



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

SAMUEL SANTOS LEAL DA SILVA

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL
EM EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO
ARMADO CONSIDERANDO A AÇÃO DO VENTO

CARUARU, Agosto de 2017.

SAMUEL SANTOS LEAL DA SILVA

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL
EM EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO
ARMADO CONSIDERANDO A AÇÃO DO VENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas
Orientadora: Profa. Dra. Giuliana F. F. Bono.

Caruaru, 2017

Catálogo na fonte:

Bibliotecária – Simone Xavier – CRB/4-1242

S586a Silva, Samuel Santos Leal da.
Análise da estabilidade global em edifícios altos de concreto armado considerando a ação do vento. / Samuel Santos Leal da Silva. – 2017.
108f.; il.: 30 cm.

Orientadora: Giuliana Furtado Franca Bono
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2017.
Inclui Referências.

1. Pressão do vento. 2. Estruturas - Estabilidade. 3. Concreto armado. 4. Edifícios.
5. CYPECAD (Software). I. Bono, Giuliana Furtado Franca (Orientadora). II. Título.

620 CDD (23. ed.) UFPE (CAA 2017-216)

SAMUEL SANTOS LEAL DA SILVA

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS
ALTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A AÇÃO DO
VENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

A banca examinadora composta pelos professores abaixo, considera o candidato SAMUEL SANTOS LEAL DA SILVA APROVADO COM NOTA: _____

Caruaru, 21 de Agosto de 2017.

Profa. Dra. Giuliana F. F. Bono _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientadora)

Prof. Dr. Gustavo Bono _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Profa. Dra. Juliana Von Schmalz Torres _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Prof. Dr. Cléssio Leão Silva Lima _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da Disciplina)

*Dedico este trabalho à minha
família em especial aos meus
pais, Antônio Raimundo e Maria
Cristina.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, fonte de toda sabedoria e da vida.

Agradeço a todos os meus familiares, principalmente aos meus pais, que me ensinaram a importância em persistir na busca dos meus ideais através do exemplo de suas vidas.

A todos os professores que fizeram parte da minha vida acadêmica na Universidade Federal de Pernambuco, aos quais tenho grande admiração e reconhecimento pelo trabalho prestado à melhoria da sociedade.

À Profa. Dra. Giuliana F. F. Bono pela disponibilidade e maestria na minha orientação para o desenvolvimento deste trabalho.

À empresa COMELLO ENGENHARIA LTDA por ter disponibilizado o projeto arquitetônico do edifício usado no estudo de caso deste trabalho.

“Não há lugar para a sabedoria onde não há paciência”.

Agostinho de Hipona

RESUMO

Com o crescimento expressivo dos centros urbanos e a necessidade de uma melhor utilização dos espaços construtivos, a construção de edificações com alto índice de esbeltez se tornou comum nas grandes cidades, resultando na necessidade da realização de análises mais detalhadas das ações atuantes sobre estas edificações. Com o auxílio da ferramenta de cálculo CYPECAD (versão 2016.o) este trabalho tem o objetivo de analisar a influência da ação horizontal do vento sobre a estabilidade global de estruturas de concreto armado e apresentar as variações de consumo dos materiais construtivos, aço, concreto e fôrmas, para grupos de edificações que apresentam variações nos sistemas de contraventamentos e na quantidade de pavimentos. A análise da estabilidade global das estruturas através dos parâmetros α e γ_z , oferecidos pela NBR 6118/2014, e a sua classificação como estruturas de nós fixos é um fator determinante para realização das análises comparativas de consumo no desenvolvimento deste trabalho.

Palavras-chave: CYPECAD, Ação horizontal do vento, Estabilidade global, Concreto armado.

ABSTRACT

An expressive growth of the urban centers and a demand for better use of the landscape, the construction of buildings with a high slenderness ratio becomes common in the cities, requesting for more detailed analysis of forces acting on those buildings. With the aid of the software CYPECAD (version 2016.o), the purpose of this essay is to analyze the influence of the horizontal wind forces on the global stability of reinforced concrete structures and presenting the variations of consumption of the building materials, steel, concrete and formwork, for groups of buildings, which vary in the bracing systems and the quantity of pavements. The global stability analysis of the structures using the parameters α and γ_z , required by NBR 6118/2014, and its classification in fixed nodes structures is a determinant factor for the accomplishment of comparative consumption analysis on the development of this essay.

Keywords: CYPECAD, Horizontal wind forces, Global stability, Reinforced concrete structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Mapa de isopletas proposto e velocidades básicas do vento estimadas em cada estação.	22
Figura 3.2 - Fator topográfico (S_1) para taludes e morros.	23
Figura 3.3 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.	27
Figura 3.4 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.	28
Figura 3.5 - Esquema estrutural de um edifício alto.	31
Figura 3.6 - Efeitos de 2ª ordem localizados.	31
Figura 3.7 - Esquema em planta e em elevação – parâmetros geométricos.	32
Figura 3.8 - Pórtico plano e pilar retangular com rigidez equivalente.	35
Figura 4.1 - Dados gerais.	42
Figura 4.2 - Inserção dos pisos.	43
Figura 4.3 - Edição dos grupos da obra.	44
Figura 4.4 - Introdução de pilares.	45
Figura 4.5 - Tipo de seção dos pilares.	45
Figura 4.6 - Introdução de vigas.	46
Figura 4.7 - Introdução das lajes.	47
Figura 4.8 - Inserção dos elementos de fundação.	48
Figura 4.9 - Inserção de cargas.	49
Figura 5.1 - Planta baixa do edifício modelo.	50
Figura 5.2 – Lançamentos estruturais do grupo 1.	51
Figura 5.3 - Lançamentos estruturais do grupo 2.	52
Figura 5.4 - Lançamentos estruturais do grupo 3.	53
Figura 5.5 - Lançamentos estruturais do grupo 4.	54
Figura 5.6 - Esquema 3D da edificação estudada, Lançamento 1.1.	55
Figura 5.7 – Esquema 3D da edificação estudada, Lançamento 2.2.	56
Figura 5.8 - Esquema 3D da edificação estudada, Lançamento 3.3.	57
Figura 5.9 - Gráfico das isopletas com localização dos lançamentos.	69
Figura 5.10 - Esquema do eixo de coordenadas para estudo dos deslocamentos.	76
Figura 5.11 – Esquema estrutural para a determinação dos deslocamentos-limites.	79
Figura 8.1 – Imagem do Lançamento 1.1.	84

Figura 8.2 – Imagem do Lançamento 1.2.....	85
Figura 8.3 - Comprimento dos pilares-parede da caixa de escada do Lançamento 1.2.....	86
Figura 8.4 – Imagem do Lançamento 1.3.....	87
Figura 8.5 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 1.3.....	88
Figura 8.6 - Imagem do Lançamento 2.1.....	89
Figura 8.7 - Planta baixa do Lançamento 2.2.....	91
Figura 8.8 - Imagem do Lançamento 2.2.....	92
Figura 8.9 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de escada da Lançamento 2.2.....	93
Figura 8.10 - Imagem do Lançamento 2.3.....	94
Figura 8.11 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 2.3.....	95
Figura 8.12 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 2.3.....	96
Figura 8.13 - Planta baixa do Lançamento 3.2.....	99
Figura 8.14 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 3.2.....	101
Figura 8.15 - Planta baixa do Lançamento 3.3.....	102
Figura 8.16 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 3.3.....	104
Figura 8.17 - Imagem do Lançamento 4.1.....	106
Figura 8.18 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 4.1.....	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Fator S_2 em função da Categoria da Classe e da Cota $z(m)$	25
Tabela 3.2 - Valores mínimos para o fator estatístico S_3	26
Tabela 5.1 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 1	51
Tabela 5.2 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 2	52
Tabela 5.3 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 3	53
Tabela 5.4 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 4	54
Tabela 5.5 - Cargas horizontais de vento	58
Tabela 5.6 - Parâmetros de estabilidade global	58
Tabela 5.7 - Parâmetros de estabilidade global	61
Tabela 5.8 - Cargas horizontais de vento	64
Tabela 5.9 - Parâmetros de estabilidade global	65
Tabela 5.10 – Dimensões dos pilares P4 e P6 do Lançamento 3.3	67
Tabela 5.11 - Cargas horizontais de vento	69
Tabela 5.12 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.2	71
Tabela 5.13 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 4.1	73
Tabela 5.14 - Parâmetros de estabilidade global	73
Tabela 5.15 - Deslocamentos limites para verificações de ELS.....	79
Tabela 8.1 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 1.1	84
Tabela 8.2 - Tabela de quantitativo do Lançamento 1.1	85
Tabela 8.3 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 1.2	86
Tabela 8.4 - Tabela de quantitativo do Lançamento 1.2	87
Tabela 8.5 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 1.3	87
Tabela 8.6 - Tabela de quantitativo do Lançamento 1.3	88
Tabela 8.7 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 2.1	89
Tabela 8.8 - Tabela de quantitativo do Lançamento 2.1	90
Tabela 8.9 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 2.2	92
Tabela 8.10 - Tabela de quantitativo do Lançamento 2.2	94
Tabela 8.11 - Tabela de quantitativo do Lançamento 2.3	96
Tabela 8.12 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.1	97
Tabela 8.13 - Tabela de quantitativo do Lançamento 3.1	98
Tabela 8.14 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.2	99
Tabela 8.15 - Tabela de quantitativo do Lançamento 3.2	102

