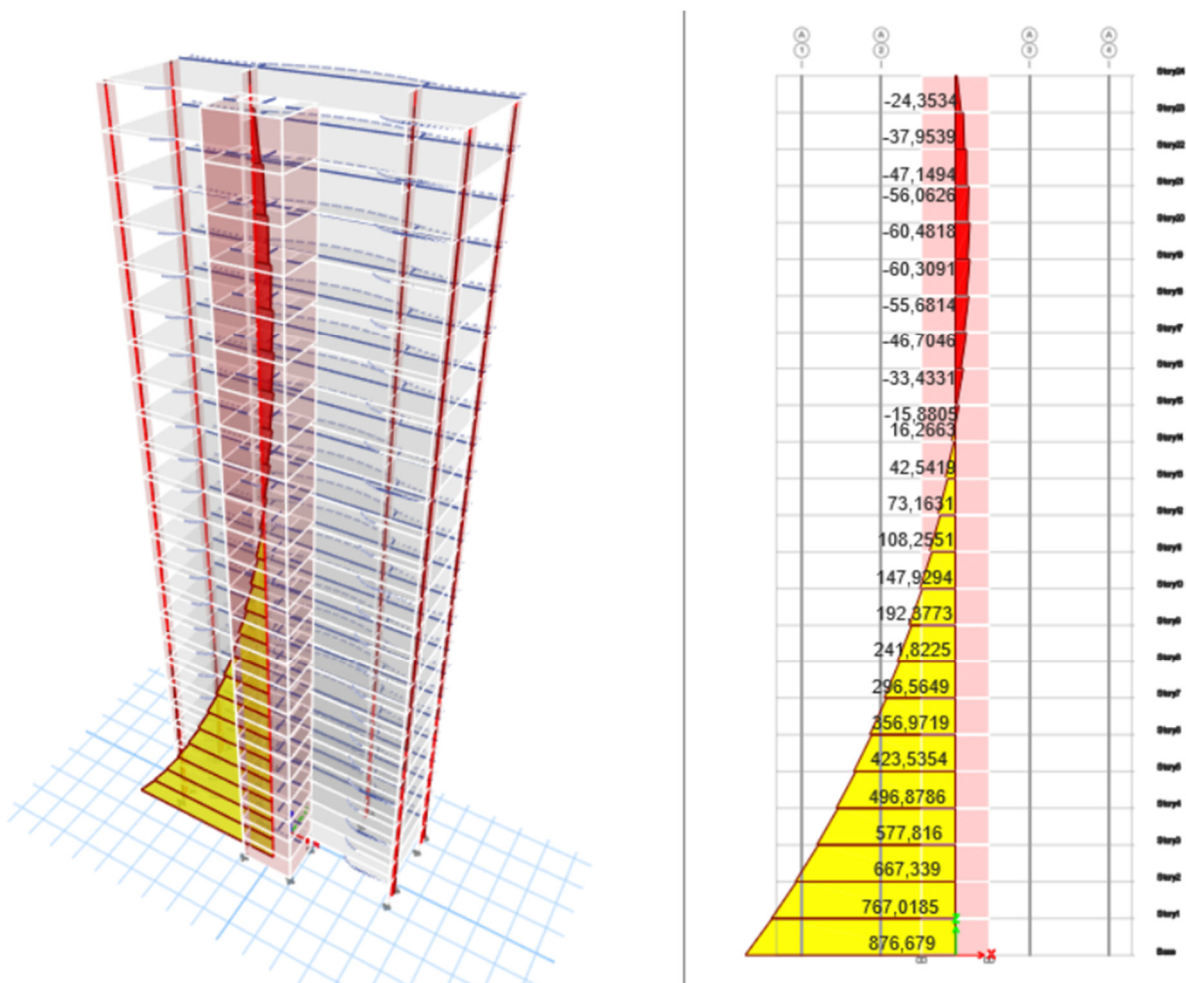
4.4 MODELO 1 – ANÁLISE DOS ESFORÇOS NO NÚCLEO

Nesta seção é apresentada uma comparação nos valores de esforços cortantes e momentos fletores no núcleo obtidos dos softwares *Etabs* e *AltoQi Eberick*.

4.4.1 Comparação de momentos fletores

Na Figura 91 é apresentado o diagrama de momentos fletores no núcleo, obtido do software *Etabs*.

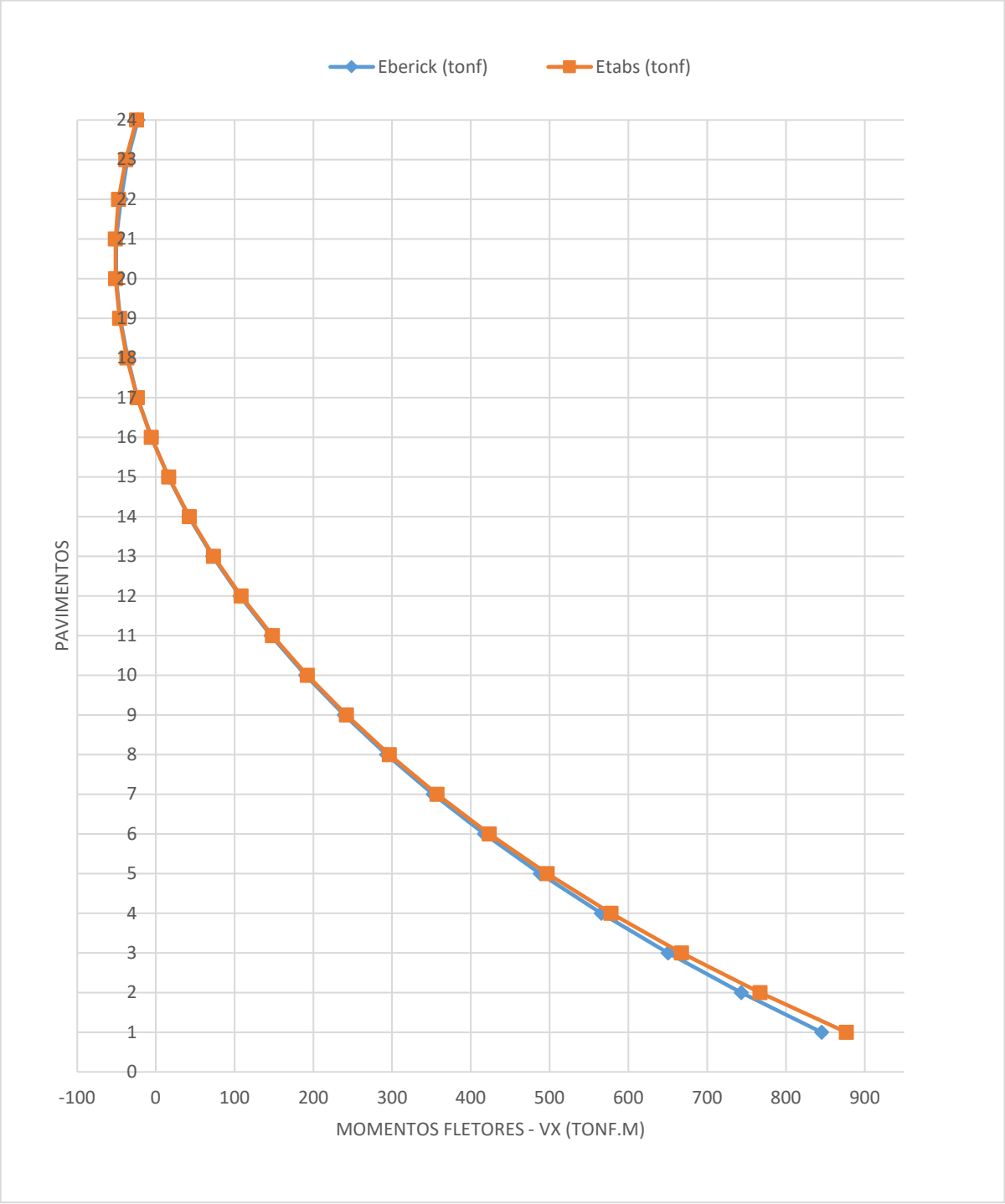
Figura 91 – Diagrama de momentos fletores no núcleo (3d e elevação).



Fonte: A autora.

A Figura 92 e a Tabela 27 trazem os valores de momentos fletores no *núcleo* obtidos dos software ***Etabs*** e ***Eberick***.

Figura 92 – Momentos fletores no núcleo devidos ao vento em x.



Fonte: A autora.

Tabela 27 - Momentos fletores no núcleo devidos ao vento em x.

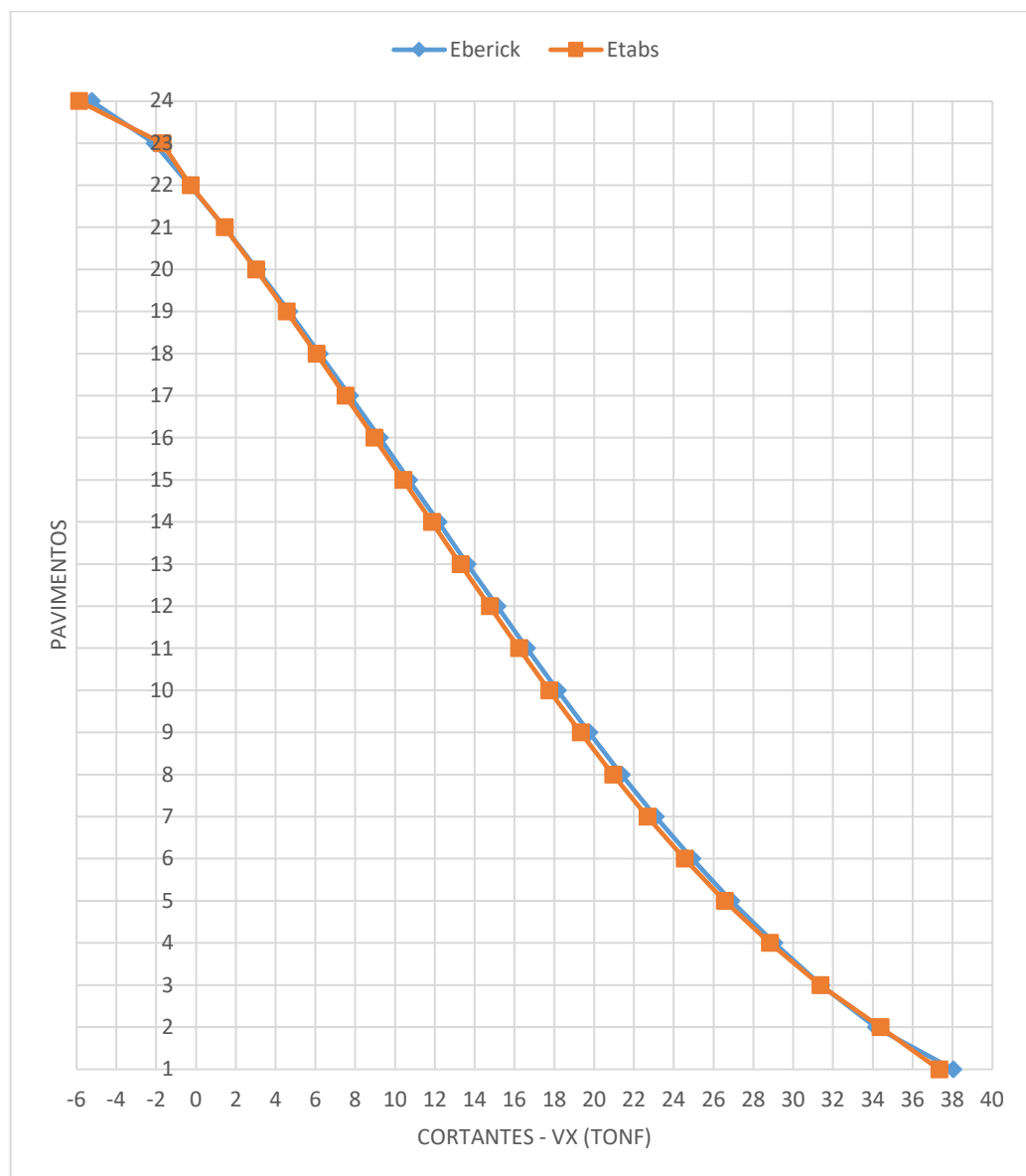
Momentos no núcleo (tonf.m)	
<i>Eberick</i>	<i>Etabs</i>
-22,8535	-24,3534
-36,1348	-37,9539
-44,2551	-47,1494
-50,2779	-51,3598
-50,5753	-50,9615
-45,1979	-46,1074
-35,8697	-36,9133
-23,4296	-23,4436
-5,4154	-5,7218
16,0235	16,2663
41,8876	42,5419
72,1959	73,1631
106,9838	108,2551
146,3508	147,9294
190,3848	192,3773
239,2445	241,8225
293,1338	296,5649
352,3129	356,9719
417,1188	423,5354
487,9845	496,8786
565,4619	577,816
650,2608	667,339
743,1739	767,0185
845,3184	876,679

4.4.2 Comparação de esforços cortantes

A

Figura 93 e a Tabela 28 trazem, respectivamente, os valores de esforços cortantes absorvidos pelo núcleo de contraventamento do edifício em cada pavimento, obtidos dos resultados dos softwares **Etabs** e **Eberick**.

Figura 93 – Esforços cortantes no núcleo devidos ao vento em x.



Fonte: A autora.

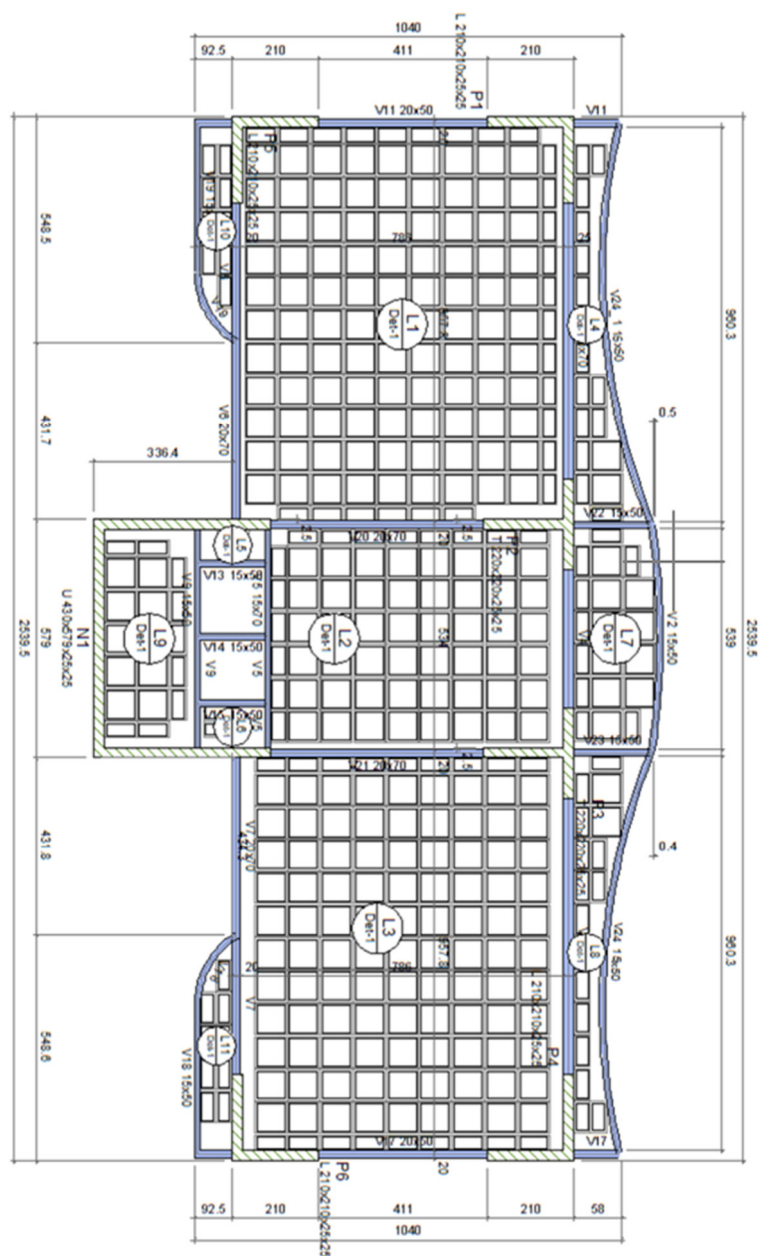
Tabela 28 - Esforços cortantes no núcleo devidos ao vento em x.