Tabela 8.16 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.3	103
Tabela 8.17 - Tabela de quantitativo do Lançamento 3.3	105
Tabela 8.18 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 4.1	107
Tabela 8.19 - Tabela de quantitativo do Lançamento 4.1	108

SUMÁRIO

1	Introdução.....	16
1.1	Justificativa.....	16
1.2	Motivação.....	17
1.3	Objetivos.....	17
1.3.1	Objetivos Gerais.....	17
1.3.2	Objetivos Específicos.....	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
3	Referencial Teórico.....	20
3.1	Ação do vento.....	20
3.1.1	Determinação da intensidade da ação do vento.....	20
3.1.2	Determinação dos Esforços Solicitantes Devidos ao Vento.....	21
3.1.3	Velocidade básica do vento, V_0	21
3.1.4	Fator topográfico, S_1	22
3.1.5	Fator de rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, S_2	24
3.1.6	Fator Estatístico, S_3	25
3.1.7	Coeficiente de Arrasto, C_a	26
3.1.8	Velocidade característica do vento.....	28
3.1.9	Pressão dinâmica do vento.....	29
3.1.10	Força de arrasto.....	29
3.2	Estabilidade Global.....	30
3.2.1	Classificação das estruturas quanto à esbeltez.....	32
3.2.2	Classificação das estruturas quanto à mobilidade dos nós.....	32
3.2.3	Condições para a dispensa dos esforços globais de segunda ordem.....	33
3.2.4	Parâmetro de instabilidade α	33
3.2.5	Coeficiente γ_z	36

4	Metodologia.....	37
4.1	Considerações Gerais.....	37
4.2	Edifício modelo.....	38
4.3	Características do solo e das fundações	38
4.4	Parâmetros NBR 6123 / 1988	39
4.5	Ferramentas de cálculo e análise estrutural	39
4.6	Parâmetros de comparação adotados	40
4.6.1	Índice de consumo de concreto (i_c)	40
4.6.2	Índice de consumo de aço (i_a).....	40
4.6.3	Índice de utilização de fôrmas (i_f)	40
4.7	<i>Software</i> CYPECAD.....	41
4.7.1	Criação e inserção dos dados gerais da obra	41
4.7.2	Introdução dos pisos e grupos	42
4.7.3	Introdução dos pilares.....	44
4.7.4	Introdução de vigas e lajes.....	46
4.7.5	Introdução dos elementos de fundação.....	47
4.7.6	Introdução de cargas lineares e superficiais	48
5	Resultados e discussões	49
5.1	Edifício Estudado.....	49
5.2	Análise dos dados	58
5.2.1	Influência das cargas horizontais de vento no grupo do Lançamento 1	58
5.2.2	Influência das cargas horizontais de vento no grupo do Lançamento 2	61
5.2.3	Influência das cargas horizontais de vento no grupo do Lançamento 3	63
5.3	Estudo comparativo entre o Lançamento 3.2 e Lançamento 4.1	68
5.3.1	Análise do deslocamento horizontal dos Lançamentos 3.2 e 4.1	76
5.3.2	Verificação do Estado Limite de Serviço do Lançamento 4.1	78
6	Considerações Finais	80

6.1	Conclusões	80
6.2	Propostas Para Trabalhos Futuros.....	81
7	Bibliografia.....	82
8	Apêndice.....	84
8.1	APÊNDICE A – Quantitativo, dimensões e representação ilustrativa dos lançamentos	84
8.1.1	Lançamento 1.1	84
8.1.2	Lançamento 1.2	85
8.1.3	Lançamento 1.3	87
8.1.4	Lançamento 2.1	89
8.1.5	Lançamento 2.2	91
8.1.6	Lançamento 2.3	94
8.1.7	Lançamento 3.1	96
8.1.8	Lançamento 3.2	99
8.1.9	Lançamento 3.3	102
8.1.10	Lançamento 4.1	106

1 INTRODUÇÃO

Através do aprimoramento e do desenvolvimento de novas técnicas construtivas na engenharia civil, tem-se possibilitado gradativamente a construção de projetos mais sofisticados e inovadores. A utilização de ferramentas de cálculo estrutural tem possibilitado a construção destas obras se tornar mais frequentes e economicamente viáveis sem afetar a segurança e o conforto dos usuários.

O projeto arquitetônico contribui diretamente no dimensionamento e posicionamento dos elementos estruturais de uma edificação o que conseqüentemente influencia na estabilidade da estrutura. Devido à crescente valorização dos preços de terrenos nos centros urbanos, os investidores da construção civil têm buscado melhorar a utilização da área disponível para a construção de novos empreendimentos, o que tem resultado na elaboração de edificações cada vez mais altas e com índices de esbeltez expressivos. Desta forma, torna-se necessário realizar uma análise mais criteriosa da atuação de ações laterais sobre as estruturas, das quais as ações do vento são as mais significativas por apresentarem uma maior influência sobre a estabilidade global da estrutura.

Através da utilização de *softwares* para o cálculo estrutural, as ações do vento que anteriormente eram consideradas de forma mais simplificada, ou até mesmo desconsideradas em estruturas de pequeno porte, passaram a ser analisadas de uma forma mais minuciosa. Com isso, os efeitos causados devido à incidência destas ações nas faces da edificação, agora podem ser calculados de forma mais precisa, possibilitando um maior entendimento e obtenção de dados da sua interferência na estabilidade global da estrutura.

Sendo assim, torna-se necessário o desenvolvimento de soluções que possibilitem minimizar os efeitos causados pela ação do vento na estabilidade da estrutura. Usualmente, adota-se a medida de aumentar a rigidez da estrutura por meio de artifícios relacionados aos elementos estruturais da edificação. Tais medidas devem ser utilizadas, visando-se obter um menor consumo de materiais sem, no entanto, prejudicar o bem-estar dos moradores e usuários e a segurança dos mesmos.

1.1 Justificativa

Com as edificações se tornando cada vez mais altas e esbeltas, devido ao melhor aproveitamento das áreas urbanas na construção de edifícios, as ações horizontais atuantes

sobre estes tipos de estruturas passaram a necessitar de uma análise mais detalhada durante o desenvolvimento dos projetos. Embora estas ações horizontais sejam originadas principalmente pelas ações do vento e imperfeições geométricas da estrutura, a ação do vento incidindo nas superfícies laterais dos prédios é a que mais necessita de um estudo detalhado para descrever sua influência sobre a estabilidade da edificação. Por meio dos parâmetros disponibilizados pela norma brasileira de projeto de estruturas de concreto, a NBR 6118 (2014) torna-se possível realizar as análises das estruturas, garantindo segurança e uma maior viabilidade econômica dos projetos realizados.

1.2 Motivação

Em meio ao acelerado processo de desenvolvimento de ferramentas de cálculo estrutural e a competitividade do mercado da construção civil, no aprimoramento dos processos construtivos e redução dos custos das construções, tornou-se indispensável aos graduandos de engenharia civil conhecer mais detalhadamente estas ferramentas de cálculo que poderão auxiliar no desenvolvimento das futuras atividades profissionais. Desta maneira, o conhecimento e aperfeiçoamento de habilidades na utilização destes *softwares*, tornaram-se satisfatoriamente complementares no desempenho das funções destes futuros engenheiros.

Outro fator de grande motivação para o desenvolvimento deste trabalho é que através de um estudo mais detalhado do comportamento das estruturas, devido à consideração da atuação da ação do vento, estes futuros profissionais estarão mais familiarizados com exemplos práticos para tomar decisões técnicas mais eficientes no procedimento de construção ou na solução de possíveis problemas quando requisitado.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivos Gerais

O objetivo geral deste trabalho é analisar os efeitos da influência do vento em edificações esbeltas de concreto armado, por meio do uso do *software* CYPECAD e dos critérios normativos vigentes. Com isto, os resultados obtidos possibilitarão uma estimativa do consumo de material na construção em função da estabilidade global da estrutura, conforme a presença de sistemas de contraventamento no projeto estrutural.

1.3.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos podem ser listados na seguinte ordem:

- Calcular a ação do vento sobre estruturas esbeltas, nas regiões sul e nordeste do país, utilizando os parâmetros determinados pela ABNT na NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações – por meio do *software* comercial CYPECAD (versão 2016.o);
- Analisar a estabilidade global da estrutura, devido à influência da ação do vento, através do coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem γ_z e do parâmetro de instabilidade α , determinados pela ABNT na NBR 6118/2014;
- Utilizar pilares-parede na composição de sistemas de contraventamento para garantir o aumento de rigidez das estruturas analisadas;
- Realizar um estudo comparativo entre diversos lançamentos estruturais, verificando a influência das dimensões dos elementos estruturais e sistemas de contraventamento no consumo final dos materiais empregados (quantidade de fôrmas necessárias, consumos de concreto e aço).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com as edificações tornando-se cada vez mais altas e/ou esbeltas, devido ao melhor aproveitamento das áreas urbanas na construção de edifícios, as ações laterais atuantes sobre estes tipos de estruturas passaram a necessitar de uma maior atenção durante o desenvolvimento dos projetos, dentre estas ações laterais destaca-se a ação do vento, gerada devido à sua incidência nas superfícies dos prédios. Sendo assim, faz-se necessário o desenvolvimento de técnicas que visam minimizar os efeitos destas ações laterais sobre as estruturas. Através da análise da estabilidade global das estruturas, por meio da utilização dos parâmetros α e γ_z , torna-se possível saber se as ações laterais atuam de forma que efeitos de segunda ordem são gerados ou se estes efeitos podem ser desprezados por apresentarem valores insignificantes para as estruturas como um todo. Para o cálculo dos parâmetros α e γ_z , de forma indireta e direta respectivamente, foi utilizada a ferramenta de cálculo estrutural CYPECAD (SILVA, F., 2015).

A análise dos efeitos globais de segunda ordem em edifícios é indispensável na atualidade, devida às suas estruturas cada vez mais esbeltas. Através da utilização das ferramentas de cálculo, disponíveis no mercado, as análises globais de segunda ordem tornaram-se mais acessíveis a todos os engenheiros, no entanto, os conceitos nos quais esta análise se baseia pode ser desconhecidos para alguns. Portanto, através da utilização do programa computacional TQS, foi avaliado os efeitos de segunda ordem em edifícios utilizando-se o coeficiente γ_z processo P-Delta e outro parâmetro desenvolvido pela própria TQS. Os valores encontrados foram comparados com outros parâmetros, dentre eles o parâmetro de instabilidade α . Foram também calculados os efeitos de segunda ordem a partir dos de primeira ordem multiplicados por $0,95\gamma_z$. Através dos resultados obtidos, foi possível fornecer subsídios aos engenheiros, para que os mesmos tenham condição de escolher o melhor método de análise dos efeitos de segunda ordem (MONCAYO, 2011).

Embora exista uma ampla variedade de materiais e técnicas construtivas, o concreto armado é utilizado em alta escala em diversos lugares devido à sua versatilidade, atendendo as mais desejadas formas arquitetônicas e resistindo aos variados tipos de esforços solicitantes existentes nas estruturas de pequeno e grande porte. Por mais simples que seja uma edificação, ela estará sujeita a diversos tipos de ações, dentre elas as ações laterais, que são principalmente originadas pelo efeito de ventos, desta forma é necessário que se conheça os efeitos resultantes da ação dos ventos para que se possa projetar de forma segura e eficiente evitando a instabilidade da estrutura. Edificações que apresentam esbelteza expressiva estão mais sujeitas a apresentarem problemas estruturais devido a estas ações laterais e necessitam uma análise mais detalhada e cautelosa, no entanto, outros fatores como a velocidade característica do vento na região, topografia e geometria da edificação também influenciam na intensidade destas ações laterais. Uma vez conhecidas as ações incidentes na estrutura, realiza-se a análise global da mesma através da utilização de programas comerciais de cálculo estrutural, para que se possa identificar a atuação dos elementos estruturais responsáveis para resistir aos esforços solicitantes e dimensioná-los da forma mais eficiente o possível (SILVA, A., 2015).

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 Ação do vento

A estabilidade global das estruturas está relacionada diretamente à influência dos diversos tipos de ações que atuam sobre os elementos estruturais. No entanto, algumas destas ações apresentam maiores influências que outras, como é o caso das ações atuantes, geradas pelo peso próprio, no plano vertical da estrutura, e das ações laterais, das quais se destaca principalmente a ação do vento (CARVALHO e PINHEIRO, 2009). De acordo com os autores citados, as estruturas que apresentam uma altura elevada ou que a relação entre a altura e a maior dimensão de sua base é consideravelmente alta, sofrem de forma mais efetiva os efeitos da ação do vento e o edifício pode apresentar situações de instabilidade. Sendo assim, mesmo que as estruturas apresentem rigidez suficiente para que os efeitos de segunda ordem, gerados nas mesmas, sejam desprezados, é necessário avaliar se a ação do vento agindo sobre a estrutura é significativa e precisa ser considerada no cálculo estrutural.

3.1.1 Determinação da intensidade da ação do vento

Para Carvalho e Pinheiro (2009), o vento apresenta comportamento aleatório e por este motivo os projetistas devem adotar a direção da atuação do vento mais desfavorável possível nas estruturas, e principalmente nas estruturas esbeltas.

Conforme a NBR 6118 (2014), a ação do vento é uma ação variável direta e deve ser analisada nos pontos onde atua de forma mais desfavorável possível, como citado anteriormente, e levando em consideração as simplificações previstas pelas normas brasileiras específicas, como citado pela mesma:

Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras. (ABNT, NBR 6118/2014, p. 62)

De acordo com a NBR 6123 (1988) as forças originárias pela incidência do vento em uma edificação devem ser calculadas de forma separada para os elementos de vedação e suas fixações, para partes da estrutura e para a estrutura de uma forma geral.