Cortantes no núcleo (tonf)	
<i>Eberick</i>	<i>Etabs</i>
-5,2423	-5,8778
-2,0923	-1,7021
-0,3111	-0,2702
1,4286	1,4381
3,0735	3,0177
4,6668	4,5499
6,2082	6,0419
7,722	7,5076
9,2211	8,9576
10,6981	10,4016
12,173	11,8392
13,6383	13,2799
15,1296	14,7434
16,6248	16,2227
18,1606	17,7415
19,7393	19,3082
21,3769	20,9453
23,0891	22,6727
24,9165	24,529
26,8805	26,5552
29,0364	28,8123
31,3976	31,3571
34,131	34,3758
38,0353	37,3238

4.5 MODELO 2 - SOFTWARE ALTOQI EBERICK

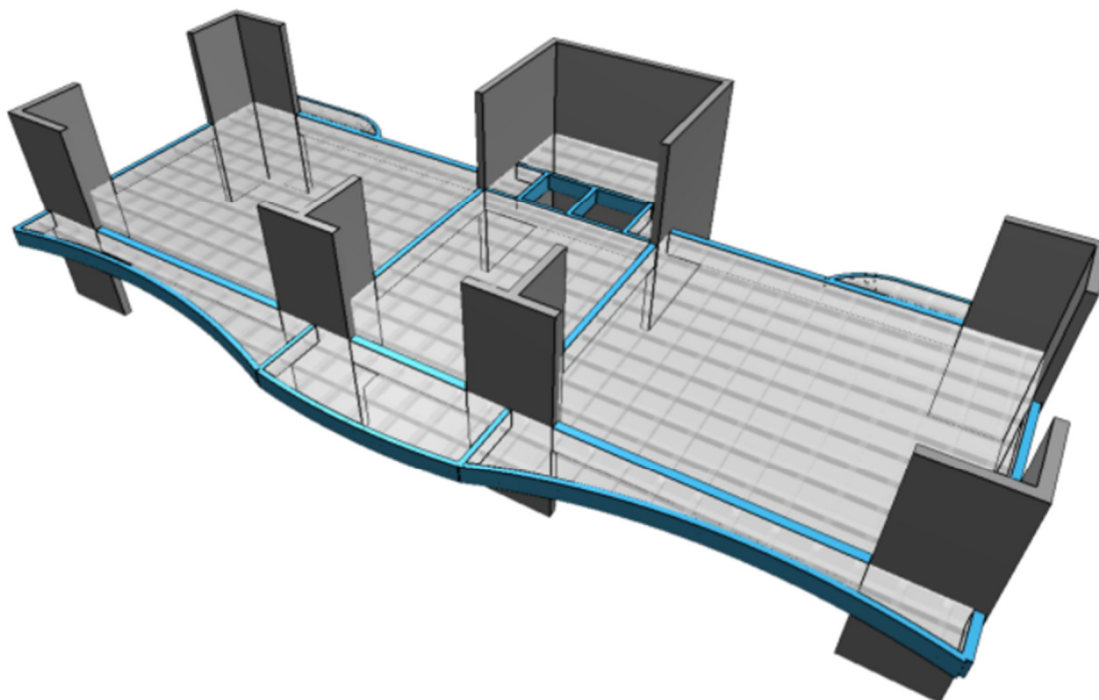
Visando melhorar o desempenho da estrutura, foram alteradas as seções dos pilares – as seções retangulares foram substituídas por **seções em T e L**. Também foram adicionadas vigas no eixo Y visando a criação de dois novos pórticos, conectando o núcleo externo de forma mais eficiente, como pode-se observar na forma da Figura 94.

Figura 94 – Fôrma do pavimento tipo da edificação.



Fonte: A autora.

Figura 95 – Vista tridimensional do pavimento tipo – Modelo 2

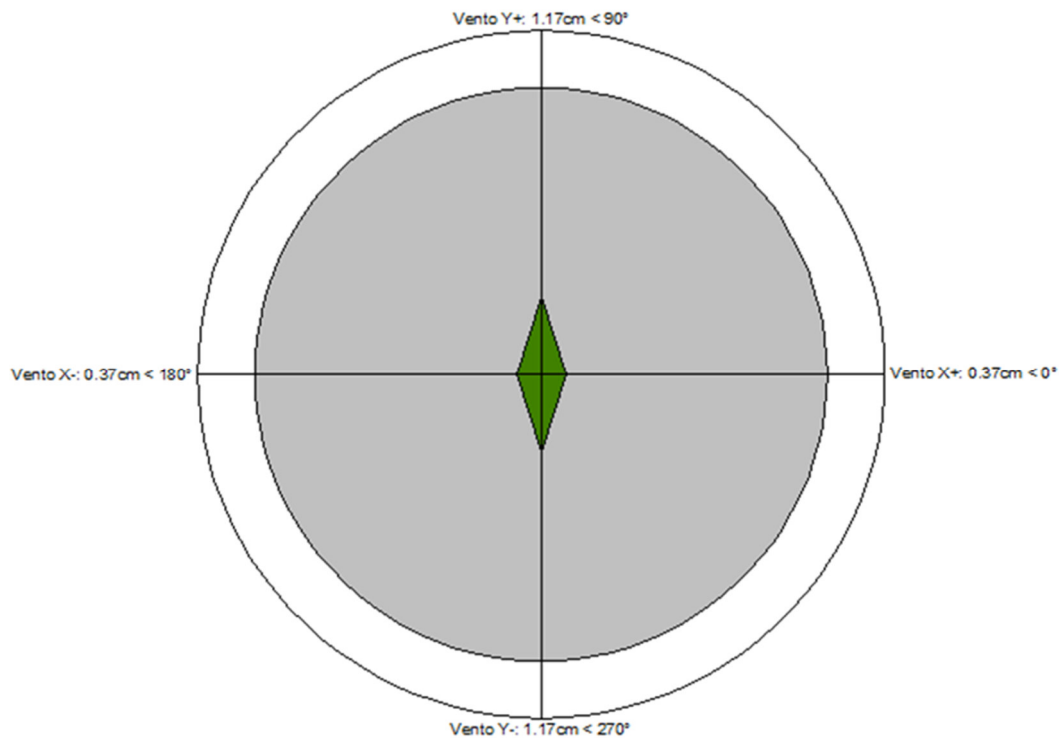


Fonte: A autora.

4.5.1 Resultados das análises

4.5.1.1 Deslocamentos horizontais devidos à ação do vento

Figura 96 - Gráfico de deslocamentos horizontais devidos ao vento.



Fonte: A autora.

Tabela 29 – Verificação do deslocamento máximo da estrutura no centro de massa.

Verificações	Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-
Altura total da edificação (cm)	7350.00			
Deslocamento limite (cm)	4.32			
Deslocamento característico (cm)	1.23	1.23	3.90	3.90
gf2	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0.37	0.37	1.17	1.17

Tabela 30 - Deslocamento do centro de massa dos pavimentos.

<i>Pavimento</i>	<i>Altura (cm)</i>	<i>Deslocamento combinações frequentes (cm)</i>			
		<i>Vento X+</i>	<i>Vento X-</i>	<i>Vento Y+</i>	<i>Vento Y-</i>
Tipo 24	300.00	0.37	0.37	1.17	1.17
Tipo 23	300.00	0.36	0.36	1.13	1.13
Tipo 22	300.00	0.34	0.34	1.09	1.09
Tipo 21	300.00	0.33	0.33	1.05	1.05
Tipo 20	300.00	0.32	0.32	1.01	1.01
Tipo 19	300.00	0.30	0.30	0.96	0.96
Tipo 18	300.00	0.29	0.29	0.92	0.92
Tipo 17	300.00	0.27	0.27	0.87	0.87
Tipo 16	300.00	0.26	0.26	0.82	0.82
Tipo 15	300.00	0.24	0.24	0.76	0.76
Tipo 14	300.00	0.22	0.22	0.71	0.71
Tipo 13	300.00	0.20	0.20	0.65	0.65
Tipo 12	300.00	0.19	0.19	0.59	0.59
Tipo 11	300.00	0.17	0.17	0.53	0.53
Tipo 10	300.00	0.15	0.15	0.47	0.47
Tipo 9	300.00	0.13	0.13	0.41	0.41
Tipo 8	300.00	0.11	0.11	0.35	0.35
Tipo 7	300.00	0.09	0.09	0.29	0.29
Tipo 6	300.00	0.07	0.07	0.23	0.23
Tipo 5	300.00	0.06	0.06	0.18	0.18
Tipo 4	300.00	0.04	0.04	0.13	0.13
Tipo 3	300.00	0.03	0.03	0.08	0.08
Tipo 2	300.00	0.02	0.02	0.04	0.04
Tipo 1	300.00	0.01	0.01	0.02	0.02
Fundação	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabela 31 - Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos.

Pavimento	Deslocamento relativo entre pavimentos (cm)				Limite (cm)
	Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-	
Tipo 24	0.01	0.01	0.04	0.04	0.35
Tipo 23	0.01	0.01	0.04	0.04	0.35
Tipo 22	0.01	0.01	0.04	0.04	0.35
Tipo 21	0.01	0.01	0.04	0.04	0.35
Tipo 20	0.01	0.01	0.05	0.05	0.35
Tipo 19	0.01	0.01	0.05	0.05	0.35
Tipo 18	0.01	0.01	0.05	0.05	0.35
Tipo 17	0.01	0.01	0.05	0.05	0.35
Tipo 16	0.01	0.01	0.05	0.05	0.35
Tipo 15	0.01	0.01	0.06	0.06	0.35
Tipo 14	0.01	0.01	0.06	0.06	0.35
Tipo 13	0.01	0.01	0.06	0.06	0.35
Tipo 12	0.02	0.02	0.06	0.06	0.35
Tipo 11	0.02	0.02	0.06	0.06	0.35
Tipo 10	0.02	0.02	0.06	0.06	0.35
Tipo 9	0.02	0.02	0.06	0.06	0.35
Tipo 8	0.02	0.02	0.06	0.06	0.35
Tipo 7	0.02	0.02	0.06	0.06	0.35
Tipo 6	0.02	0.02	0.05	0.05	0.35
Tipo 5	0.01	0.01	0.05	0.05	0.35
Tipo 4	0.01	0.01	0.04	0.04	0.35
Tipo 3	0.01	0.01	0.04	0.04	0.35
Tipo 2	0.01	0.01	0.03	0.03	0.35
Tipo 1	0.01	0.01	0.02	0.02	0.35
Fundação	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18

4.5.1.2 Verificação da estabilidade global da estrutura

Tabela 32 – Maior coeficiente Gama-Z.

<i>Combinação: 1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V1+0.25D1</i>							
<i>Pavimento</i>	<i>Altura</i>	<i>Carga</i>	<i>Carga</i>	<i>Deslocamento</i>	<i>Momento</i>	<i>Momento</i>	<i>Gama-Z</i>
	<i>relativa</i>	<i>vertical</i>	<i>horizontal</i>	<i>horizontal</i>	<i>2a. ordem</i>	<i>tombamento</i>	
	<i>(cm)</i>	<i>(tf)</i>	<i>(tf)</i>	<i>(cm)</i>	<i>(kgf.m)</i>	<i>(kgf.m)</i>	
Tipo 24	7350.00	382.54	0.83	7.18	27470.33	60773.45	1.28
Tipo 23	7050.00	382.54	1.64	6.79	25976.04	115575.20	(lim=1.10)
Tipo 22	6750.00	382.54	1.62	6.39	24456.51	109336.38	
Tipo 21	6450.00	382.54	1.60	5.99	22927.95	103172.31	
Tipo 20	6150.00	382.54	1.58	5.60	21404.05	97085.53	
Tipo 19	5850.00	382.54	1.56	5.20	19893.46	91078.78	
Tipo 18	5550.00	382.54	1.53	4.81	18401.44	85155.05	
Tipo 17	5250.00	382.54	1.51	4.43	16931.56	79317.61	
Tipo 16	4950.00	382.54	1.49	4.05	15486.95	73570.05	
Tipo 15	4650.00	382.54	1.46	3.68	14070.87	67916.33	
Tipo 14	4350.00	382.54	1.43	3.32	12686.96	62360.86	
Tipo 13	4050.00	382.54	1.41	2.96	11339.26	56908.57	
Tipo 12	3750.00	382.54	1.38	2.62	10032.18	51565.01	
Tipo 11	3450.00	382.54	1.34	2.29	8770.54	46336.50	
Tipo 10	3150.00	382.54	1.31	1.98	7559.60	41230.31	
Tipo 9	2850.00	382.54	1.27	1.67	6405.18	36254.89	
Tipo 8	2550.00	382.54	1.23	1.39	5313.77	31420.20	
Tipo 7	2250.00	382.54	1.19	1.12	4292.71	26738.23	
Tipo 6	1950.00	382.54	1.14	0.88	3350.42	22223.63	
Tipo 5	1650.00	382.54	1.08	0.65	2496.58	17894.90	
Tipo 4	1350.00	382.54	1.02	0.46	1742.52	13776.05	
Tipo 3	1050.00	382.54	0.94	0.29	1101.52	9899.59	
Tipo 2	750.00	382.54	0.84	0.15	589.34	6311.10	
Tipo 1	450.00	384.37	0.68	0.06	225.46	3060.31	
Fundação	150.00	136.88	0.07	0.01	9.59	109.33	
TOTAL					282934.76	1309070.17	

4.5.1.3 *Análise modal da estrutura*

4.5.1.3.1 Período e frequência por modo

Na Tabela 33 são apresentados os modos de vibração calculados, o período relativo ao modo de vibração e a frequência da estrutura, relativa ao modo de vibração calculado.

Tabela 33 – Período e frequência da estrutura, por modo de vibração.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)
1	2.497	0.400
2	2.303	0.434
3	2.063	0.485
4	0.701	1.426
5	0.662	1.511
6	0.472	2.119
7	0.362	2.762
8	0.298	3.360
9	0.244	4.094
10	0.229	4.373
11	0.228	4.391
12	0.223	4.481

4.5.1.3.2 Participação modal

A Tabela 34, apresenta os resultados da participação da massa em cada modo de vibração, nas direções x, y e z.

Tabela 34 - Participação modal.

Modo	Fator de participação modal			Taxa de participação modal			Taxa acumulada de participação modal		
	FPx	FPy	FPz	TPMx	TPMy	TPMz	TaPMx	TaPMy	TaPMz
1	-2.11779	- 66.47921	0.88342	0.00069	0.68414	0.00012	0.00069	0.68414	0.00012
2	- 30.23174	8.47399	- 0.10496	0.14148	0.01112	0.00000	0.14218	0.69526	0.00012
3	- 59.50198	-1.89952	0.02503	0.54807	0.00056	0.00000	0.69025	0.69582	0.00012
4	- 13.64412	-4.62607	- 0.22593	0.02882	0.00331	0.00001	0.71907	0.69913	0.00013
5	-2.61296	29.78493	1.54091	0.00106	0.13733	0.00037	0.72013	0.83646	0.00050
6	27.45160	0.55887	- 0.04527	0.11666	0.00005	0.00000	0.83678	0.83651	0.00050
7	-8.64493	-0.66373	0.04783	0.01157	0.00007	0.00000	0.84835	0.83658	0.00050
8	0.63810	- 18.49898	2.14830	0.00006	0.05298	0.00071	0.84842	0.88956	0.00121
9	-0.66416	-0.00447	0.00017	0.00007	0.00000	0.00000	0.84848	0.88956	0.00121
10	-0.26739	-0.15643	- 0.00269	0.00001	0.00000	0.00000	0.84849	0.88956	0.00121
11	-0.01184	3.05516	0.02659	0.00000	0.00144	0.00000	0.84849	0.89100	0.00121
12	7.41057	0.52035	0.20517	0.00850	0.00004	0.00001	0.85700	0.89105	0.00122

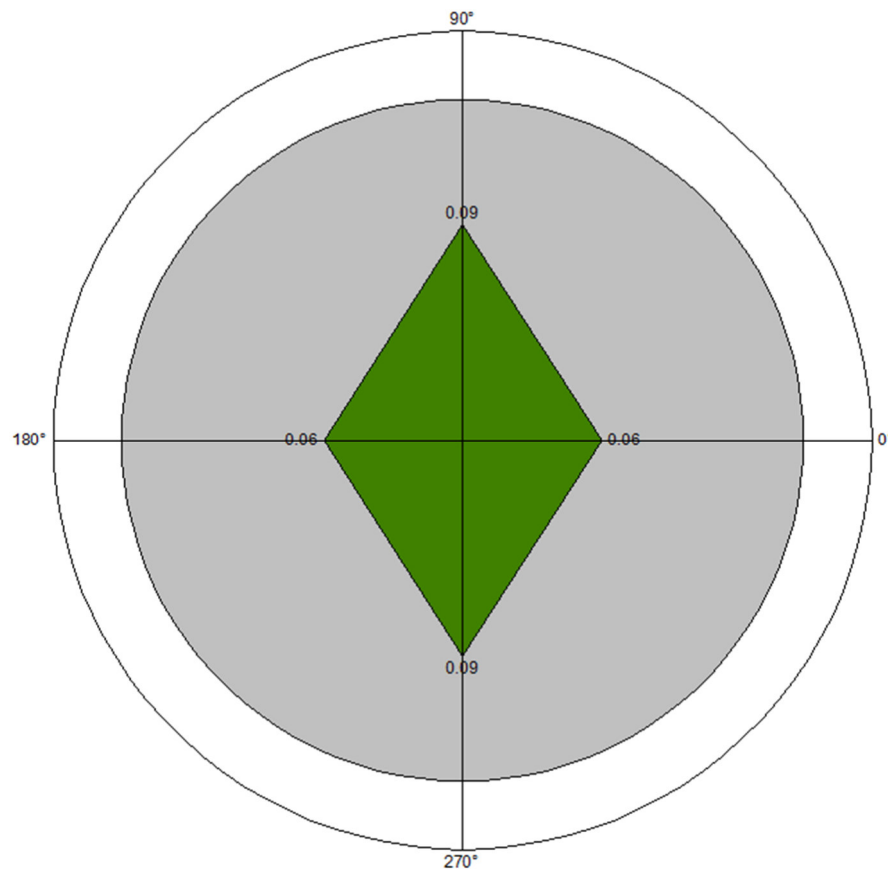
4.5.1.3.3 Verificação de conforto

A Figura 97 traz o gráfico de acelerações, que:

- Apresenta todos os sentidos de ventos adotados no projeto;
- Representa sobre os eixos destes ventos as suas respectivas acelerações obtidas para o último pavimento;

- Representa no círculo interno hachurado o valor da aceleração limite obtida para a estrutura;
- Permite uma visualização geral da estrutura, identificando as acelerações em todas as direções e sentidos do vento, comparando com o limite definido por norma.

Figura 97 - Gráfico de acelerações

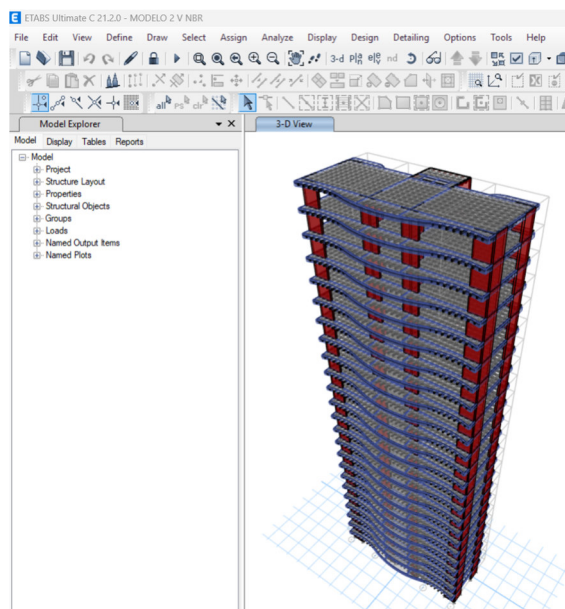


Fonte: A autora.

4.1 MODELO 2 - SOFTWARE CSI ETABS

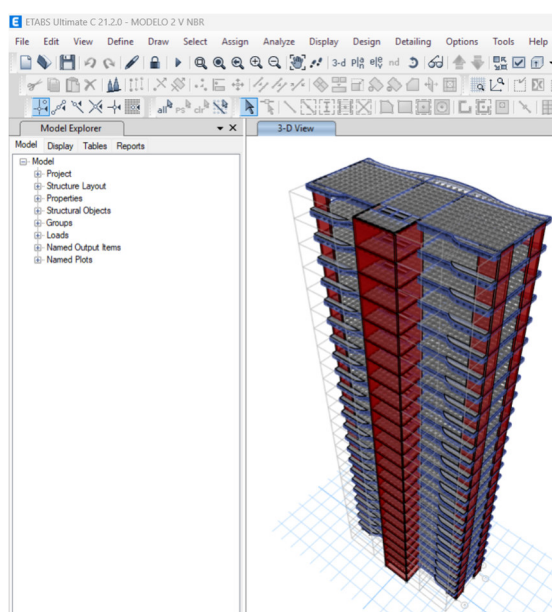
Nas figuras 98 e 99 são exibidas imagens da estrutura modelada.

Figura 98 - Vista em perspectiva frontal da estrutura modelada.



Fonte: A autora.

Figura 99 - Vista em perspectiva posterior da estrutura modelada.

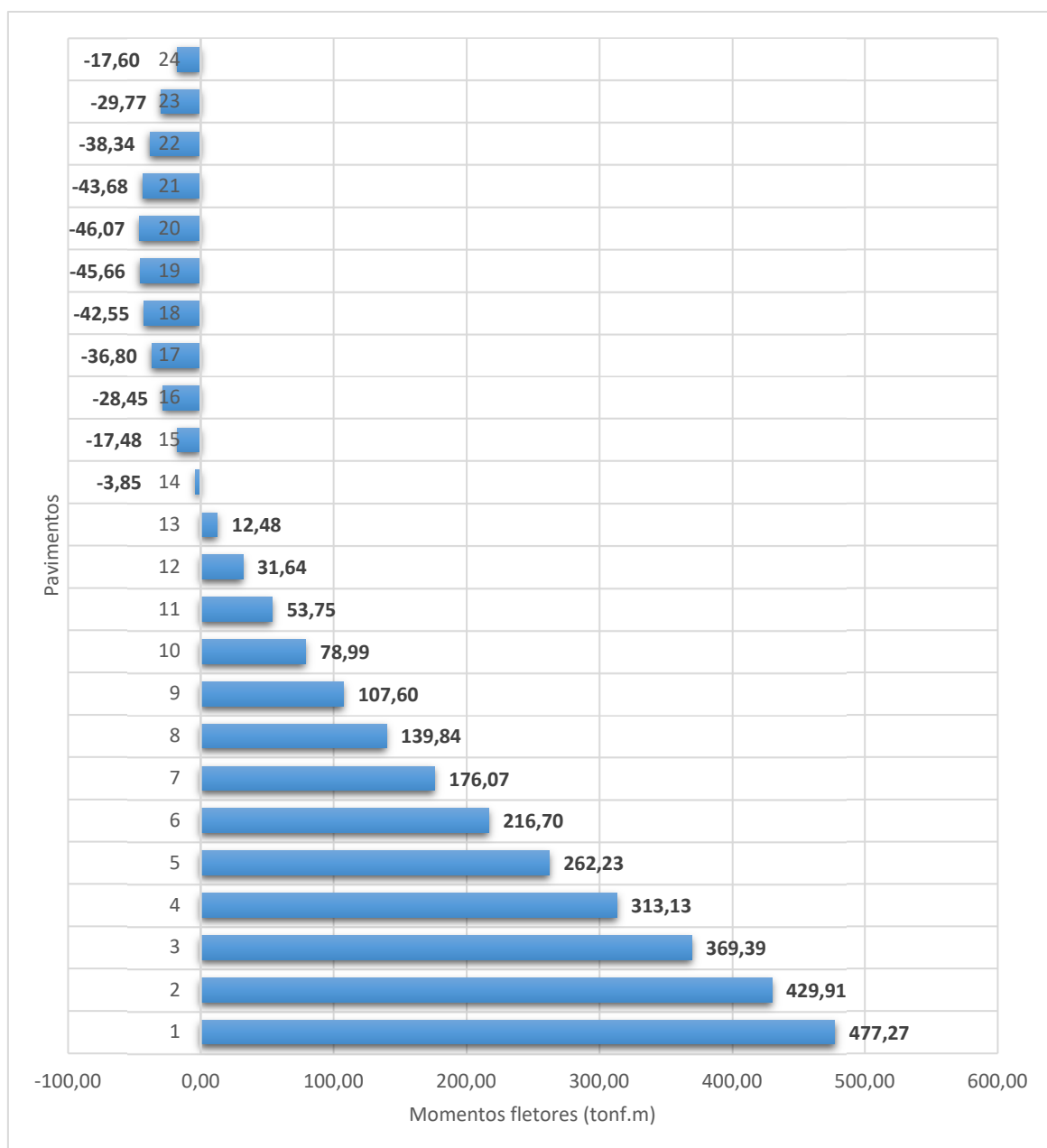


Fonte: A autora.

4.2 MODELO 2 – DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS FLETORES

Na figura 100 observa-se que a inflexão do diagrama de momentos fletores ocorre no 14º pavimento.

Figura 100 - Distribuição de momentos fletores no núcleo – Vx.

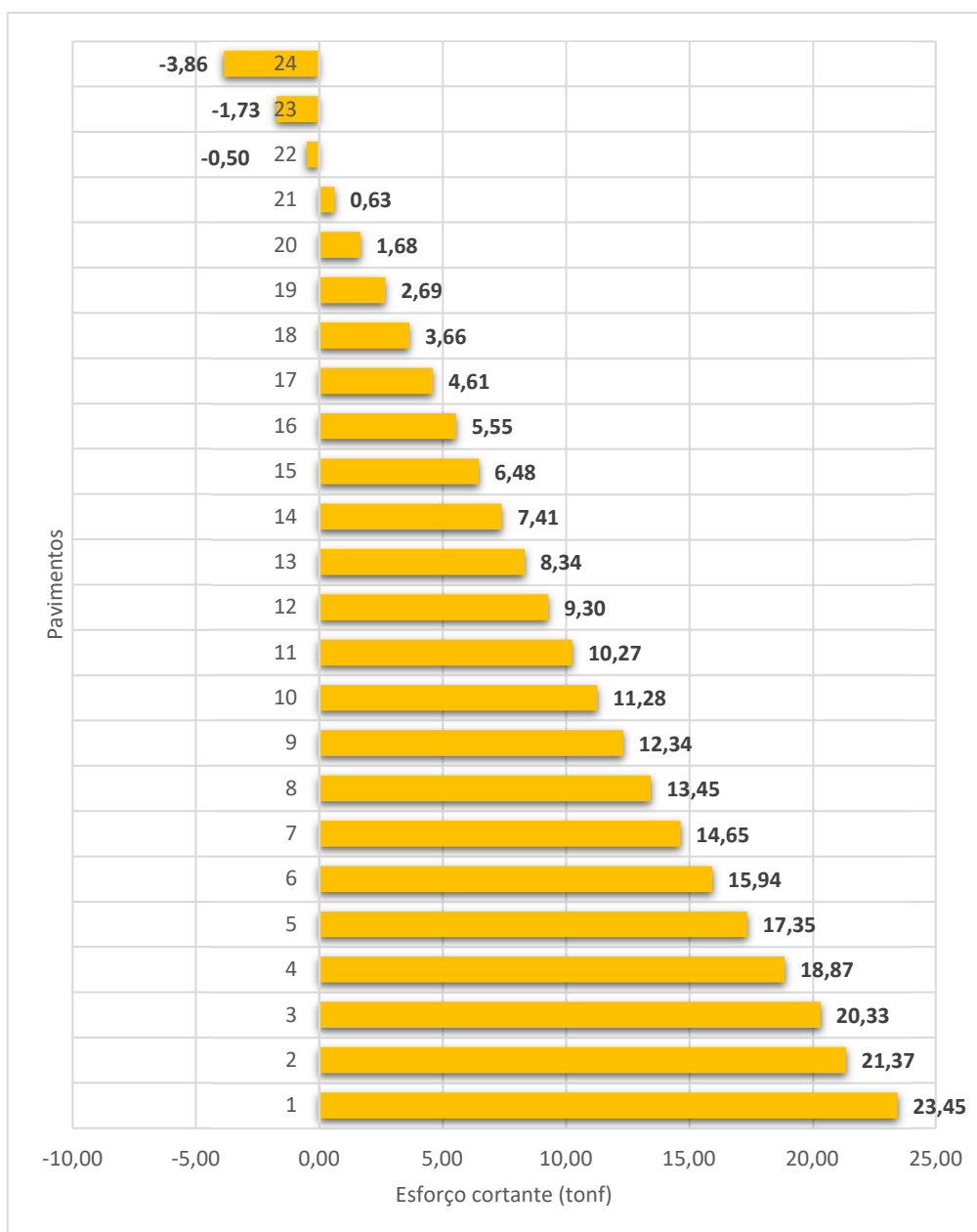


Fonte: A autora.

4.3 MODELO 2 – DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS CORTANTES

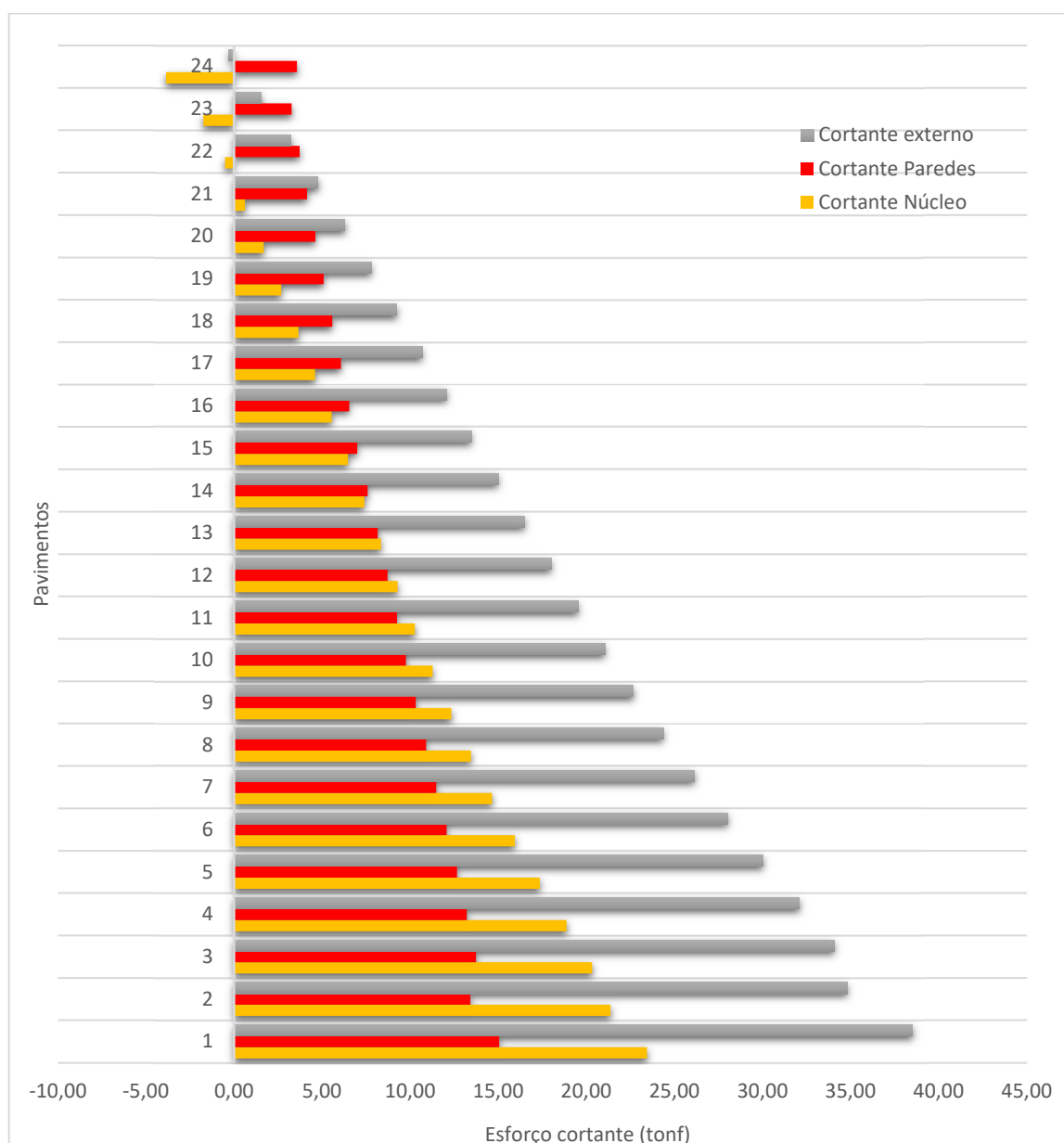
Na figura 101 observa-se a ocorrência da inflexão no diagrama de esforços cortantes no 22º pavimento.

Figura 101 – Distribuição de esforços cortantes no núcleo – Vx.



Fonte: A autora.

Figura 102 - Distribuição de esforços cortantes na estrutura.



Fonte: A autora.