3.1.2 Determinação dos Esforços Solicitantes Devidos ao Vento

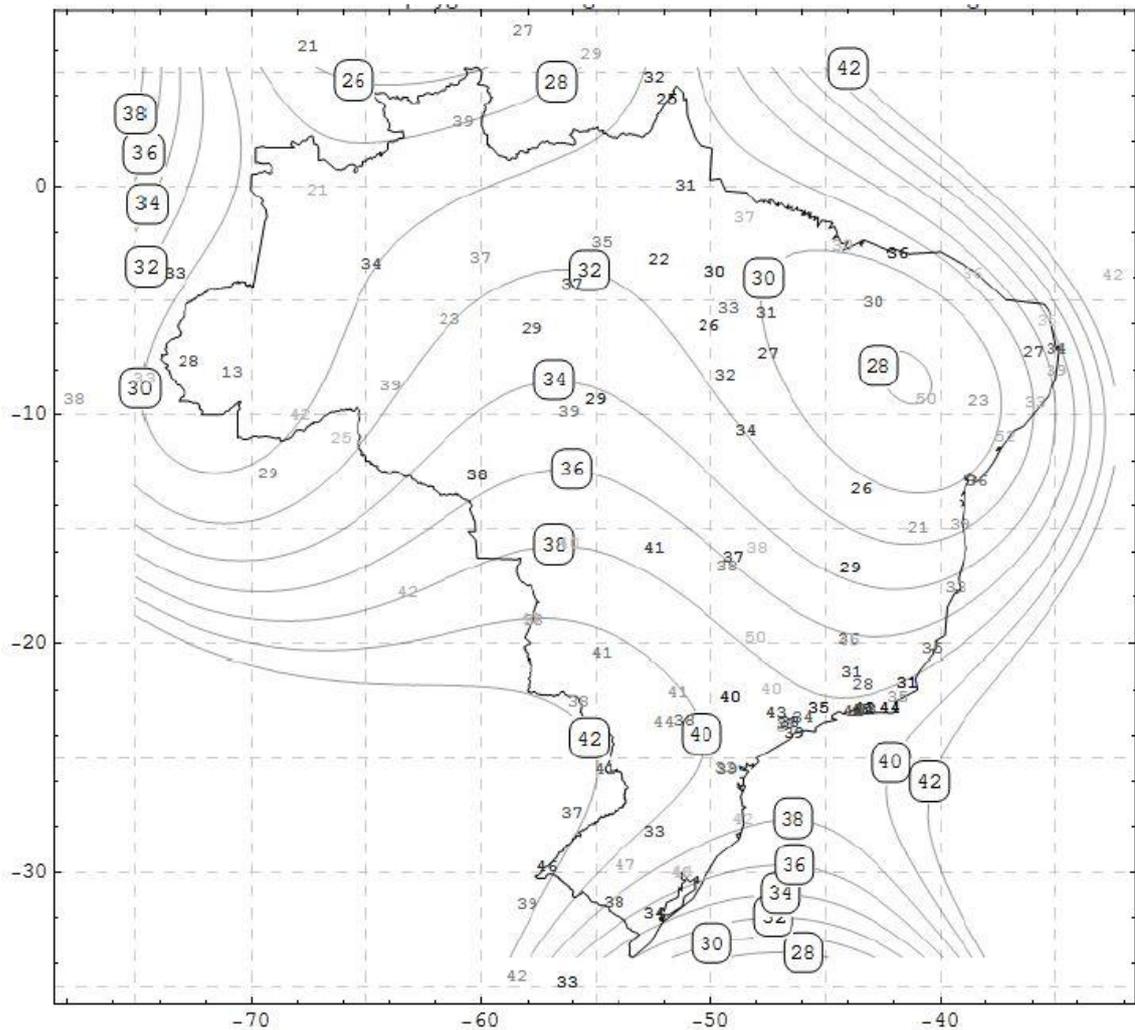
Para a determinação dos esforços solicitantes gerados devido à incidência do vento sobre as estruturas, faz-se primeiramente necessário o cálculo da velocidade característica do vento, V_k , e posteriormente o cálculo da pressão dinâmica do vento, q . As definições dos termos abaixo serão feitas utilizando-se do auxílio da NBR 6123 (1988).

3.1.3 Velocidade básica do vento, V_0 .

A velocidade básica do vento, V_0 , é determinada em um gráfico de isopletas disponibilizado pela NBR 6123 (1988), com intervalos de 5 m/s, admitindo-se que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal, e a duração de uma rajada é de 3 segundos em um ponto de observação localizado 10 metros acima do solo, e que apresenta um período de retorno de 50 anos. No entanto para obras com condições especiais e que apresente alto risco para elevado número de pessoas, é altamente recomendado estudos específicos que auxiliem na determinação de V_0 .

No presente trabalho será considerado o gráfico de isopletas proposto por André T. Beck e Márcio R. S. Corrêa, membros do Departamento de Engenharia Estrutural da Universidade de São Paulo, publicado no Latin American Journal of Solids and Structures. Os autores citados propõem a atualização do mapa de isopletas da velocidade básica do vento no Brasil, que foi criado no ano de 1977, baseado em séries de dados de 25 anos de registros obtidos em 49 estações meteorológicas, totalizando 919 estações.ano (est.ano). A atualização do gráfico de isopletas proposta pelos autores (Figura 3.1) tem um adicional de 37 anos de dados coletados, com um total de 4142 est.ano, o que resultaria em um gráfico mais confiável (BECK e CORRÊA, 2013). A motivação para a utilização deste mapa de isopletas de ventos, no presente trabalho, é para que seja possível garantir uma representação mais realística da situação a qual o edifício estará sujeito e assim melhorar a segurança da estrutura. Embora a ferramenta de cálculo utilizada para o desenvolvimento deste trabalho esteja adequada com a NBR 6123 (1988), a utilização do mapa de isopletas proposta não irá interferir na análise estrutural devido à possibilidade de atribuição, de forma manual, do valor da velocidade básica do vento.

Figura 3.1 - Mapa de isopletas proposto e velocidades básicas do vento estimadas em cada estação.



Escala de cinza dos valores individuais indicam a qualidade do ajuste de Gumbel (valor-P AD): preto indica bom ajuste (P→1) e cinza claro indica ajuste ruim (P→0). Obs: isopletas fora do polígono que contém as estações meteorológicas devem ser desprezadas.

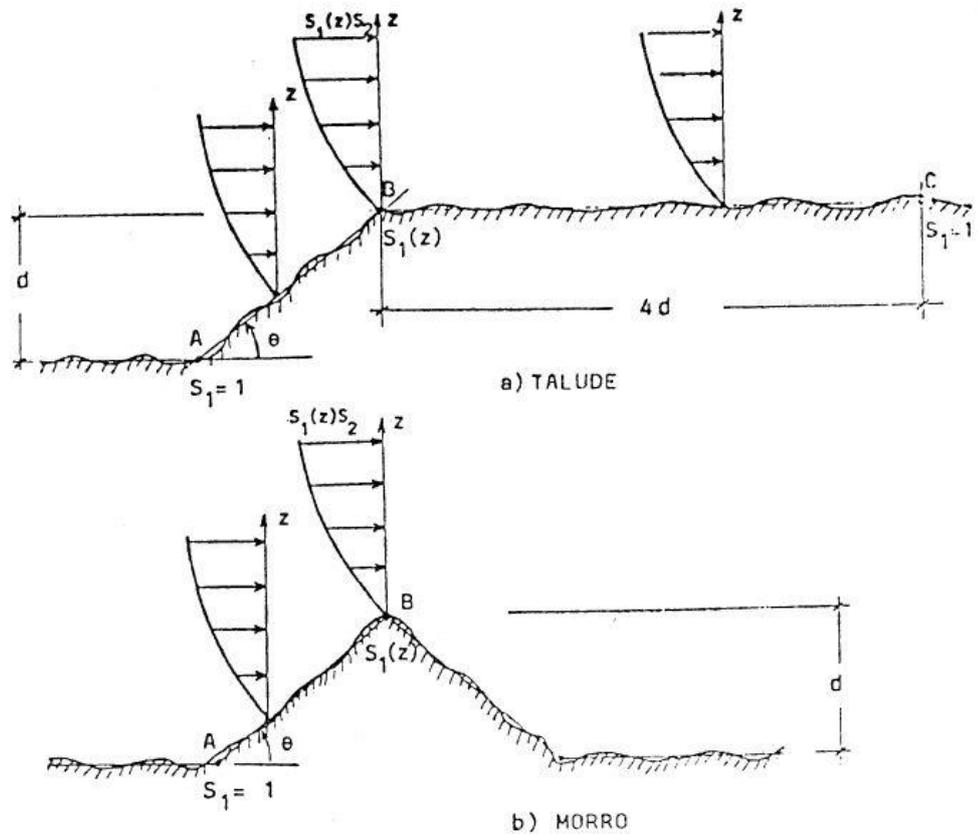
Fonte: Beck e Correia (2013)

3.1.4 Fator topográfico, S_1 .

Conforme a NBR 6123 (1988), o fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno para a sua definição, e é determinado da seguinte forma:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros, onde pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 3.2;

Figura 3.2 - Fator topográfico (S_1) para taludes e morros.