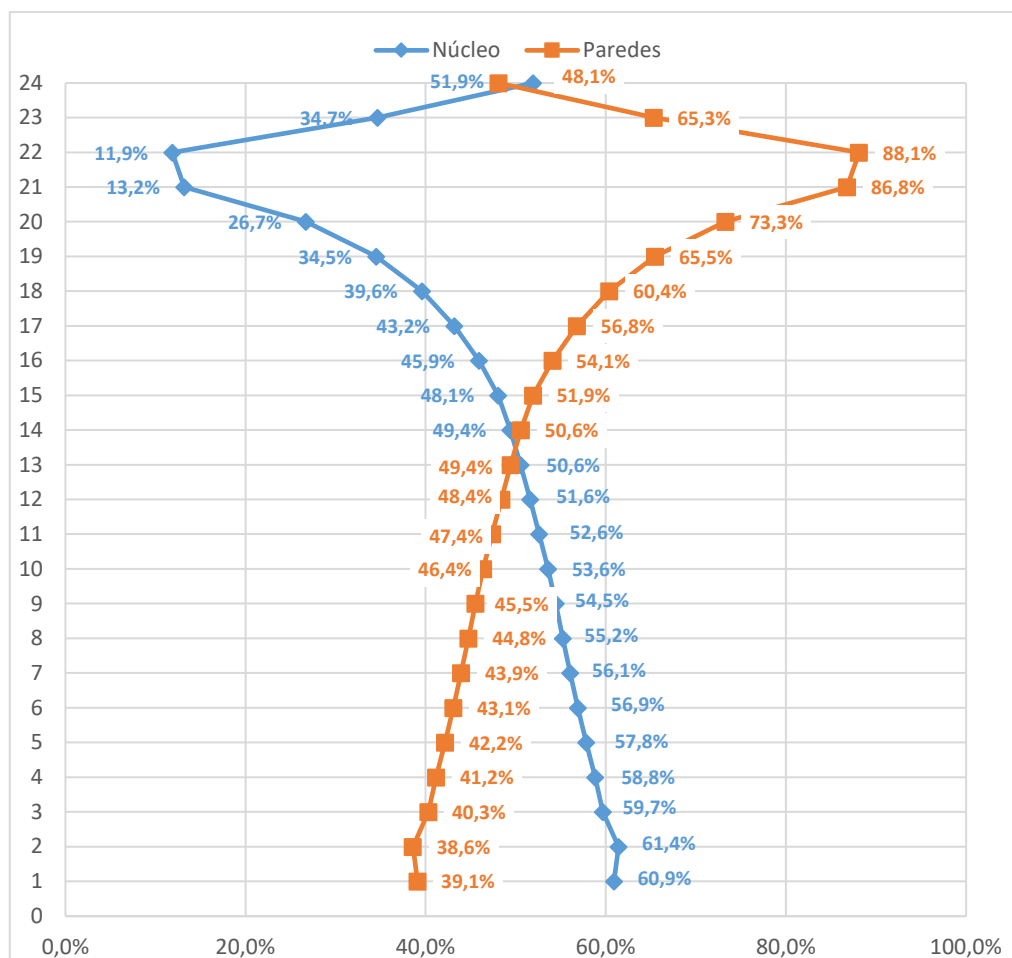
Pode-se inferir, da distribuição de esforços cortantes absorvidos em cada pavimento do modelo, na Figura 103, que a inserção das vigas conectando as paredes ao núcleo, mudou significativamente a interação entre os elementos (enquanto na Figura 89 - Modelo 1 - onde quase não há mudança na quantidade de esforços

absorvidos pelo núcleo e pelas paredes). A interação proporciona inversão da porcentagem de esforços absorvidos pelos elementos no 13º pavimento.

Na

Figura 102, pode-se observar que a partir do pavimento 22 ocorre uma inflexão no diagrama de esforços cortantes atuantes no núcleo, enquanto as paredes, passam a se comportar como elementos de pórtico, sem inflexão em seu diagrama, o que equilibra os esforços internos no topo da estrutura. Da análise de distribuição de porcentagem de esforços cortantes, observa-se que, com a inserção de elementos de pórtico, pode ser garantida a interação entre os elementos de núcleo e de paredes, que passaram a apresentar o diagrama de interação típico de sistema híbrido, com a inflexão ocorrendo a aproximadamente 2/3 da altura.

Figura 103 – Esforço cortante absorvido pelo núcleo e pelas paredes, em porcentagem.



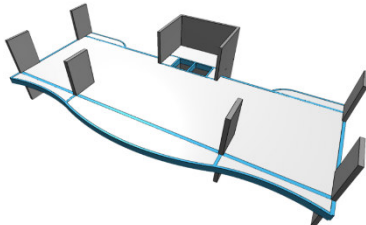
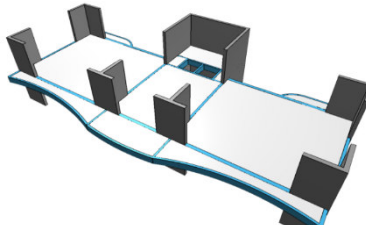
Fonte: A autora.

4.4 CONCLUSÕES DA ANÁLISE 2

Nesta seção, discutimos os resultados obtidos com os dois modelos analisados para o mesmo prédio: o **Modelo 1**, que representa a estrutura original, e o **Modelo 2**, que consiste no reprojeito para melhorar o comportamento estrutural do edifício residencial em Belém-PA.

Na Tabela 35 é apresentado um resumo dos principais parâmetros de estabilidade obtidos das análises realizadas, para os **modelos 1 e 2**.

Tabela 35 – Comparação entre os parâmetros de estabilidade para os Modelos 1 e 2.

Parâmetros de estabilidade		
	Modelo 1	Modelo 2
		
Gama-Z	8,28	1,28
Deslocamento horizontal		
Deslocamento (Maior Gama-Z)	28,69 cm	7,18 cm
Deslocamento Característico	9,98 cm	3,90 cm
Deslocamento comb. freq. (limite: 4,32 cm)	3,00 cm	1,17 cm

A análise dos resultados do **Modelo 1** (estrutura original) revelou que a estrutura original apresenta diversas inadequações estruturais, especialmente em termos de deslocamentos horizontais e esforços internos. Os deslocamentos horizontais verificados no topo do edifício excederam os limites normativos estabelecidos pela NBR 6118:2023, indicando uma necessidade de ajustes no projeto.

Além disso, o coeficiente **Gama-Z** foi calculado como **8,28**, valor que é sete vezes e meia maior que o limite aceitável, sugerindo instabilidade global na estrutura e a necessidade de considerar os esforços de segunda ordem.

O **Modelo 2** foi reprojetoado com a adição de vigas no eixo Y e a substituição das seções retangulares dos pilares por seções em **T** e **L**. Essas modificações tiveram um impacto significativo no desempenho estrutural. Observamos uma redução substancial nos deslocamentos horizontais e nos esforços internos no núcleo do edifício.

Os novos pórticos criados no **Modelo 2** melhoraram a interação entre os elementos estruturais, promovendo uma distribuição mais equilibrada dos esforços. O coeficiente **Gama-Z** foi reduzido para **1,28**, ainda fora do limite normativo, mas dentro de um patamar racional aceitável na prática, o que indica uma estrutura estável e razoavelmente considerada como segura e estável globalmente. A adição de vigas conectando o núcleo às paredes contribuiu para a eficiência na absorção dos esforços cortantes, mantendo a integridade e a resistência da estrutura. A principal vantagem dos sistemas híbridos é precisamente a interação entre os elementos, a qual assegura um projeto eficiente e previne a formação de esforços internos adicionais, potencialmente prejudiciais à estrutura. Portanto, as comparações de resultados de análise estruturais entre os dois modelos, revelou que as alterações implementadas no **Modelo 2** resultaram em um desempenho superior em termos de estabilidade e desempenho estrutural. As principais vantagens do **Modelo 2** incluem:

- **Redução nos Deslocamentos Horizontais:** O deslocamento máximo no topo da estrutura foi reduzido de 28,69 cm (Modelo 1) para 7,18 cm (Modelo 2).
- **Melhoria na Estabilidade Global:** O coeficiente Gama-Z foi significativamente reduzido, indicando uma melhora na estabilidade global da estrutura.
- **Distribuição Equilibrada dos Esforços:** A adição de vigas e a substituição das seções dos pilares resultaram em uma melhor distribuição dos esforços cortantes e flexores, prevenindo a formação de esforços internos adicionais que poderiam comprometer a estrutura.

Portanto, conclui-se que as alterações implementadas no **Modelo 2** melhoraram o desempenho geral da estrutura, trazendo-a aos parâmetros mais próximos dos normativos, no tocante à estabilidade global.

5 ANÁLISE 3 – OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL NA CIDADE DE BELÉM-PA

Nesta análise é estudado um edifício com finalidade residencial, atualmente habitado, situado na cidade de Belém-PA. De posse do projeto original foram realizadas análises estruturais a fim de verificar os dimensionamentos dos elementos estruturais, (principalmente vigas e pilares), bem como os parâmetros de estabilidade global da estrutura. Em seguida foi realizada a otimização do projeto estrutural da torre do empreendimento, que consistiu em otimizar as seções transversais de diversos pilares, bem como suas taxas de armaduras e ainda realizar a interrupção das paredes de cisalhamento definidas no projeto original, fazendo a transição daquelas para elementos de pórtico – pilares e vigas.

Foram realizados os procedimentos necessários à elaboração de dois modelos estruturais: um repetindo a estrutura de acordo com seu projeto original e o outro onde foram modeladas as OTIMIZAÇÕES propostas no REPROJETO apresentado à construtora, com o objetivo de encontrar o melhor modelo de cálculo para proporcionar um comportamento íntegro e sem inconsistências para a estrutura (com as devidas interações entre os elementos estruturais: lajes, vigas, pilares e fundações) e, ainda assim, obter quantitativos de materiais arrojados com as otimizações em limites que não comprometessem em nada a segurança normativa da estrutura da edificação.

Foram verificadas as diferenças (e semelhanças) de comportamento estrutural, principalmente no que diz respeito às deformações da estrutura, cargas resultantes nas fundações, esforços solicitantes nos elementos estruturais (momento fletor, esforço cortante, torção, etc.) a partir dos carregamentos gerados pelos dois modelos considerados, descritos anteriormente.

5.1 O CONCEITO DE OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

A otimização estrutural consiste na aplicação de técnicas matemáticas e computacionais para determinar a melhor configuração de um sistema estrutural, considerando critérios pré-definidos, como minimização de peso, redução de custos ou maximização de rigidez. Segundo (Kirsch, 1993) e (CHRISTENSEN & KLARBRING, 2009), esse processo pode ser dividido em três categorias principais:

1. **Otimização Topológica:** Define a distribuição ideal de material dentro de um domínio de projeto, eliminando áreas redundantes e concentrando material onde é mais necessário (BENDSØE & Sigmund, 2003), (ex.: estruturas treliçadas ou paredes estruturais em edifícios altos);
2. **Otimização de Forma (Geométrica):** Ajusta a configuração ou contorno da estrutura (ex.: curvatura de lajes ou posicionamento de pilares) para melhorar sua eficiência;
3. **Otimização Paramétrica (de Tamanho):** Refina as dimensões de elementos estruturais (ex.: espessuras de vigas, áreas de seção transversal de pilares) para atender a critérios de resistência, estabilidade e economia.

Essa classificação é fundamental para abordar diferentes escalas do projeto estrutural, desde a macrogeometria até detalhes construtivos.

5.1.1 A importância da otimização no projeto de edifícios altos

A otimização estrutural desempenha um papel crucial no projeto de edifícios altos devido aos seguintes fatores:

- **Redução de Custos:** Ao minimizar o volume de materiais sem comprometer a segurança, é possível reduzir significativamente os custos de construção (SCHMIT, 1960).

- **Melhoria do Desempenho frente à carregamentos horizontais:** Técnicas de otimização permitem ajustar a rigidez e a distribuição de massa para melhorar a resposta a cargas dinâmicas, como ventos e terremotos (TARANATH, 2010).
- **Sustentabilidade:** A redução do consumo de aço e concreto contribui para a diminuição da pegada de carbono do edifício, alinhando-se a princípios de construção sustentável (LEE; KIM, 2015).
- **Flexibilidade Arquitetônica:** A otimização permite soluções inovadoras, como estruturas mais esbeltas e com maior liberdade de forma, atendendo a demandas estéticas e funcionais (ALI; MOON, 2007).

A otimização estrutural é uma ferramenta essencial no projeto de edifícios altos, proporcionando soluções mais eficientes, econômicas e sustentáveis. Ao integrar métodos avançados de análise e algoritmos de otimização, os engenheiros podem desenvolver estruturas que atendam a requisitos complexos de desempenho e segurança, garantindo a viabilidade técnica e financeira de projetos cada vez mais audaciosos.

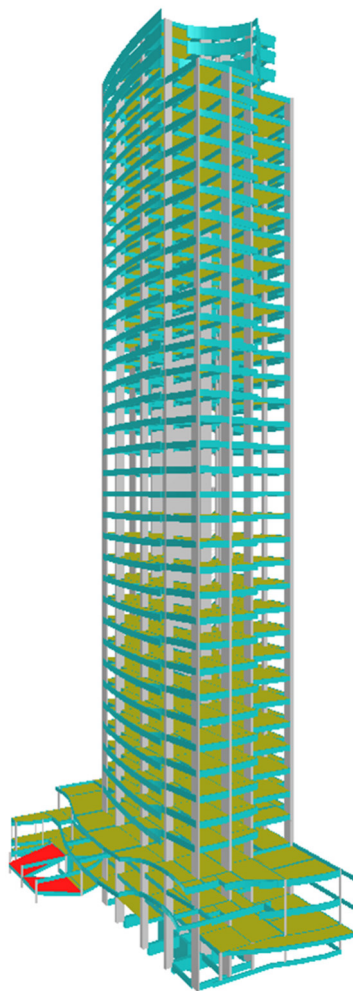
5.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O edifício de estudo trata-se de um prédio residencial de 37 (trinta e sete) pavimentos, com área total construída de aproximadamente 22.083,00 m² (vinte e dois mil e oitenta e três metros quadrados) sendo: 2 pavimentos sub-solo, dois pavimentos sobre-solo, 1 pavimento lazer, 30 pavimentos-tipo, 2 pavimentos duplex, 1 pavimento barrilete/casa de máquinas, 1 pavimento mesa-motor e 1 pavimento visita do reservatório, todos com estrutura em concreto armado composta por lajes maciças apoiadas em vigas e pilares.

As fundações do edifício são do tipo blocos de concreto armado (assentes em estacas de concreto armado), vinculados entre si através de vigas de cintamento (ver figuras Figura 104 e Figura 105) projetada para suportar, além do seu peso próprio, paredes e revestimentos, pisos e ornamentos diversos, a uma sobrecarga normativa,

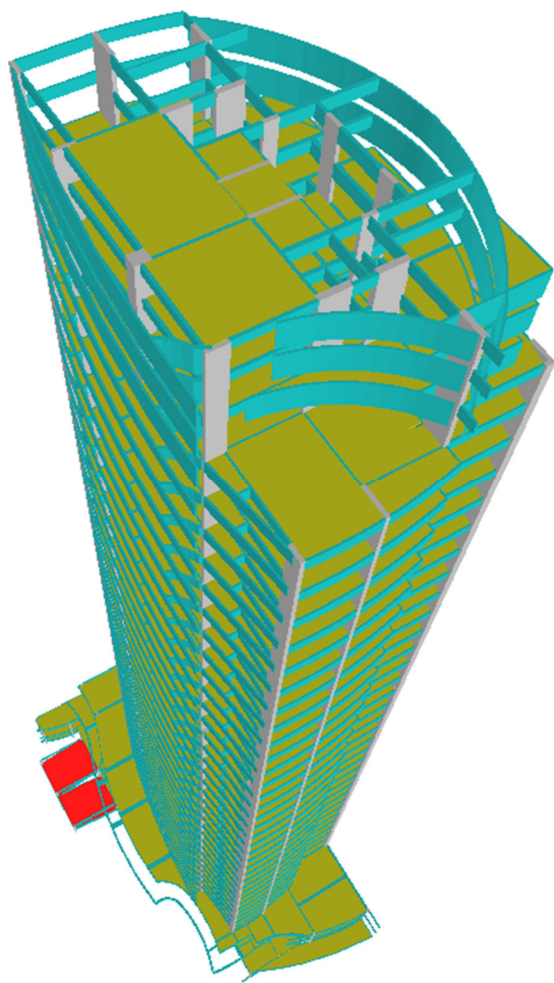
referente à piso para habitação comum, de 150 kgf/m² (cento e cinquenta quilos por metro quadrado).

Figura 104 – Vista tridimensional do edifício modelado no software Eberick.