Fonte: NBR 6123 (1988)

- Nos pontos que correspondem ao pé do talude ou morro (ponto A), e no ponto C do talude $S_1 = 1,0$;
- No ponto B, S_1 é definido em função de z :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1(z) = 1,0, \text{ para } \theta \leq 3^\circ \\ S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1, \text{ para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \\ S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * 0,31 \geq 1, \text{ para } \theta \geq 45^\circ \end{array} \right. \quad (3.1)$$

Onde:

- z é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;
- d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou do morro;
- θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

É importante observar a nota fornecida pela NBR 6123 (1988), no item 5.2, que afirma a necessidade de obter-se por interpolação os valores de S_1 entre os pontos A e B e entre os pontos B e C.

c) Em vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

3.1.5 Fator de rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, S_2 .

Segundo a NBR 6123 (1988), o fator S_2 que constitui um dos termos da equação da velocidade característica do vento, é um fator que leva em consideração o efeito da rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento, as dimensões da edificação e a altura onde será analisada a atuação do vento. Segundo a mesma norma, as considerações que compõem o fator S_2 podem ser descritas da seguinte forma:

Quanto à rugosidade do terreno, classifica-se em cinco categorias.

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5,0 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. É necessário considerar que a cota média do topo dos obstáculos deverá ser inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

Quanto às dimensões da edificação, classifica-se em três classes:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Tabela 3.1 - Fator S_2 em função da Categoria da Classe e da Cota $z(m)$.

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

Fonte: NBR 6123 (1988)

Quanto à altura sobre o terreno, a NBR 6123 (1988) fornece uma equação para o cálculo do fator S_2 , no entanto, esta equação está restrita a categoria II devido os parâmetros solicitados. Sendo assim, neste trabalho optou-se somente pela apresentação e utilização dos valores da Tabela 3.1, presente na norma e representada à cima, que fornece o valor do fator S_2 para diferentes alturas acima do solo, categorias e classes.

3.1.6 Fator Estatístico, S_3 .

Conforme a NBR 6123 (1988), o fator estatístico S_3 baseia-se em conceitos estatísticos e leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Levando-se em consideração que a velocidade básica do vento apresenta um período de

recorrência médio de 50 anos e que a probabilidade que esta velocidade seja igualada ou excedida, durante este período de tempo, é de 63%. A norma previamente citada disponibiliza uma tabela de valores mínimos para S_3 organizados em cinco diferentes grupos de edificações e condições de ocupação.

Tabela 3.2 - Valores mínimos para o fator estatístico S_3 .

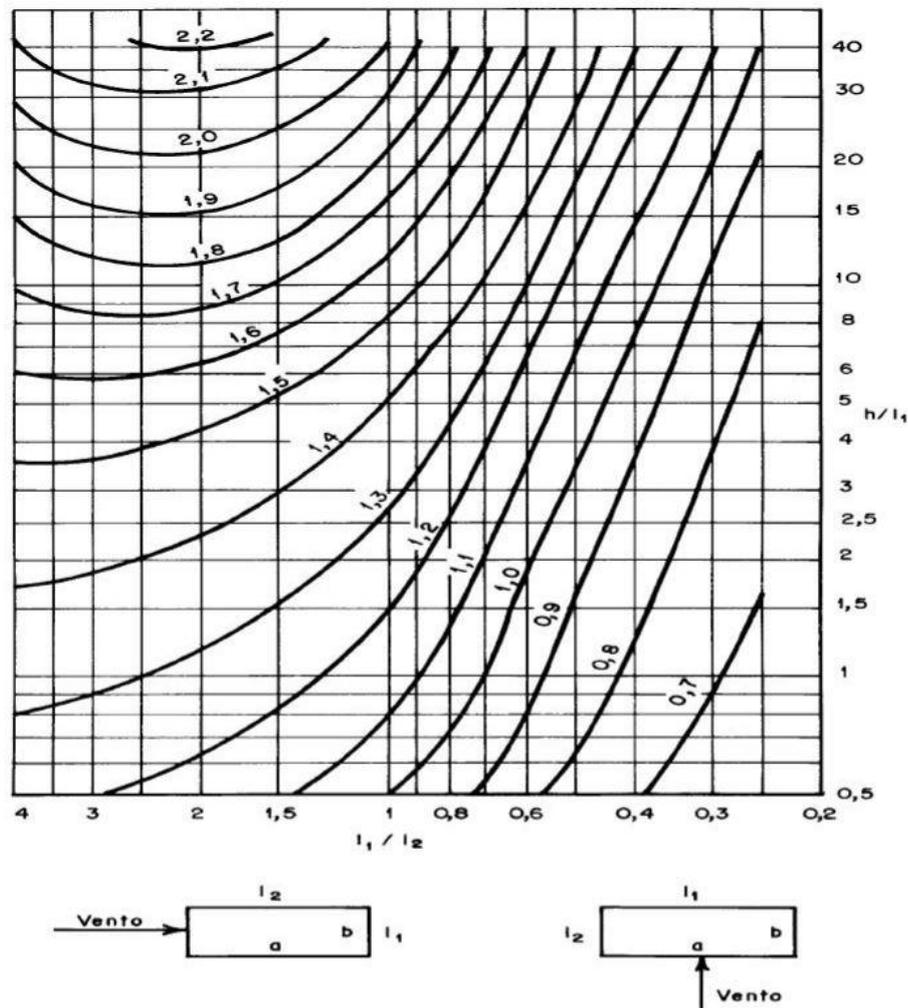
Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (1988)

3.1.7 Coeficiente de Arrasto, C_a .

Conforme a NBR 6123 (1988), no item 6.3.1, o coeficiente de arrasto C_a para situações onde o vento, de baixa turbulência, incide perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, deve ser utilizado o gráfico da Figura 3.3, fornecido pela norma, para a determinação do coeficiente de arrasto. Os coeficientes de arrasto fornecidos nos gráficos das figuras são plotados em função das relações h/I_1 e I_1/I_2 .