Fonte: A autora.

Figura 105 – Vista tridimensional superior da estrutura modelada – Software Eberick.

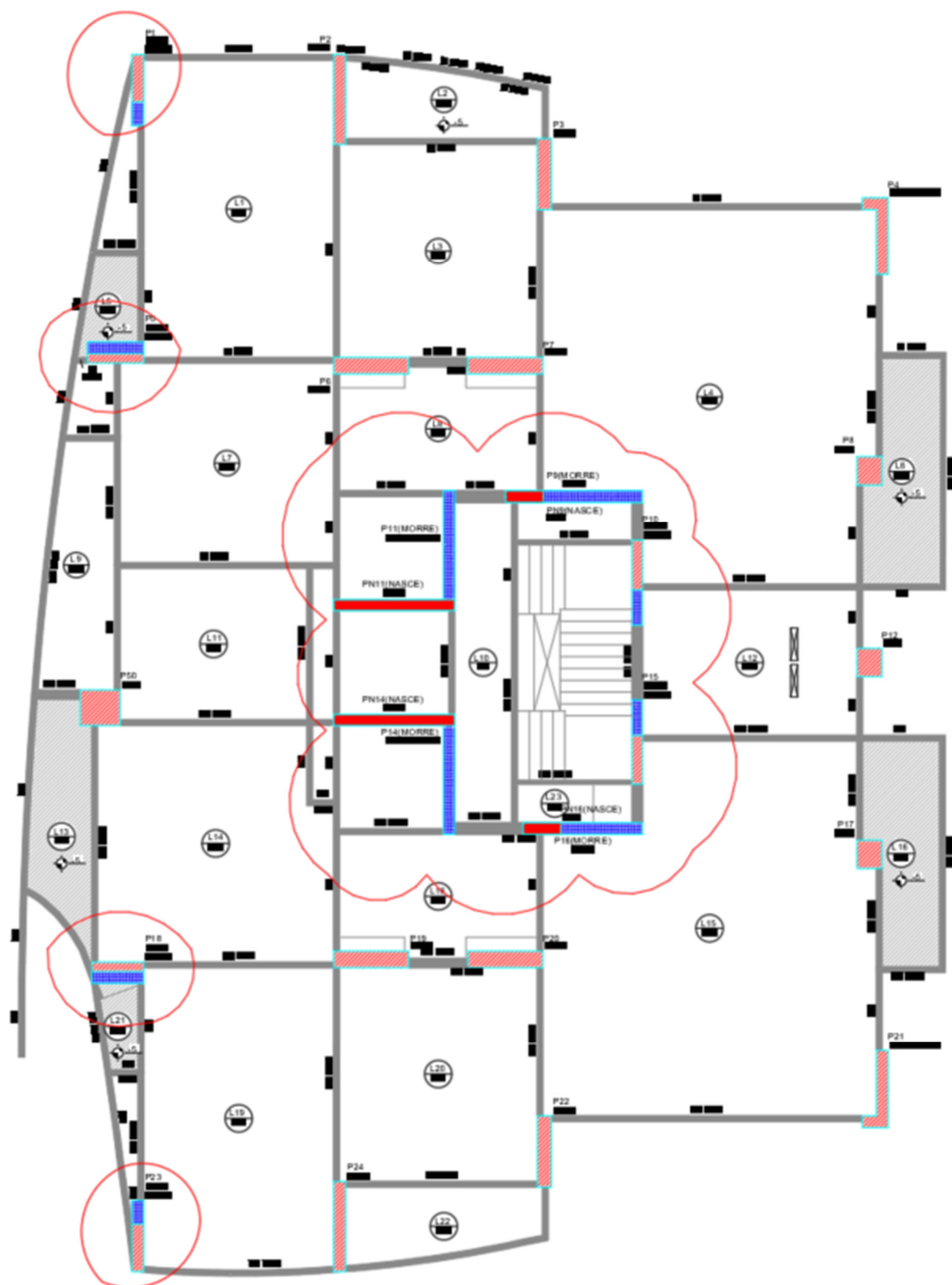


Fonte: A autora.

Para elaboração do projeto otimizado, procedeu-se à reduções de seções transversais de diversos elementos estruturais, principalmente pilares e pilares-parede constituintes do modelo original de cálculo da estrutura, conforme indicado nas figuras 106 a 1086.

A interrupção das paredes estruturais ocorreu no 25º pavimento.

Figura 106 – Vista em planta do pavimento de transição com as seções alteradas.



Fonte: A autora.

Figura 107 – Legenda dos pilares.





Legenda dos pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

Figura 108 – Mudanças nas seções das paredes.

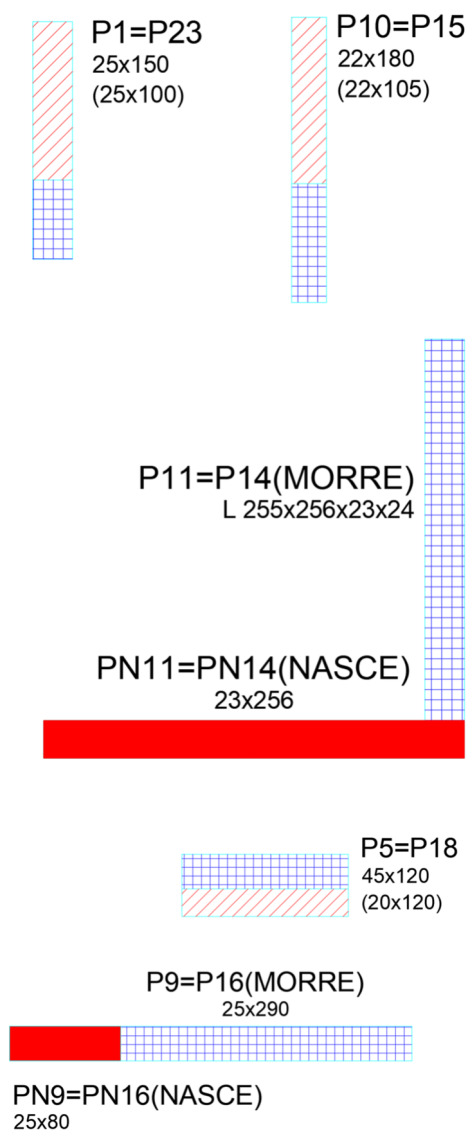
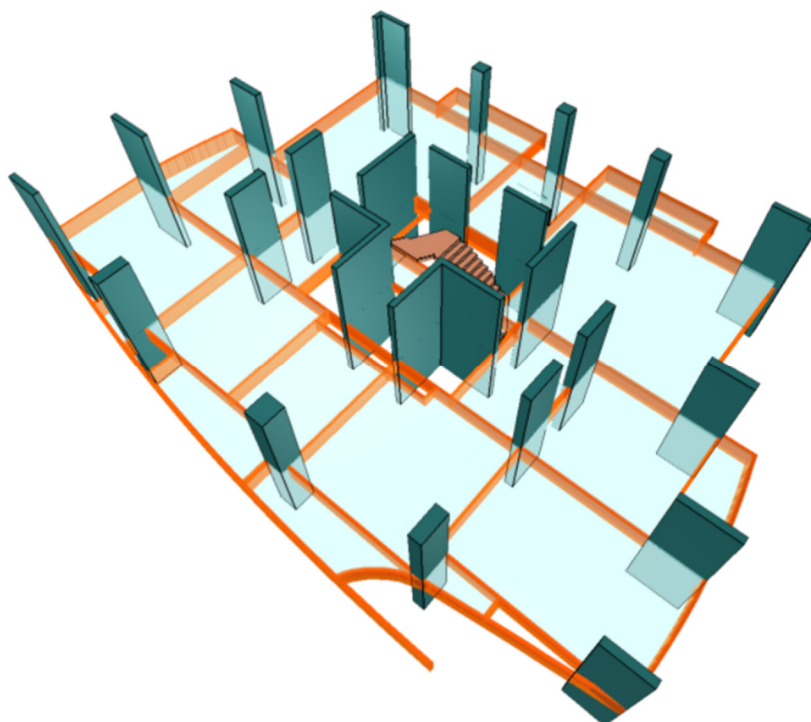
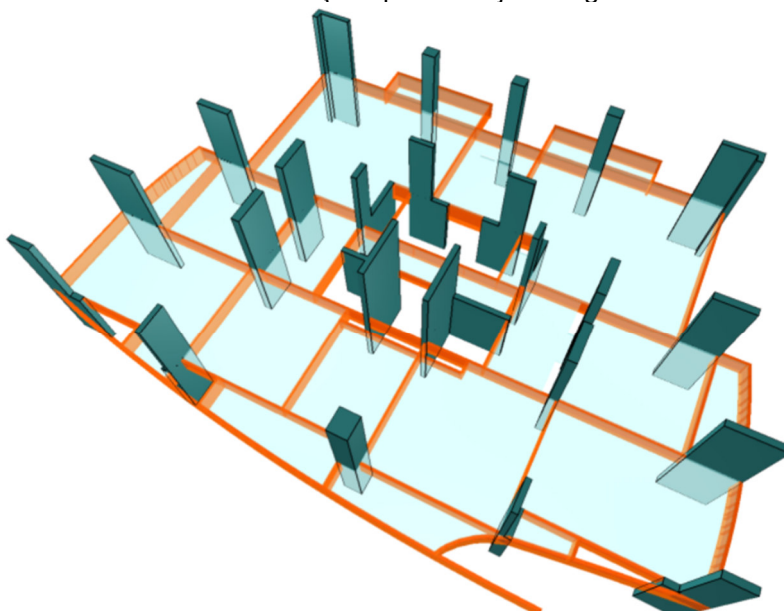


Figura 109 – Pavimento tipo do Projeto Original-Vista tridimensional.



Fonte: A autora.

Figura 110 - Pavimento de transição tipo do Projeto Original-Vista tridimensional.

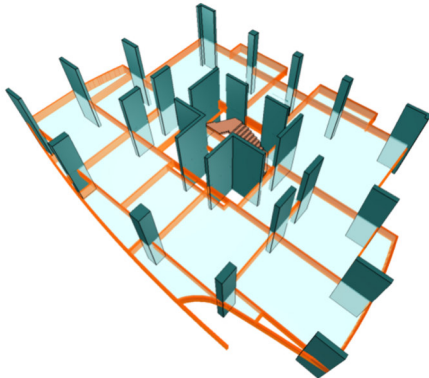
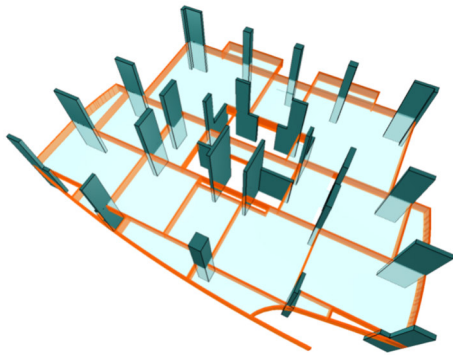


Fonte: A autora.

5.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE

Na Tabela 36 é apresentado um resumo dos principais parâmetros de estabilidade obtidos das análises realizadas, para os projetos original e otimizado.

Tabela 36 – Parâmetros de estabilidade dos projetos original e otimizado.

Parâmetros de estabilidade		
	Projeto original	Projeto otimizado
		
Gama-Z	1,27	1,27
Deslocamento horizontal		
Deslocamento (Maior Gama-Z)	17,62 cm	18,98 cm
Deslocamento Característico	12,69 cm	12,93 cm
Deslocamento comb. freq. (limite: 6,81 cm)	3,81	3,88 cm

5.4 ELEMENTOS OTIMIZADOS NO REPROJETO DA ESTRUTURA

A seguir serão relatados as otimizações realizadas nos elementos da presente estrutura, em relação às configurações adotadas e os quantitativos gerados a partir do seu projeto original.

5.4.1 Armadura longitudinal

As barras de armadura vertical foram revistas e reprocessadas para cada pilar, em cada um dos 37 pavimentos, compatibilizando a quantidade de barras e suas respectivas bitolas, em função dos carregamentos de cada pavimento.

5.4.2 Armadura transversal (estribos)

As barras transversais foram otimizadas no sentido de substituir, quando possível os estribos de vários ramos por galgas, mais econômicas em relação ao comprimento necessário (e consequentemente em relação ao peso).

5.4.3 Alterações nas seções transversais

As seções transversais de alguns pilares foram reduzidas, a partir do 21º pavimento tipo (correspondente à 2/3 da altura total da edificação), principalmente na região do núcleo de contraventamento da estrutura, localizado no entorno das escadas e elevadores.

5.5 ECONOMIA DE AÇO E REDUÇÃO NAS EMISSÕES DE CARBONO

Tabela 37 – Economia de aço para os pilares.

Pavimentos	Pilares	PROJETO ORIGINAL (KG)	PROJETO OTIMIZADO (KG)	
			PESO (KG)	DIF.
2º SUBSOLO AO 4º TIPO	P1-P2-P3-P4-P5	17115	13614	3501
	P6-P7-P8-P9-P10	19111	9695,6	9415,4
	P11-P12-P13(P50)-P15	25184	9855,9	15328
	P14-P16-P17	19847	7098,5	12749
	P18-P19-P20-P21	11216	10465,5	750,5
	P22-P23-P24	9793	8803,3	989,7
4º AO 13º TIPO	P1-P2-P3-P4-P5	5697	5748,8	-51,8
	P6-P7-P8-P9-P10	5141	5416,8	-275,8
	P11-P12-P13(P50)-P15	7391	5264,7	2126,3
	P14-P16-P17	5628	4256,7	1371,3
	P18-P19-P20-P21	4169	5113,1	-944,1
	P22-P23-P24	2689	2983	-294
13º AO 22º TIPO	P1-P2-P3-P4-P5	3734	4223,6	-489,6
	P6-P7-P8-P9-P10	3798	5228,5	-1430,5
	P11-P12-P13(P50)-P15	4415	4510	-95
	P14-P16-P17	4071	3586,6	484,4
	P18-P19-P20-P21	2885	3962,7	-1077,7
	P22-P23-P24	2033	2264,1	-231,1
22º TIPO AO DUPLEX INFERIOR	P1-P2-P3-P4-P5	3427	3347,3	79,7
	P6-P7-P8-P9-P10	3747	3006,9	740,1
	P11-P12-P13(P50)-P15	4365	2754	1611
	P14-P16-P17	4060	1761	2299
	P18-P19-P20-P21	2835	2843	-8
	P22-P23-P24	2013	2034	-21
DUPLEX SUPERIOR À TAMPA	P1-P2-P3-P4-P5-P6-P7-P8-P9-P10-P12	2476	3380	-904
	P11-P13-P14-P15-P16-P18	3923	2614,9	1308,1
	P17-P19-P20-P21-P22-P23-P24	1282	1645,7	-363,7
TOTAL (KG)		182045	135478,2	46567
TOTAL (TON)				46,6

A Tabela 38 traz valores de fatores de emissão de carbono incorporado para algumas classes de concreto e aço para armaduras ativas e passivas.

Tabela 38 - Fatores de emissão de CO₂.

<i>Material</i>	<i>Fator de Emissão de CO₂</i>
Concreto 20 MPa (CPII)	250 kgCO ₂ /m ³
Concreto 25 MPa (CPII)	270 kgCO ₂ /m ³
Concreto 30 MPa (CPII)	290 kgCO ₂ /m ³
Concreto 35 MPa (CPII)	300 kgCO ₂ /m ³
Concreto 40 MPa (CPII)	320 kgCO ₂ /m ³
Aço para concreto armado CA-50	1.9 kgCO ₂ /kg
Aço para concreto armado CA-60	1.9 kgCO ₂ /kg
Cordoalhas para concreto protendido CP 190 RB 12,7 não aderente	2.1 kgCO ₂ /kg

Fonte: (JONES, HAMMOND, 2024).

A Tabela 39 apresenta uma comparação entre a quantidade de aço utilizada e as emissões de carbono associadas no projeto original e no projeto otimizado.

O software Eberick, gera de forma automatizada o relatório de cálculo do carbono incorporado aos materiais utilizados no projeto. A configuração dos fatores de emissão de CO₂ devem ser feitas pelo usuário. Esses valores são médias gerais e podem variar dependendo das especificidades da mistura de concreto e dos materiais utilizados.

Tabela 39 – Redução no consumo de aço e emissões de carbono.

<i>Projeto</i>	<i>Quantidade de aço (kg)</i>	<i>Emissão de Carbono (kgCO₂)</i>
Projeto Original	182.045,00	345.885,50
Projeto Otimizado	135.478,20	257.408,58
Redução	46.566,80	88.476,92

A otimização resultou em uma redução significativa tanto na quantidade de aço quanto nas emissões de CO₂. A quantidade de aço utilizada foi reduzida de

182.045,00 kg (projeto original) para 135.478,20 kg (projeto otimizado). O que representa uma redução de 46.566,80 kg, ou 25,6% da quantidade original.