Figura 3.3 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

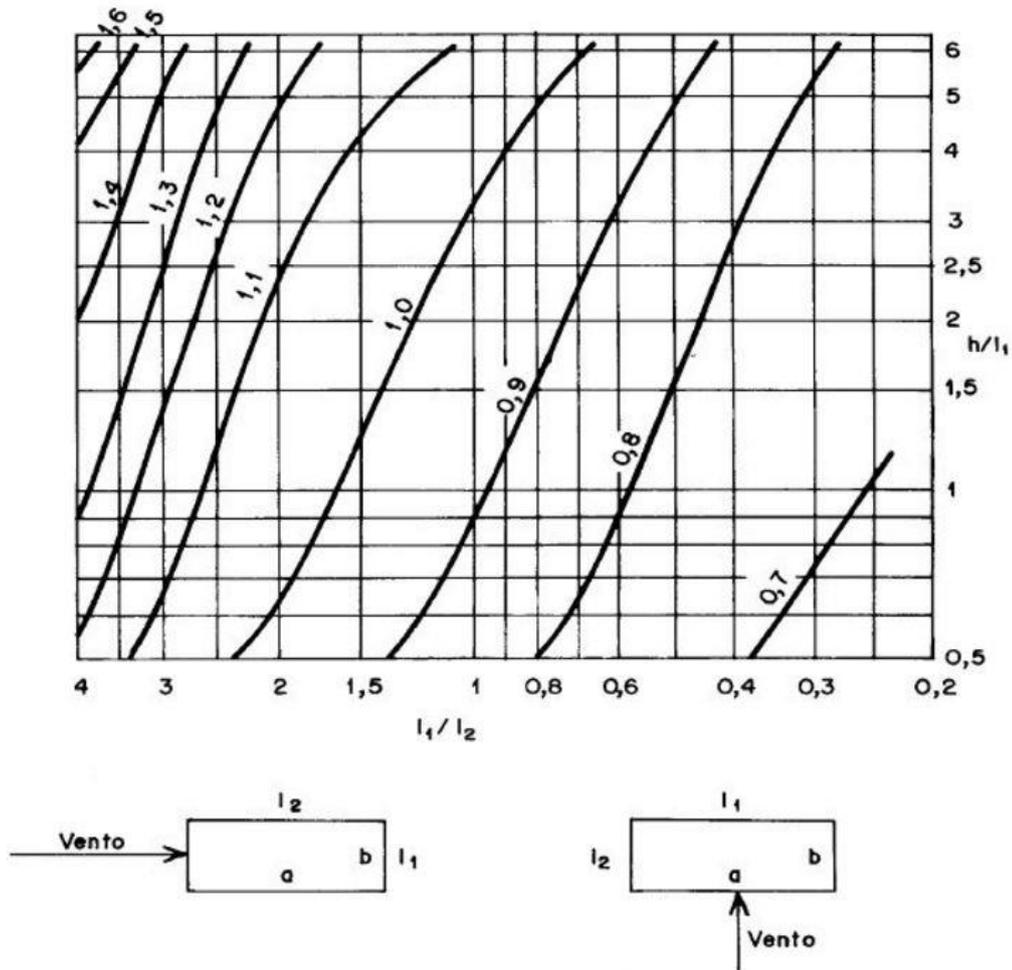
Em situações de vento de alta turbulência, satisfazendo-se as exigências do item 6.5.3 da norma, define-se que uma edificação pode ser considerada em ventos de alta turbulência quando a altura média das edificações vizinhas não é excedida em duas vezes pela altura da edificação em questão, na direção e sentido do vento incidente e a uma distância mínima de:

- 500 m para uma edificação até 40 m de altura;
- 1000 m para uma edificação até 55 m de altura;
- 2000 m para uma edificação até 70 m de altura;
- 3000 m para uma edificação até 80 m de altura.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), estas edificações em zonas de vento de alta turbulência encontram-se normalmente em grandes cidades, com categorias de rugosidade do terreno IV e V, e conseqüentemente existe uma diminuição no coeficiente devido à redução

da sucção à sotavento, isto é, região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação.

Figura 3.4 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

3.1.8 Velocidade característica do vento

Utilizando-se dos itens 5.1 a 5.4 da NBR 6123 (1988) torna-se possível a definição do valor dos fatores que compõem a equação da velocidade característica do vento, $V_k \left(\frac{m}{s}\right)$, fornecida pela norma citada, para a parte da edificação em consideração.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3.2)$$

Onde:

- V_0 : Velocidade básica do vento;

- S_1 : Fator topográfico;
- S_2 : Fator de rugosidade e altura do terreno e dimensões da edificação;
- S_3 : Fator estatístico.

Conforme Carvalho e Pinheiro (2009), a velocidade característica do vento utilizada em projeto, é obtida adotando-se os valores dos fatores, a cima citados, na região próxima em que será construída a edificação.

3.1.9 Pressão dinâmica do vento

Segundo a NBR 6123 (1988), a pressão dinâmica do vento, q , correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão (1 atm) e de temperatura (15°C), é determinada pela seguinte equação:

$$q = 0,613 V_k^2 \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (3.3)$$

3.1.10 Força de arrasto

No item 6.3.6 da NBR 6123 (1988) é fornecida a equação da força de arrasto, que é calculada pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a q A_e \quad (3.4)$$

Onde:

- C_a é o coeficiente de arrasto;
- q é a pressão dinâmica;
- A_e é a área frontal efetiva, perpendicular à direção do vento.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), a força global da ação do vento F_g é a resultante da soma de todas as forças que incidem nas superfícies do edifício, o que permite identificar e quantificar as ações globais que agirão sobre toda a estrutura. “A composição da força global na direção do vento é a força de arrasto.” (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p. 204).

3.2 Estabilidade Global

Segundo a NBR 6118 (2014), no item 6, as estruturas de concreto devem apresentar segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante todo o período previsto de vida útil da mesma. Levando em consideração as condições ambientais existentes na época de desenvolvimento do projeto e as condições futuras às quais estarão sujeitas as estruturas, sem que haja necessidade de intervenções significativas de manutenção ou reparos.

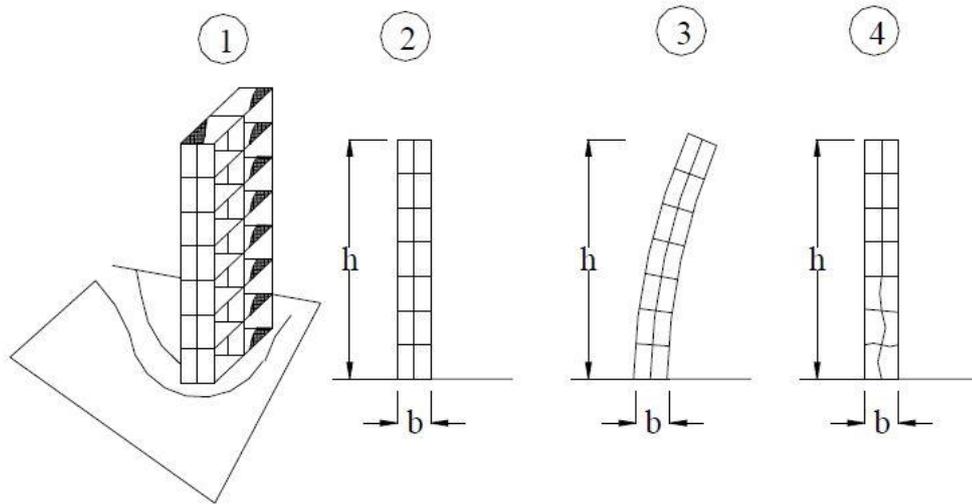
Ainda de acordo com a NBR 6118 (2014), no item 14.3, o dimensionamento de elementos estruturais deve admitir algumas hipóteses básicas, dentre as quais, destaca-se as condições de equilíbrios que devem ser necessariamente respeitadas. Segundo o mesmo item, os esforços calculados por meio das equações de equilíbrio a partir da geometria indeformada da estrutura, são considerados efeitos de 1ª Ordem, enquanto que os esforços internos alterados de maneira significativa, oriundos das deformações da estrutura, são considerados efeitos de 2ª Ordem.

Carvalho e Pinheiro (2009), afirmam que:

A consideração dos efeitos de segunda ordem conduz à não-linearidade entre as ações e deformações; essa não-linearidade, devido sua origem, é chamada de não linearidade geométrica. A fissuração e fluência do concreto levam também a uma não-linearidade (entre ações e deformações) chamada, neste caso, de não-linearidade física (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p. 216).

De acordo com o item 15.4.1 da NBR 6118 (2014), os efeitos de segunda ordem calculados a partir das deformações existentes nas estruturas, podem ser classificados em efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem. Quando os nós da estrutura se deslocam horizontalmente devido a ação das cargas verticais e horizontais, os esforços de segunda ordem oriundos desses deslocamentos são classificados como Efeitos Globais de 2ª Ordem. Os Efeitos Locais de 2ª Ordem ocorrem nas barras das estruturas, como um lance de pilar, devido os respectivos eixos não se manterem retilíneos, inicialmente afetando os esforços solicitantes ao longo delas próprias.

Figura 3.5 - Esquema estrutural de um edifício alto.