A emissão de CO₂ associada ao aço foi reduzida de 345.885,50 kg CO₂ (projeto original) para 257.408,58 kg CO₂ (projeto otimizado). O que representa uma redução de 88.476,92 kg CO₂, ou 25,6% das emissões originais.

5.6 ECONOMIA DE CONCRETO E REDUÇÃO NAS EMISSÕES DE CARBONO

Tabela 40 – Redução no consumo de concreto e emissões de carbono.

<i>PILAR</i>	<i>PROJETO ORIGINAL (M3)</i>	<i>PROJETO OTIMIZADO (M3)</i>	<i>DIFERENÇA (kgCO₂)</i>
P1	16,90	11,30	5,60
P5	25,20	10,80	14,40
P9	33,90	9,00	24,80
P10	18,50	10,40	8,10
P11	53,50	26,60	27,00
P14	53,50	26,60	27,00
P15	18,50	10,40	8,10
P16	29,60	9,00	20,50
P18	23,10	9,90	13,20
P23	14,20	9,50	4,70
Total	286,90	133,50	153,40
Emissão de carbono (kg CO₂)	86.070,00	40.050,00	46.020,00

O volume de concreto passou de 286,90 m³ para 133,50 m³, o que acarretou em uma diminuição de 46.020 kgCO₂ nas emissões, representando uma redução de 53,5% em relação ao projeto original.

5.7 CONCLUSÕES DA ANÁLISE 3

A **Análise 3** teve como objetivo otimizar o projeto estrutural de um edifício residencial de 37 pavimentos, localizado em Belém-PA, com foco na redução do consumo de materiais e nas emissões de carbono associadas à construção. A otimização foi realizada por meio da interrupção de paredes de cisalhamento e da substituição dessas paredes por elementos de pórtico, além da revisão das seções transversais dos pilares e da armadura utilizada.

Os resultados obtidos demonstraram reduções significativas no consumo de aço e concreto, bem como nas emissões de carbono, sem comprometer a estabilidade e a segurança da estrutura. A seguir, são apresentados os principais resultados e considerações.

Redução no Aço:

- A quantidade de aço foi reduzida em **25,6%**, passando de **182.045,00 kg** para **135.478,20 kg**.

Obs: Foi disponibilizada apenas a redução de aço referente às armaduras nos pilares da referida edificação, entretanto, cabe salientar que somando com as reduções nos quantitativos de aço das armaduras de vigas ao longo dos pavimentos do edifício, o total de redução de peso de aço foi de aproximadamente 75 toneladas ao todo.

- Essa redução foi possível devido à otimização da distribuição de esforços, fato que permitiu a diminuição da armadura necessária nos pilares e vigas, especialmente nas regiões onde as paredes de cisalhamento foram substituídas ou tiveram sua espessura reduzida.
- A diminuição na quantidade de aço apenas nos pilares da edificação resultou em uma redução de **88.476,92 kg CO₂** nas emissões, representando uma queda de **25,6%** em relação ao projeto original.

Redução no Concreto:

- O volume de concreto foi reduzido em **53,5%**, passando de **286,90 m³** para **133,50 m³**.
- Essa redução foi alcançada principalmente pela substituição de algumas paredes estruturais por pilares e pela redução da espessura das paredes remanescentes a partir do 20º pavimento.
- A diminuição no volume de concreto resultou em uma redução de **46.020 kg CO₂** nas emissões, representando uma queda de **53,5%** em relação ao projeto original.

Impacto Combinado:

- A redução total nas emissões de CO₂, considerando tanto o concreto quanto o aço, foi de **134.496,92 kg CO₂**.
- Essa redução equivale a evitar a emissão de **134,5 toneladas de CO₂** na atmosfera.

Benefícios Ambientais e Econômicos:

- A redução de **53,5%** no volume de concreto e de **25,6%** na quantidade de aço para os pilares e paredes demonstra que a otimização do projeto estrutural pode trazer benefícios ambientais e econômicos significativos.
- Além da redução nas emissões de CO₂, a diminuição no consumo de materiais também impacta positivamente os custos de produção, transporte e aplicação, contribuindo para a viabilidade econômica do projeto.

Considerações Finais:

A otimização do projeto estrutural, baseada em uma análise detalhada do comportamento do sistema híbrido pórtico-parede, demonstrou que é possível alcançar reduções substanciais no consumo de materiais e nas emissões de carbono, sem comprometer a segurança e a estabilidade da estrutura. A substituição de paredes por pilares e a redução da espessura das paredes a partir do **25º pavimento** foram estratégias eficazes para melhorar a eficiência estrutural e minimizar os impactos ambientais.

Portanto, conclui-se que a otimização proposta no **Projeto Otimizado** não apenas atende aos requisitos normativos de segurança e estabilidade vigentes no Brasil, mas também contribui para a sustentabilidade da construção, reduzindo significativamente o consumo de materiais e as emissões de carbono.

6 CONCLUSÕES

Esta dissertação investigou a eficiência da utilização de paredes de cisalhamento (shear walls) em sistemas estruturais para edifícios altos em concreto armado, com foco na estabilidade global e na otimização do uso de quantitativos de materiais estruturais naqueles elementos. A partir de uma revisão bibliográfica e de análises computacionais, foram obtidos resultados que permitem concluir o seguinte:

6.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica destacou a importância das tecnologias e metodologias modernas no projeto de edifícios altos. O Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Building Information Modelling (BIM) foram identificados como ferramentas essenciais para a análise estrutural e a integração de informações detalhadas sobre os componentes da edificação. Também foi abordada a classificação dos edifícios em altos, super-altos e mega-altos, conforme o CTBUH, e discutidos os desafios da verticalização em Belém-PA.

A revisão bibliográfica explorou trabalhos similares sobre o sistema pórtico-parede e a eficiência do uso de paredes estruturais, incluindo estudos de autores como Smith & Coull (1991), (NOLLET, 1991) e Ferreira (2001). Esses estudos analisaram a interação entre pórticos e paredes, a influência da altura do edifício no comportamento da estrutura e a eficiência do sistema em termos de rigidez e resistência a cargas laterais. A revisão também abordou a otimização do uso de paredes estruturais, considerando a interrupção ou redução da espessura das paredes em níveis superiores da edificação para evitar o desperdício de materiais e melhorar a eficiência do sistema.

6.2 ANÁLISE 1: EFICIÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE ESTRUTURAL

Os resultados da Análise 1 demonstram que a interrupção das paredes de cisalhamento em níveis estratégicos pode ser uma solução eficaz para otimizar o

desempenho estrutural de edifícios altos. A interrupção no 21º pavimento foi identificada como a mais eficiente, proporcionando uma redução nos deslocamentos horizontais e nas forças internas, além de promover uma economia significativa de materiais e mão de obra.

6.3 ANÁLISE 2: ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COM INCONSISTÊNCIAS

O segundo estudo focou na adequação estrutural de um edifício cujo projeto estrutural original apresentava inconsistências em seus parâmetros de estabilidade global. Foram realizadas alterações no lançamento estrutural (fôrmas), incluindo a otimização do posicionamento e da altura das paredes de cisalhamento em relação a altura total da edificação. Essas modificações resultaram em melhorias significativas nos índices de estabilidade, que antes eram considerados completamente inaceitáveis. O estudo demonstrou que a revisão e a otimização do projeto estrutural podem corrigir deficiências e garantir a segurança e a eficiência da estrutura.

6.4 ANÁLISE 3: OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL COM INTERRUPTÃO DE PAREDES DE CISALHAMENTO

O terceiro estudo consistiu na otimização estrutural de um edifício que havia sido concebido com paredes de cisalhamento ao longo de toda sua altura. As paredes tiveram sua seção interrompida a dois terços da altura do edifício, seguindo as conclusões obtidas na Análise 1. A Análise 3 demonstrou o impacto positivo da otimização estrutural na redução do consumo de materiais e das emissões de CO₂, com uma redução de 25,6% no aço e 53,5% no concreto para as paredes e pliares, resultando em uma economia de 134,5 toneladas de CO₂. A redução no uso de recursos contribuiu para a sustentabilidade do projeto, diminuindo a emissão de carbono incorporado ao processo construtivo.

6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estratégias de otimização adotadas neste estudo demonstraram ser eficazes para melhorar a eficiência estrutural e reduzir as emissões de carbono em edifícios altos. A combinação de tecnologias avançadas, como o MEF e o BIM, e a adoção de práticas sustentáveis são fundamentais para o desenvolvimento de projetos de engenharia que atendam às demandas contemporâneas de sustentabilidade e eficiência. Este estudo contribui para a implementação de práticas de ESG (Environmental, Social, and Governance), promovendo a transparência e a responsabilidade ambiental no setor da construção civil.

Os resultados deste estudo contribuem para o desenvolvimento de projetos estruturais mais eficientes, seguros e sustentáveis, promovendo a conscientização sobre a importância da análise crítica e da otimização de projetos. As análises realizadas com o auxílio de softwares como o AltoQi Eberick e o CSI ETABS, evidenciaram a importância da consideração da ação do vento e da interação entre os elementos estruturais para garantir a estabilidade global de uma estrutura.

A otimização do uso de paredes estruturais em edifícios altos, considerando a interrupção ou redução da espessura das paredes em níveis superiores, pode contribuir para a redução do impacto ambiental da construção e para a viabilidade econômica dos projetos.

As conclusões deste estudo podem auxiliar engenheiros estruturais na escolha de sistemas estruturais adequados e na otimização de projetos, considerando a ação do vento, a interação entre os elementos estruturais e a sustentabilidade da construção. A pesquisa também abre caminho para futuras investigações sobre o uso de sistemas híbridos em edifícios altos, considerando diferentes configurações estruturais, materiais e tecnologias construtivas.

Este estudo se insere no contexto da crescente verticalização da cidade de Belém, apesar de seu histórico de já ter tido, infelizmente, dois prédios colapsados totalmente – o edifício Real Class, mais recentemente, bem como o Edifício Raimundo

de Farias, há algumas décadas atrás – ambos com perdas de vidas humanas, o que traz à luz a premente necessidade de estudos constantes e incisivos no que tange aos conceitos de sistemas estruturais, quer sejam os clássicos ou mesmo os sistemas estruturais híbridos, para possibilitar ao projetista moderno o alcance de atingir um nível de capacidade técnica para vencer os desafios arquitetônicos contemporâneos e abraçar as oportunidades de desenvolvimento de projetos estruturais inovadores e sustentáveis.

6.6 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

6.6.1 Desenvolvimento de ferramentas computacionais

- Desenvolver softwares ou plugins para programas de análise estrutural (como SAP2000, ETABS, Robot Structural Analysis ou TQS) que automatizem a identificação do ponto ótimo de interrupção das paredes de cisalhamento com base nas características do edifício.
- Criar modelos de inteligência artificial (IA) para prever o comportamento de edifícios altos com paredes de cisalhamento interrompidas, considerando diferentes cenários de carregamento.
- Desenvolver um estudo paramétrico para otimizar o projeto do sistema híbrido pórtico-parede, considerando diferentes variáveis, como a altura do edifício, a esbeltez da estrutura, a geometria e a disposição das paredes, o tipo de laje e os materiais utilizados. Essa análise pode auxiliar na obtenção de projetos mais eficientes, seguros e sustentáveis.

6.6.2 Análise comparativa da utilização de núcleos de contraventamento totais e parciais em diferentes sistemas construtivos horizontais

Realizar análises comparativas do desempenho estrutural de edifícios altos que utilizam núcleos de contraventamento totais (que se estendem por toda a altura

do edifício) e núcleos de contraventamento parciais (interrompidos em determinada altura), considerando diferentes sistemas construtivos horizontais, como lajes lisas, lajes nervuradas e lajes maciças. A análise deverá visar a identificação das vantagens e desvantagens de cada configuração, com foco na estabilidade global, eficiência estrutural e sustentabilidade.

6.6.3 Análise de Edifícios em Zonas Sísmicas

Investigar o comportamento de edifícios altos com paredes de cisalhamento interrompidas em regiões de atividade sísmica. Além disso, desenvolver diretrizes específicas para o projeto de paredes de cisalhamento em edifícios localizados em zonas sísmicas, com base na **ABNT NBR 15421: - Projeto de estruturas resistentes a sismos (ABNT,2023)** e normas internacionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI. (2019). **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)**. ACI. Farmington Hills: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- ACI. (2021). **Reinforced concrete design handbook**. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- ACI. (1988 (Revisado em 1992)). **Response of buildings to lateral forces**. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- Ali, M. M., & Moon, K. S. (27 de Julho de 2018). **Advances in Structural Systems for Tall Buildings: Emerging Developments for Contemporary Urban Giants**. *MDPI- Buildings 2018, Vol. 8, Page 104*, p. 34.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. (2023). **Wind Loads: Guide to the Wind Load Provisions of ASCE 7-22**.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2023). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro:.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, Brasil, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2001). **NBR 8681:Ações e segurança nas estruturas-Procedimento**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2019). **NBR 6120:Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro.
- ATIK, M., BADAWI, M. M., SHAHROUR, I., *et al.* "Optimum Level of Shear Wall Curtailment in Wall-Frame Buildings: The Continuum Model Revisited", *Journal of Structural Engineering*, v. 140, n. 1, p. 06013005, 26 jun. 2013.
- CTBUH. (s.d.). **Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH)**. Acesso em 14 de Agosto de 2024, disponível em <https://www.ctbuh.org>
- FALCONER, D. W. (1981). **Classification of tall building systems**. Dissertação de mestrado, Lehigh University.
- FERREIRA, M. (2001). **Estudo comparativo entre a utilização de concretos convencionais e de alto desempenho em estruturas de edifícios altos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

- FONTE, A. O. (2000). **Edifícios altos. Notas de aula**, Universidade Federal de Pernambuco, Mestrado em Engenharia Civil, Recife.
- FU, F. (2015). **Advanced Modelling Techniques in structural design**. John Wiley & Sons, Ltd.
- FU, F. (2018). **Design and Analysis of Tall and Complex Structures**. Butterworth-Heinemann.
- FUSCO, P. B. (1981). **Estruturas de concreto-solicitações normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois.
- GAGG, C. R. (2014). **Cement and concrete as an engineering material: An historic appraisal and case study analysis**. *Engineering failure analysis*.
- GUNEL, M. H., & ILGIN, H. E. (2014). **Tall buildings : structural systems and aerodynamic form**. New York. Routledge-Taylor and Francis Group.
- JONES, C., HAMMOND, G. **CIRCULAR ECOLOGY. Inventory of Carbon & Energy (ICE) Database. 2024**. Disponível em: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>.
- KHAN, F. R. (1967). **Current trends in concrete high-rise buildings**. *Symposium on Tall Buildings with Particular Reference to Shear Wall Structures, Southampton, England, 571-590*.
- LIMA, P., TOLEDO FILHO, R., & MELO FILHO, J. (2012). **Modelling of stress-strain behaviour of sisal fibre reinforced concrete using damage theory**.
- LIU, W. K., LI, S., & PARK, H. S. (s.d.). **Eighty Years of the Finite Element Method: Birth, Evolution, and Future**. *Archives of Computational Methods in Engineering (2022) 29:4431–4453*.
- MACGREGOR AND HAGE S. E., J. G. "Stability Analysis and Design of Concrete Frames", 318Reference, v. 10, n. 36, out. 1977.
- MOEHLE, J. (2015). **Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings**. New York: McGraw-Hill Education. Fonte: <https://www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9780071839440>
- NOLLET, M.-J. (1991). **Behaviour of wall-frame structures : a study of the interactive behaviour of continuous and discontinuous wall-frame structures**. Tese de doutorado, McGill University, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, Montreal. Fonte: <https://escholarship.mcgill.ca/concern/theses/1c18dg416?locale=en>

OLIVEIRA, D. R. (2023). **Estruturas de Concreto Armado I**. Apostila da disciplina, Universidade Federal do Pará, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Belém.

PAULAY, T., PRIESTLY, M. J. N. "**Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings**", Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 27 mar. 1992. DOI: 10.1002/9780470172841. Disponível em: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9780470172841>.

SMITH, B. S., & COULL, A. (1991). **Tall building structures: analysis and design** (10ª edição ed.). New York: John Wiley & Sons, Inc.

TARANATH, B. (2009). **Reinforced Concrete Design of Tall Buildings** (1st Edition ed.). CRC Press.

TARANATH, B. (2021). **Tall Building Design: Steel, Concrete, and Composite Systems**. CRC Press.

WIGHT, J. K., & MACGREGOR, J. G. (2011). **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. Upper Saddle River: Pearson.

7 ANEXOS

7.1 MODELO 1 - ANÁLISE NO SOFTWARE ALTO QI EBERICK

7.1.1 Combinações de ações

Tabela 41 – Combinações

(Continua)

Tipo	Combinações
ELU-Concreto	1.3G1+1.4G2+0.72V1+0.42D1
	1.3G1+1.4G2+0.72V2+0.42D2
	1.3G1+1.4G2+0.72V3+0.42D3
	1.3G1+1.4G2+0.72V4+0.42D4
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V1+0.42D1
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V2+0.42D2
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V3+0.42D3
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V4+0.42D4
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V1+0.25D1
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V2+0.25D2
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V3+0.25D3
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V4+0.25D4
	1.3G1+1.4G2+1.2V1+0.25D1
	1.3G1+1.4G2+1.2V2+0.25D2
	1.3G1+1.4G2+1.2V3+0.25D3
	1.3G1+1.4G2+1.2V4+0.25D4
	1.3G1+1.4G2+1.35D1
	1.3G1+1.4G2+1.35D2
	1.3G1+1.4G2+1.35D3
	1.3G1+1.4G2+1.35D4
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V1+0.25D1
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V2+0.25D2
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V3+0.25D3
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V4+0.25D4
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.35D1
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.35D2
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.35D3
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.35D4
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+D1
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+D2
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+D3
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+D4
	1.3G1+1.4G2+D1
	1.3G1+1.4G2+D2
	1.3G1+1.4G2+D3
	1.3G1+1.4G2+D4

Tabela 42 – Combinações

(Continua)

Tipo	Combinações
ELU-Concreto	G1+G2+0.72V1+0.42D1
	G1+G2+0.72V2+0.42D2
	G1+G2+0.72V3+0.42D3
	G1+G2+0.72V4+0.42D4
	G1+G2+0.98Q+0.72V1+0.42D1
	G1+G2+0.98Q+0.72V2+0.42D2
	G1+G2+0.98Q+0.72V3+0.42D3
	G1+G2+0.98Q+0.72V4+0.42D4
	G1+G2+0.98Q+1.2V1+0.25D1
	G1+G2+0.98Q+1.2V2+0.25D2
	G1+G2+0.98Q+1.2V3+0.25D3
	G1+G2+0.98Q+1.2V4+0.25D4
	G1+G2+1.2V1+0.25D1
	G1+G2+1.2V2+0.25D2
	G1+G2+1.2V3+0.25D3
	G1+G2+1.2V4+0.25D4
	G1+G2+1.35D1
	G1+G2+1.35D2
	G1+G2+1.35D3
	G1+G2+1.35D4
	G1+G2+1.4Q+0.72V1+0.25D1
	G1+G2+1.4Q+0.72V2+0.25D2
	G1+G2+1.4Q+0.72V3+0.25D3
	G1+G2+1.4Q+0.72V4+0.25D4
	G1+G2+1.4Q+1.35D1
	G1+G2+1.4Q+1.35D2
	G1+G2+1.4Q+1.35D3
	G1+G2+1.4Q+1.35D4
	G1+G2+Q
	1.2G1+1.2G2+Q+V1
	1.2G1+1.2G2+Q+V2
	1.2G1+1.2G2+Q+V3
	1.2G1+1.2G2+Q+V4
	G1
ELU-Construção	1.3G1+1.3G2
	1.3G1+1.3G2+0.84Q
	1.3G1+1.3G2+1.2Q
Fundações	G1+G2+0.6V1+0.35D1
	G1+G2+0.6V2+0.35D2
	G1+G2+0.6V3+0.35D3
	G1+G2+0.6V4+0.35D4
	G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.35D1
	G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.35D2

Tabela 41 – Combinações

(Continua)

Tipo	Combinações
Fundações	$G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.35D3$
	$G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.35D4$
	$G1+G2+0.7Q+V1+0.21D1$
	$G1+G2+0.7Q+V2+0.21D2$
	$G1+G2+0.7Q+V3+0.21D3$
	$G1+G2+0.7Q+V4+0.21D4$
	$G1+G2+D1$
	$G1+G2+D2$
	$G1+G2+D3$
	$G1+G2+D4$
	$G1+G2+Q+0.6V1+0.21D1$
	$G1+G2+Q+0.6V2+0.21D2$
	$G1+G2+Q+0.6V3+0.21D3$
	$G1+G2+Q+0.6V4+0.21D4$
	$G1+G2+Q+D1$
	$G1+G2+Q+D2$
	$G1+G2+Q+D3$
	$G1+G2+Q+D4$
	$G1+G2+V1+0.21D1$
	$G1+G2+V2+0.21D2$
	$G1+G2+V3+0.21D3$
	$G1+G2+V4+0.21D4$
ELS-Frequentes	$G1+G2+0.3V1$
	$G1+G2+0.3V2$
	$G1+G2+0.3V3$
	$G1+G2+0.3V4$
	$G1+G2+0.4Q+0.3V1$
	$G1+G2+0.4Q+0.3V2$
	$G1+G2+0.4Q+0.3V3$
	$G1+G2+0.4Q+0.3V4$
	$G1+G2+0.6Q+D1$
	$G1+G2+0.6Q+D2$
	$G1+G2+0.6Q+D3$
	$G1+G2+0.6Q+D4$
	$G1+G2+D1$
	$G1+G2+D2$
	$G1+G2+D3$
	$G1+G2+D4$
ELS-Quase perm.	$G1+G2+0.4Q+D1$
	$G1+G2+0.4Q+D2$
	$G1+G2+0.4Q+D3$
	$G1+G2+0.4Q+D4$
	$G1+G2+D1$
	$G1+G2+D2$

Tabela 43 – Combinações

(Conclusão)

Tipo	Combinações
ELS-Quase perm.	G1+G2+D4
ELS-Raras	G1+G2+0.3V1+0.35D1
	G1+G2+0.3V2+0.35D2
	G1+G2+0.3V3+0.35D3
	G1+G2+0.3V4+0.35D4
	G1+G2+0.6Q+0.3V1+0.35D1
	G1+G2+0.6Q+0.3V2+0.35D2
	G1+G2+0.6Q+0.3V3+0.35D3
	G1+G2+0.6Q+0.3V4+0.35D4
	G1+G2+0.6Q+V1+0.1D1
	G1+G2+0.6Q+V2+0.1D2
	G1+G2+0.6Q+V3+0.1D3
	G1+G2+0.6Q+V4+0.1D4
	G1+G2+D1
	G1+G2+D2
	G1+G2+D3
	G1+G2+D4
	G1+G2+Q+0.3V1+0.1D1
	G1+G2+Q+0.3V2+0.1D2
	G1+G2+Q+0.3V3+0.1D3
	G1+G2+Q+0.3V4+0.1D4
	G1+G2+Q+D1
	G1+G2+Q+D2
	G1+G2+Q+D3
	G1+G2+Q+D4
	G1+G2+V1+0.1D1
	G1+G2+V2+0.1D2
	G1+G2+V3+0.1D3
	G1+G2+V4+0.1D4

7.1.2 Ação do vento

As forças estáticas devido ao vento foram calculadas para cada direção a partir dos parâmetros definidos.

Tabela 44 - Vento X+.

Pavimento	Fachada	Fachada	Nível	Altura relativa	Área de influência	S2	Coefficiente de arrasto	Forças	Momento tombamento
Tipo 24	1271.17	2539.53	7200.00	7350.00	19.07	1.04	0.92	1.07	78491.23
Tipo 23	1271.17	2539.53	6900.00	7050.00	38.14	1.04	0.92	2.12	149269.77
Tipo 22	1271.17	2539.53	6600.00	6750.00	38.14	1.03	0.92	2.09	141212.10
Tipo 21	1271.17	2539.53	6300.00	6450.00	38.14	1.02	0.92	2.07	133250.97
Tipo 20	1271.17	2539.53	6000.00	6150.00	38.14	1.02	0.92	2.04	125389.66
Tipo 19	1271.17	2539.53	5700.00	5850.00	38.14	1.01	0.92	2.01	117631.71
Tipo 18	1271.17	2539.53	5400.00	5550.00	38.14	1.00	0.92	1.98	109980.99
Tipo 17	1271.17	2539.53	5100.00	5250.00	38.14	0.99	0.92	1.95	102441.72
Tipo 16	1271.17	2539.53	4800.00	4950.00	38.14	0.99	0.92	1.92	95018.52
Tipo 15	1271.17	2539.53	4500.00	4650.00	38.14	0.98	0.92	1.89	87716.53
Tipo 14	1271.17	2539.53	4200.00	4350.00	38.14	0.97	0.92	1.85	80541.43
Tipo 13	1271.17	2539.53	3900.00	4050.00	38.14	0.96	0.92	1.81	73499.58
Tipo 12	1271.17	2539.53	3600.00	3750.00	38.14	0.95	0.92	1.78	66598.17
Tipo 11	1271.17	2539.53	3300.00	3450.00	38.14	0.94	0.92	1.73	59845.36
Tipo 10	1271.17	2539.53	3000.00	3150.00	38.14	0.93	0.92	1.69	53250.52
Tipo 9	1271.17	2539.53	2700.00	2850.00	38.14	0.91	0.92	1.64	46824.57
Tipo 8	1271.17	2539.53	2400.00	2550.00	38.14	0.90	0.92	1.59	40580.39
Tipo 7	1271.17	2539.53	2100.00	2250.00	38.14	0.88	0.92	1.53	34533.44
Tipo 6	1271.17	2539.53	1800.00	1950.00	38.14	0.86	0.92	1.47	28702.67
Tipo 5	1271.17	2539.53	1500.00	1650.00	38.14	0.84	0.92	1.40	23111.94
Tipo 4	1271.17	2539.53	1200.00	1350.00	38.14	0.82	0.92	1.32	17792.29
Tipo 3	1271.17	2539.53	900.00	1050.00	38.14	0.79	0.92	1.22	12785.70
Tipo 2	1271.17	2539.53	600.00	750.00	38.14	0.74	0.92	1.09	8151.02
Tipo 1	1271.17	2539.53	300.00	450.00	38.14	0.67	0.92	0.88	3952.50
Fundação	1271.17	2539.53	0.00	150.00	19.07	0.31	0.92	0.09	141.21

- Momento de tombamento total na base (kgf.m) = 1690714.00
- Força cortante total na base (tf) = 40.24

Tabela 45 – Vento X-.

Pavimento	Fachada (cm)	Fachada transv.(cm)	Nível (cm)	Altura relativa (cm)	Área de influência (m²)	S2	Coefficiente de arrasto	Forças (tf)	Momento tombamento (kgf.m)
Tipo 24	1271.17	2539.53	7200.00	7350.00	19.07	1.04	0.92	1.07	78491.23
Tipo 23	1271.17	2539.53	6900.00	7050.00	38.14	1.04	0.92	2.12	149269.77
Tipo 22	1271.17	2539.53	6600.00	6750.00	38.14	1.03	0.92	2.09	141212.10
Tipo 21	1271.17	2539.53	6300.00	6450.00	38.14	1.02	0.92	2.07	133250.97
Tipo 20	1271.17	2539.53	6000.00	6150.00	38.14	1.02	0.92	2.04	125389.66
Tipo 19	1271.17	2539.53	5700.00	5850.00	38.14	1.01	0.92	2.01	117631.71
Tipo 18	1271.17	2539.53	5400.00	5550.00	38.14	1.00	0.92	1.98	109980.99
Tipo 17	1271.17	2539.53	5100.00	5250.00	38.14	0.99	0.92	1.95	102441.72
Tipo 16	1271.17	2539.53	4800.00	4950.00	38.14	0.99	0.92	1.92	95018.52
Tipo 15	1271.17	2539.53	4500.00	4650.00	38.14	0.98	0.92	1.89	87716.53
Tipo 14	1271.17	2539.53	4200.00	4350.00	38.14	0.97	0.92	1.85	80541.43
Tipo 13	1271.17	2539.53	3900.00	4050.00	38.14	0.96	0.92	1.81	73499.58
Tipo 12	1271.17	2539.53	3600.00	3750.00	38.14	0.95	0.92	1.78	66598.17
Tipo 11	1271.17	2539.53	3300.00	3450.00	38.14	0.94	0.92	1.73	59845.36
Tipo 10	1271.17	2539.53	3000.00	3150.00	38.14	0.93	0.92	1.69	53250.52
Tipo 9	1271.17	2539.53	2700.00	2850.00	38.14	0.91	0.92	1.64	46824.57
Tipo 8	1271.17	2539.53	2400.00	2550.00	38.14	0.90	0.92	1.59	40580.39
Tipo 7	1271.17	2539.53	2100.00	2250.00	38.14	0.88	0.92	1.53	34533.44
Tipo 6	1271.17	2539.53	1800.00	1950.00	38.14	0.86	0.92	1.47	28702.67
Tipo 5	1271.17	2539.53	1500.00	1650.00	38.14	0.84	0.92	1.40	23111.94
Tipo 4	1271.17	2539.53	1200.00	1350.00	38.14	0.82	0.92	1.32	17792.29
Tipo 3	1271.17	2539.53	900.00	1050.00	38.14	0.79	0.92	1.22	12785.70
Tipo 2	1271.17	2539.53	600.00	750.00	38.14	0.74	0.92	1.09	8151.02
Tipo 1	1271.17	2539.53	300.00	450.00	38.14	0.67	0.92	0.88	3952.50
Fundação	1271.17	2539.53	0.00	150.00	19.07	0.31	0.92	0.09	141.21

- Momento de tombamento total na base (kgf.m) = 1690714.00
- Força cortante total na base (tf) = 40.24

Tabela 46 – Vento Y+.

Pavimento	Fachada (cm)	Fachada transv.(cm)	Nível (cm)	Altura relativa (cm)	Área de influência (m²)	S2	Coefficiente de arrasto	Forças (tf)	Momento tombamento (kgf.m)
Tipo 24	2539.53	1271.17	7200.00	7350.00	38.09	1.04	1.12	2.61	191489.84
Tipo 23	2539.53	1271.17	6900.00	7050.00	76.19	1.04	1.12	5.17	364163.56
Tipo 22	2539.53	1271.17	6600.00	6750.00	76.19	1.03	1.12	5.10	344505.79
Tipo 21	2539.53	1271.17	6300.00	6450.00	76.19	1.02	1.12	5.04	325083.55
Tipo 20	2539.53	1271.17	6000.00	6150.00	76.19	1.02	1.12	4.97	305904.83
Tipo 19	2539.53	1271.17	5700.00	5850.00	76.19	1.01	1.12	4.91	286978.28
Tipo 18	2539.53	1271.17	5400.00	5550.00	76.19	1.00	1.12	4.83	268313.33
Tipo 17	2539.53	1271.17	5100.00	5250.00	76.19	0.99	1.12	4.76	249920.25
Tipo 16	2539.53	1271.17	4800.00	4950.00	76.19	0.99	1.12	4.68	231810.38
Tipo 15	2539.53	1271.17	4500.00	4650.00	76.19	0.98	1.12	4.60	213996.19
Tipo 14	2539.53	1271.17	4200.00	4350.00	76.19	0.97	1.12	4.52	196491.57
Tipo 13	2539.53	1271.17	3900.00	4050.00	76.19	0.96	1.12	4.43	179312.05
Tipo 12	2539.53	1271.17	3600.00	3750.00	76.19	0.95	1.12	4.33	162475.14
Tipo 11	2539.53	1271.17	3300.00	3450.00	76.19	0.94	1.12	4.23	146000.74
Tipo 10	2539.53	1271.17	3000.00	3150.00	76.19	0.93	1.12	4.12	129911.75
Tipo 9	2539.53	1271.17	2700.00	2850.00	76.19	0.91	1.12	4.01	114234.80
Tipo 8	2539.53	1271.17	2400.00	2550.00	76.19	0.90	1.12	3.88	99001.29
Tipo 7	2539.53	1271.17	2100.00	2250.00	76.19	0.88	1.12	3.74	84248.94
Tipo 6	2539.53	1271.17	1800.00	1950.00	76.19	0.86	1.12	3.59	70024.00
Tipo 5	2539.53	1271.17	1500.00	1650.00	76.19	0.84	1.12	3.42	56384.68
Tipo 4	2539.53	1271.17	1200.00	1350.00	76.19	0.82	1.12	3.22	43406.67
Tipo 3	2539.53	1271.17	900.00	1050.00	76.19	0.79	1.12	2.97	31192.43
Tipo 2	2539.53	1271.17	600.00	750.00	76.19	0.74	1.12	2.65	19885.50
Tipo 1	2539.53	1271.17	300.00	450.00	76.19	0.67	1.12	2.14	9642.66
Fundação	2539.53	1271.17	0.00	150.00	38.09	0.31	1.12	0.23	344.50

- Momento de tombamento total na base (kgf.m) = 4124722.72
- Força cortante total na base (tf) = 98.16

Tabela 47 – Vento Y-.