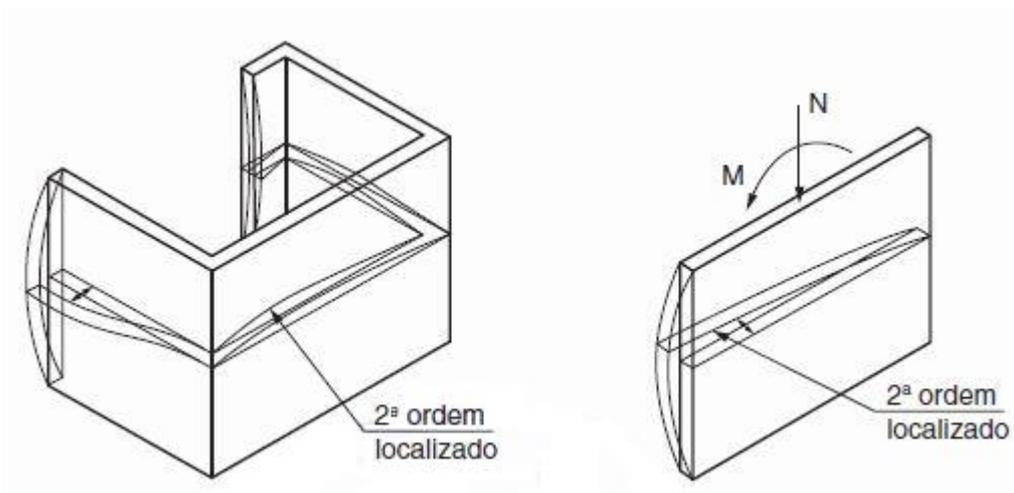


- 1) perspectiva esquemática; 2) estrutura verticalmente indeformada;
3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local dos pilares centrais inferiores.

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009)

Nos pilares-paredes (simples ou compostos), podem existir regiões que apresentam não-retilicidade maior do que a do eixo do pilar como um todo, surgindo nestas regiões efeitos de segunda ordem ainda maiores, que são chamados de Efeitos de 2ª Ordem Localizados. Estes efeitos, além de aumentar a flexão longitudinal nestas regiões, aumenta também a flexão transversal, o que resulta na necessidade de aumentar a armadura transversal nessas regiões.

Figura 3.6 - Efeitos de 2ª ordem localizados.



Fonte: NBR 6118 (2014)

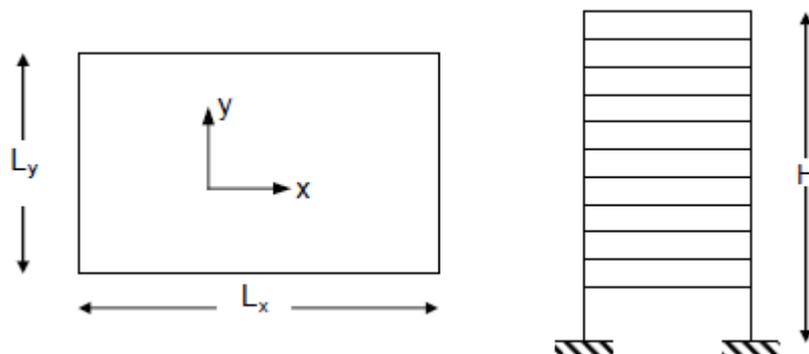
Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), deve-se verificar as três situações descritas anteriormente levando-se em consideração a não-linearidade geométrica e física do material e o comportamento tridimensional da estrutura. No entanto, os autores enfatizam a dificuldade da realização de cálculos envolvendo todas estas três situações, o que torna necessário a separação dos efeitos para que suas verificações sejam efetuadas separadamente. Iniciando-se a análise da estabilidade global, à local e por último à localizada.

3.2.1 Classificação das estruturas quanto à esbeltez

Segundo Fonte e outros (2005), o índice de esbeltez de corpo rígido de uma edificação pode ser definido pela seguinte equação e observado na Figura 3.7.

$$\beta_{x,y} = \frac{H}{L_{x,y}} \quad (3.5)$$

Figura 3.7 - Esquema em planta e em elevação – parâmetros geométricos.



Fonte: Fonte et al (2005)

Onde:

- H é a altura total da estrutura;
- $L_{x,y}$ é o comprimento, em planta, segundo as direções X e Y.

3.2.2 Classificação das estruturas quanto à mobilidade dos nós

De acordo com a NBR 6118 (2014), no item 15.4.2, as estruturas podem ser classificadas como de nós fixos ou de nós móveis, dependendo dos deslocamentos horizontais apresentados pelas mesmas.

As estruturas de nós fixos são aquelas que apresentam pequenos deslocamentos horizontais dos nós, e por esta razão os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis, pois são

inferiores a 10 % dos respectivos efeitos de 1ª ordem, sendo assim, somente os efeitos locais e localizados de 2ª ordem são considerados.

As estruturas que apresentam grandes deslocamentos horizontais dos nós são classificadas como estruturas de nós móveis, e os efeitos globais de 2ª ordem são de grande importância no cálculo dos esforços existentes, uma vez que são superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem. Além dos efeitos globais, deve-se considerar os efeitos locais e localizados.

3.2.3 Condições para a dispensa dos esforços globais de segunda ordem

Segundo a NBR 6118 (2014), no item 15.5 são apresentadas as condições necessárias para que os esforços globais de 2ª ordem possam ser desconsiderados, resultando em cálculos menos rigorosos. Apesar da existência de outros parâmetros que possibilitam a dispensa de tais esforços, a presente norma utiliza-se unicamente do cálculo do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z , que é o coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para a obtenção dos esforços finais de 2ª ordem.

3.2.4 Parâmetro de instabilidade α

Conforme a NBR 6118 (2014), para que uma estrutura reticulada simétrica seja considerada de nós fixos, seu parâmetro de instabilidade α deve ser menor que o valor de α_1 calculado pela equação 3.7. O cálculo do parâmetro α se dá conforme a seguinte expressão:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} \quad (3.6)$$

onde:

- n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;
- $E_{cs} \cdot I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares

de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante. Onde o cálculo de I_c deve ser realizado considerando-se as seções brutas dos pilares e E_{cs} , que é o módulo de deformação secante, pode ser majorado em 10% conforme o item 8.2.8 da NBR 6118 (2014).

O coeficiente α_1 é calculado em função do número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, com as seguintes expressões relacionadas às respectivas condições:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0,2 + 0,1 n, \text{ se } n \leq 3 \\ \alpha_1 = 0,6, \text{ se } n \geq 4 \end{array} \right\} \quad (3.7)$$

Em relação ao valor de α_1 encontrado, define-se que:

O valor-limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.

Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$ (ABNT, NBR 6118/2014, p. 105)

É importante salientar que o parâmetro de instabilidade α , não é tão eficiente quanto o coeficiente γ_z que será estudado posteriormente, uma vez que o mesmo não pode ser aplicado às estruturas que apresentem significativas deformações horizontais ou que sejam consideravelmente assimétricas (MONCAYO, 2011).

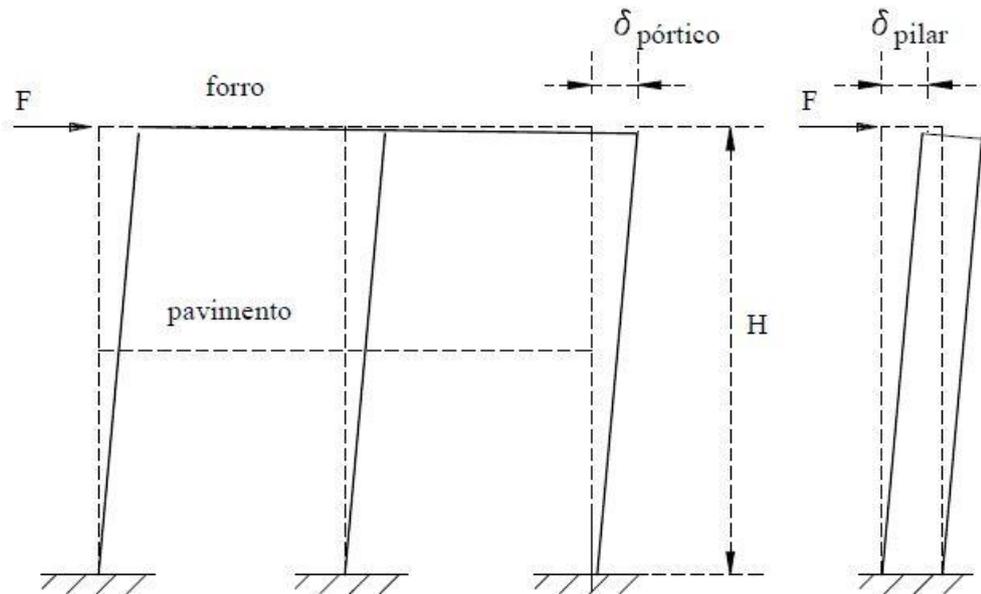
3.2.4.1 Inércia Equivalente de um pilar

Para a realização do cálculo do parâmetro de instabilidade α , de uma estrutura, é necessário dispor do somatório dos valores de rigidez, $E_{cs} \cdot I_c$, de todos os pilares na direção considerada, o que tornaria o trabalho extenso e possibilitaria o aparecimento de erros acumulados em função do número de pilares analisados. Sendo assim, admitiu-se a utilização do valor da expressão $E_{cs} \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante para o cálculo de α , como sugerido pela NBR 6118 (2014).