Pavimento	Fachada (cm)	Fachada transv.(cm)	Nível (cm)	Altura relativa (cm)	Área de influência (m²)	S2	Coefficiente de arrasto	Forças (tf)	Momento tombamento (kgf.m)
Tipo 24	2539.53	1271.17	7200.00	7350.00	38.09	1.04	1.12	2.61	191489.84
Tipo 23	2539.53	1271.17	6900.00	7050.00	76.19	1.04	1.12	5.17	364163.56
Tipo 22	2539.53	1271.17	6600.00	6750.00	76.19	1.03	1.12	5.10	344505.79
Tipo 21	2539.53	1271.17	6300.00	6450.00	76.19	1.02	1.12	5.04	325083.55
Tipo 20	2539.53	1271.17	6000.00	6150.00	76.19	1.02	1.12	4.97	305904.83
Tipo 19	2539.53	1271.17	5700.00	5850.00	76.19	1.01	1.12	4.91	286978.28
Tipo 18	2539.53	1271.17	5400.00	5550.00	76.19	1.00	1.12	4.83	268313.33
Tipo 17	2539.53	1271.17	5100.00	5250.00	76.19	0.99	1.12	4.76	249920.25
Tipo 16	2539.53	1271.17	4800.00	4950.00	76.19	0.99	1.12	4.68	231810.38
Tipo 15	2539.53	1271.17	4500.00	4650.00	76.19	0.98	1.12	4.60	213996.19
Tipo 14	2539.53	1271.17	4200.00	4350.00	76.19	0.97	1.12	4.52	196491.57
Tipo 13	2539.53	1271.17	3900.00	4050.00	76.19	0.96	1.12	4.43	179312.05
Tipo 12	2539.53	1271.17	3600.00	3750.00	76.19	0.95	1.12	4.33	162475.14
Tipo 11	2539.53	1271.17	3300.00	3450.00	76.19	0.94	1.12	4.23	146000.74
Tipo 10	2539.53	1271.17	3000.00	3150.00	76.19	0.93	1.12	4.12	129911.75
Tipo 9	2539.53	1271.17	2700.00	2850.00	76.19	0.91	1.12	4.01	114234.80
Tipo 8	2539.53	1271.17	2400.00	2550.00	76.19	0.90	1.12	3.88	99001.29
Tipo 7	2539.53	1271.17	2100.00	2250.00	76.19	0.88	1.12	3.74	84248.94
Tipo 6	2539.53	1271.17	1800.00	1950.00	76.19	0.86	1.12	3.59	70024.00
Tipo 5	2539.53	1271.17	1500.00	1650.00	76.19	0.84	1.12	3.42	56384.68
Tipo 4	2539.53	1271.17	1200.00	1350.00	76.19	0.82	1.12	3.22	43406.67
Tipo 3	2539.53	1271.17	900.00	1050.00	76.19	0.79	1.12	2.97	31192.43
Tipo 2	2539.53	1271.17	600.00	750.00	76.19	0.74	1.12	2.65	19885.50
Tipo 1	2539.53	1271.17	300.00	450.00	76.19	0.67	1.12	2.14	9642.66
Fundação	2539.53	1271.17	0.00	150.00	38.09	0.31	1.12	0.23	344.50

- Momento de tombamento total na base (kgf.m) = 4124722.72
- Força cortante total na base (tf) = 98.16

7.1.3 Centro de massa, centro de rigidez e raio de giro

Tabela 48 - Centro de massa, centro de rigidez e raio de giro.

Pavimento	Massa (tf.s ² /cm)	Centro de massa		Centro de rigidez		Raio de giro (cm)
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	
Tipo 24	0.23	1268.48	490.66	1266.18	309.70	837.30
Tipo 23	0.26	1268.60	459.34	1266.19	308.74	847.18
Tipo 22	0.26	1268.60	459.34	1266.20	307.87	847.18
Tipo 21	0.26	1268.60	459.34	1266.21	306.53	847.18
Tipo 20	0.26	1268.60	459.34	1266.22	305.43	847.18
Tipo 19	0.26	1268.60	459.34	1266.22	304.98	847.18
Tipo 18	0.26	1268.60	459.34	1266.22	305.38	847.18
Tipo 17	0.26	1268.60	459.34	1266.21	306.76	847.18
Tipo 16	0.26	1268.60	459.34	1266.20	309.23	847.18
Tipo 15	0.26	1268.60	459.34	1266.17	312.87	847.18
Tipo 14	0.26	1268.60	459.34	1266.14	317.74	847.18
Tipo 13	0.26	1268.60	459.34	1266.10	323.93	847.18
Tipo 12	0.26	1268.60	459.34	1266.05	331.50	847.18
Tipo 11	0.26	1268.60	459.34	1265.99	340.49	847.18
Tipo 10	0.26	1268.60	459.34	1265.92	350.96	847.18
Tipo 9	0.26	1268.60	459.34	1265.84	362.88	847.18
Tipo 8	0.26	1268.60	459.34	1265.75	376.20	847.18
Tipo 7	0.26	1268.60	459.34	1265.64	390.75	847.18
Tipo 6	0.26	1268.60	459.34	1265.53	406.20	847.18
Tipo 5	0.26	1268.60	459.34	1265.41	422.02	847.18
Tipo 4	0.26	1268.60	459.34	1265.29	437.40	847.18
Tipo 3	0.26	1268.60	459.34	1265.18	451.22	847.18
Tipo 2	0.26	1268.60	459.34	1265.09	462.14	847.18
Tipo 1	0.26	1268.60	459.34	1265.04	468.91	847.18
Fundação	0.13	1269.05	369.82			926.31

7.1.4 Coeficiente Gama-Z por combinação

Na Tabela 46 apresentam-se os principais valores utilizados no cálculo do coeficiente Gama-Z, para cada uma das combinações que possuem ação de vento:

- **Momento de 2ª ordem:** soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.
- **Momento de tombamento:** soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.
- **Gama-Z:** valor obtido para o coeficiente Gama-Z.

Tabela 46 - Coeficiente Gama-Z por combinação.

(Continua)

Combinação	Momento 2a. ordem (kgf.m)	Momento tombamento (kgf.m)	Gama-Z
1.3G1+1.4G2+0.72V1+0.42D1	688856.15	1217314.08	2.30
1.3G1+1.4G2+0.72V2+0.42D2	689207.54	1217314.08	2.31
1.3G1+1.4G2+0.72V3+0.42D3	1010581.68	2969800.36	1.52
1.3G1+1.4G2+0.72V4+0.42D4	353929.66	2969800.36	1.14
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V1+0.42D1	946835.77	1217314.08	4.50
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V2+0.42D2	947150.38	1217314.08	4.51
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V3+0.42D3	1323280.29	2969800.36	1.80
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V4+0.42D4	557300.67	2969800.36	1.23
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V1+0.25D1	958515.29	2028856.79	1.90
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V2+0.25D2	959033.23	2028856.79	1.90
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V3+0.25D3	1578606.93	4949667.26	1.47
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V4+0.25D4	301974.72	4949667.26	1.06
1.3G1+1.4G2+1.2V1+0.25D1	700603.22	2028856.79	1.53
1.3G1+1.4G2+1.2V2+0.25D2	701178.81	2028856.79	1.53
1.3G1+1.4G2+1.2V3+0.25D3	1229465.72	4949667.26	1.33

Tabela 46 - Coeficiente Gama-Z por combinação.

(Conclusão)

Combinação	Momento	Momento	Gama-Z
	2a. ordem (kgf.m)	tombamento (kgf.m)	
1.3G1+1.4G2+1.2V4+0.25D4	136846.32	4949667.26	1.03
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V1+0.25D1	1070026.66	1217314.08	8.26
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V2+0.25D2	1070325.93	1217314.08	8.28
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V3+0.25D3	1469916.35	2969800.36	1.98
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V4+0.25D4	657082.07	2969800.36	1.28
G1+G2+0.72V1+0.42D1	388453.25	1217314.08	1.47
G1+G2+0.72V2+0.42D2	388709.09	1217314.08	1.47
G1+G2+0.72V3+0.42D3	628448.39	2969800.36	1.27
G1+G2+0.72V4+0.42D4	135105.52	2969800.36	1.05
G1+G2+0.98Q+0.72V1+0.42D1	586629.15	1217314.08	1.93
G1+G2+0.98Q+0.72V2+0.42D2	586848.78	1217314.08	1.93
G1+G2+0.98Q+0.72V3+0.42D3	881364.60	2969800.36	1.42
G1+G2+0.98Q+0.72V4+0.42D4	278694.20	2969800.36	1.10
G1+G2+0.98Q+1.2V1+0.25D1	598272.69	2028856.79	1.42
G1+G2+0.98Q+1.2V2+0.25D2	598631.69	2028856.79	1.42
G1+G2+0.98Q+1.2V3+0.25D3	1082254.87	4949667.26	1.28
G1+G2+0.98Q+1.2V4+0.25D4	85915.54	4949667.26	1.02
G1+G2+1.2V1+0.25D1	400143.01	2028856.79	1.25
G1+G2+1.2V2+0.25D2	400556.75	2028856.79	1.25
G1+G2+1.2V3+0.25D3	792896.05	4949667.26	1.19
G1+G2+1.2V4+0.25D4	37945.23	4949667.26	1.01
G1+G2+1.4Q+0.72V1+0.25D1	684193.10	1217314.08	2.28
G1+G2+1.4Q+0.72V2+0.25D2	684397.64	1217314.08	2.28
G1+G2+1.4Q+0.72V3+0.25D3	1002379.63	2969800.36	1.51
G1+G2+1.4Q+0.72V4+0.25D4	352854.60	2969800.36	1.13
1.2G1+1.2G2+Q+V1	801487.25	1690714.00	1.90
1.2G1+1.2G2+Q+V2	801860.66	1690714.00	1.90
1.2G1+1.2G2+Q+V3	1277329.21	4124722.72	1.45

7.2 MODELO 2 - ANÁLISE NO SOFTWARE ALTO QI EBERICK

7.2.1 Centro de massa, centro de rigidez e raio de giro

Tabela 47 - Centro de massa, centro de rigidez e raio de giro.

Pavimento	Massa (tf.s ² /cm)	Centro de massa		Centro de rigidez		Raio de giro (cm)
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	
Tipo 24	0.23	1268.67	477.79	1278.02	471.74	835.19
Tipo 23	0.27	1268.85	457.73	1278.30	466.64	856.25
Tipo 22	0.27	1268.85	457.73	1278.56	461.11	856.25
Tipo 21	0.27	1268.85	457.73	1278.81	455.82	856.25
Tipo 20	0.27	1268.85	457.73	1279.05	450.99	856.25
Tipo 19	0.27	1268.85	457.73	1279.29	446.72	856.25
Tipo 18	0.27	1268.85	457.73	1279.52	443.07	856.25
Tipo 17	0.27	1268.85	457.73	1279.76	440.04	856.25
Tipo 16	0.27	1268.85	457.73	1280.00	437.63	856.25
Tipo 15	0.27	1268.85	457.73	1280.24	435.86	856.25
Tipo 14	0.27	1268.85	457.73	1280.48	434.72	856.25
Tipo 13	0.27	1268.85	457.73	1280.73	434.23	856.25
Tipo 12	0.27	1268.85	457.73	1280.97	434.39	856.25
Tipo 11	0.27	1268.85	457.73	1281.22	435.22	856.25
Tipo 10	0.27	1268.85	457.73	1281.46	436.73	856.25
Tipo 9	0.27	1268.85	457.73	1281.70	438.90	856.25
Tipo 8	0.27	1268.85	457.73	1281.94	441.73	856.25
Tipo 7	0.27	1268.85	457.73	1282.16	445.15	856.25
Tipo 6	0.27	1268.85	457.73	1282.38	449.06	856.25
Tipo 5	0.27	1268.85	457.73	1282.58	453.28	856.25
Tipo 4	0.27	1268.85	457.73	1282.76	457.57	856.25
Tipo 3	0.27	1268.85	457.73	1282.90	461.57	856.25
Tipo 2	0.27	1268.85	457.73	1283.01	464.89	856.25
Tipo 1	0.27	1268.85	455.97	1283.08	467.21	856.03
Fundação	0.14	1265.89	388.93			942.54

7.2.2 Coeficiente Gama-Z por combinação

Na Tabela 48, apresentam-se os principais valores utilizados no cálculo do coeficiente Gama-Z, para cada uma das combinações que possuem ação de vento:

Tabela 48 - Coeficiente Gama-Z por combinação.

(Continua)

Combinação	Momento 2a. ordem (kgf.m)	Momento tombamento (kgf.m)	Gama-Z
1.3G1+1.4G2+0.72V1+0.42D1	181138.76	1309070.17	1.16
1.3G1+1.4G2+0.72V2+0.42D2	179793.14	1309070.17	1.16
1.3G1+1.4G2+0.72V3+0.42D3	301032.78	2902310.20	1.12
1.3G1+1.4G2+0.72V4+0.42D4	50123.02	2902310.20	1.02
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V1+0.42D1	249990.06	1309070.17	1.24
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V2+0.42D2	247967.37	1309070.17	1.23
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V3+0.42D3	389622.12	2902310.20	1.16
1.3G1+1.4G2+0.98Q+0.72V4+0.42D4	98273.26	2902310.20	1.04
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V1+0.25D1	259368.70	2181783.62	1.13
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V2+0.25D2	256120.36	2181783.62	1.13
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V3+0.25D3	486785.85	4837183.67	1.11
1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2V4+0.25D4	34511.05	4837183.67	1.01
1.3G1+1.4G2+1.2V1+0.25D1	190456.66	2181783.62	1.10
1.3G1+1.4G2+1.2V2+0.25D2	188326.63	2181783.62	1.09
1.3G1+1.4G2+1.2V3+0.25D3	384913.04	4837183.67	1.09
1.3G1+1.4G2+1.2V4+0.25D4	36042.72	4837183.67	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V1+0.25D1	282934.76	1309070.17	1.28
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V2+0.25D2	280628.77	1309070.17	1.27
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V3+0.25D3	431015.06	2902310.20	1.17
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.72V4+0.25D4	122587.37	2902310.20	1.04
G1+G2+0.72V1+0.42D1	104813.78	1309070.17	1.09
G1+G2+0.72V2+0.42D2	103800.85	1309070.17	1.09
G1+G2+0.72V3+0.42D3	194002.67	2902310.20	1.07
G1+G2+0.72V4+0.42D4	14210.63	2902310.20	1.00

Tabela 48 - Coeficiente Gama-Z por combinação.

(Conclusão

Combinação	Momento	Momento	Gama-Z
	2a. ordem (kgf.m)	tombamento (kgf.m)	
G1+G2+0.98Q+0.72V1+0.42D1	158016.23	1309070.17	1.14
G1+G2+0.98Q+0.72V2+0.42D2	156330.05	1309070.17	1.14
G1+G2+0.98Q+0.72V3+0.42D3	266970.26	2902310.20	1.10
G1+G2+0.98Q+0.72V4+0.42D4	38977.14	2902310.20	1.01
G1+G2+0.98Q+1.2V1+0.25D1	167024.84	2181783.62	1.08
G1+G2+0.98Q+1.2V2+0.25D2	164367.90	2181783.62	1.08
G1+G2+0.98Q+1.2V3+0.25D3	343531.02	4837183.67	1.08
G1+G2+0.98Q+1.2V4+0.25D4	39819.10	4837183.67	1.01
G1+G2+1.2V1+0.25D1	113700.64	2181783.62	1.05
G1+G2+1.2V2+0.25D2	112147.80	2181783.62	1.05
G1+G2+1.2V3+0.25D3	257279.17	4837183.67	1.06
G1+G2+1.2V4+0.25D4	59165.75	4837183.67	1.01
G1+G2+1.4Q+0.72V1+0.25D1	184258.70	1309070.17	1.16
G1+G2+1.4Q+0.72V2+0.25D2	182291.45	1309070.17	1.16
G1+G2+1.4Q+0.72V3+0.25D3	301668.00	2902310.20	1.12
G1+G2+1.4Q+0.72V4+0.25D4	55579.37	2902310.20	1.02
1.2G1+1.2G2+Q+V1	217619.95	1818153.01	1.14
1.2G1+1.2G2+Q+V2	215006.29	1818153.01	1.13
1.2G1+1.2G2+Q+V3	393040.79	4030986.39	1.11
1.2G1+1.2G2+Q+V4	33906.29	4030986.39	1.01