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p. 185) e demonstrado na figura abaixo, usualmente o conjunto de pilares e vigas que constituem uma estrutura comportam-se como pórticos. Desta forma, é mais viável definir e analisar um pilar com rigidez equivalente ao

pórtico analisado, ou seja, um pilar que tenha a mesma rigidez do pórtico. Isto é feito admitindo-se que o deslocamento produzido no topo de um pórtico, $\delta_{\text{pórtico}}$, por uma determinada força aplicada é o mesmo deslocamento produzido no topo de um pilar, δ_{pilar} , com rigidez equivalente.

Figura 3.8 - Pórtico plano e pilar retangular com rigidez equivalente.



Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009)

Uma vez obtido o deslocamento horizontal no topo do pórtico, $\delta_{\text{pórtico}}$, o deslocamento horizontal do topo do pilar de mesma altura, engastado na base e livre na outra extremidade, será determinado através da seguinte equação:

$$\delta_{\text{pilar}} = \frac{F H^3}{3 (E I)_{\text{pilar}}} \quad (3.8)$$

Igualando-se os dois deslocamentos $\delta_{\text{pilar}} = \delta_{\text{pórtico}}$, que estão sujeitos à mesma magnitude da força horizontal F, obtém-se a equação que determina a rigidez do pilar equivalente:

$$(E I)_{\text{pilar}} = \frac{F H^3}{3 \delta_{\text{pórtico}}} \quad (3.9)$$

Onde:

F: força horizontal.

H: altura da edificação ou pórtico.

(E * I): rigidez equivalente do pilar.

$\delta_{\text{pórtico}}$: deslocamento do pórtico.

3.2.5 Coeficiente γ_z

Segundo a NBR 6118 (2014), a avaliação da importância dos esforços globais de segunda ordem feita pelo coeficiente γ_z , que é intitulado pela norma como coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem, é válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Utilizando-se dos valores de rigidez fornecidos no item 15.7.3, o coeficiente γ_z pode ser determinado através de análises lineares de primeira ordem para cada caso de carregamento.

Através deste coeficiente é possível estimar os esforços de segunda ordem atuando na estrutura de uma forma mais simplificada, unicamente majorando-se os esforços de primeira ordem obtém-se γ_z (MONCAYO, 2011).

Conforme a NBR 6118 (2014) o valor de γ_z é dado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{total,d}}}{M_{1,\text{total,d}}}} \quad (3.10)$$

Onde:

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

Ainda de acordo com a NBR 6118 (2014), a estrutura somente será considerada de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

Em relação aos limites do coeficiente γ_z , foi observado que:

[...] o limite do coeficiente γ_z é 1,30, e como já se pode perceber, valores acima disso revelam que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado, ou seja, é uma estrutura instável e impraticável. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável (MONCAYO, 2011, p. 33).

O cálculo do momento de tombamento, $M_{1,tot,d}$, e o momento de segunda ordem, devem ser calculado por meio dos esforços no estado limite último (ELU) (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f P_{gi} + \gamma_f P_{q1i} + \psi_0 \gamma_f P_{q2i}) \delta_{hi} \quad (3.11)$$

Onde:

- i é o número do andar considerado;
- n é o número total de andares do edifício;
- P_{gi} é a resultante vertical da carga permanente no andar i ;
- γ_f é o coeficiente de majoração das cargas no ELU;
- ψ_0 é o fator de redução de combinação para ELU para ações variáveis secundárias (a favor da segurança, pode ser tomado igual à unidade);
- P_{q1i} é a resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar i ;
- P_{q2i} é a resultante vertical da ação acidental considerada secundária no andar i ;
- δ_{hi} é o deslocamento horizontal na direção considerada do andar.

4 METODOLOGIA

4.1 Considerações Gerais

Este trabalho apresenta uma continuidade do estudo realizado por Silva, F. (2015), que é constituído, inicialmente, da análise da influência das ações laterais do vento sobre um edifício em concreto armado, com cinco pavimentos, e em um segundo momento por um edifício em concreto armado composto por 15 pavimentos, com as mesmas características, onde são realizadas análises comparativas do consumo de aço, concreto e fôrmas em duas regiões do país, com diferentes velocidades básicas do vento. Os edifícios analisados no trabalho realizado por Silva, F. (2015), não apresentam sistemas de contraventamento

compostos por pilares-parede, o que o atual trabalho oferece como um diferencial na análise comparativa de consumo dos materiais, uma vez que a presença destes elementos estruturais contribui no aumento de rigidez das estruturas.

No desenvolvimento do presente trabalho, as análises comparativas de consumo serão realizadas por meio da observação dos dados dos lançamentos estruturais, obtidos através do *software* CYPECAD. Os lançamentos estruturais serão divididos em grupos com diferentes quantidades de pavimentos. Estes grupos serão compostos por três lançamentos dos mesmos edifícios, mas que apresentam uma variação no sistema de contraventamento da estrutura devido à presença de pilares-parede. Além disto, será realizada a comparação de dois lançamentos estruturais em duas regiões do Brasil, com consideráveis variações de atuação da ação do vento sobre estas estruturas. A partir dos lançamentos realizados, serão obtidos os quantitativos de materiais necessários e a comparação entre parâmetros de estabilidade global para os estudos de casos mais significativos.

4.2 Edifício modelo

Para a realização do estudo comparativo será utilizado o projeto de um edifício do tipo Hotel, disponibilizado pela empresa COMELLO ENGENHARIA LTDA, que está localizado na Rua Prof. José Leão, Lote 1ª, Quadra S, no Loteamento João Gonçalves, Bairro Maurício de Nassau, na cidade de Caruaru, estado de Pernambuco.

O projeto original do edifício apresenta um pavimento semienterrado, um pavimento térreo, pavimentos tipo, um pavimento de cobertura, além do reservatório de água superior e a casa de máquinas. Porém, para o desenvolvimento das análises realizadas neste trabalho, foi considerado apenas o pavimento tipo, sem a existência do pavimento semienterrado.

4.3 Características do solo e das fundações

Em conformidade com trabalhos anteriores e para fins de comparação, a tensão admissível do solo local será igual a 0,6 MPa para os sistemas analisados. Os elementos de fundação adotados neste trabalho serão sapatas de fundação direta, do tipo piramidal, as quais são indicadas em situações onde o solo apresenta resistência satisfatória em baixa profundidade. O quantitativo dos materiais que compõe as sapatas não serão contabilizados no desenvolvimento deste trabalho, desta forma será possível visualizar mais facilmente a variação do consumo de materiais dos demais elementos estruturais, tais como pilares e vigas.

4.4 Parâmetros NBR 6123 / 1988

Os valores dos parâmetros, necessários para a determinação das forças devidas ao vento em edificações, foram determinados conforme as informações e solicitações apresentadas no referencial teórico e atribuídos na ferramenta de cálculo utilizada.

Os valores dos fatores topográficos atribuídos ao CYPECAD foram de 1,0 para ambas as direções x e y, em razão do terreno ser plano ou fracamente acidentado onde a edificação está localizada. Os valores dos coeficientes de cargas utilizados foram padrão.

Quanto à rugosidade do terreno, classifica-se como categoria IV, ou seja, coberto por obstáculos numerosos em zona urbanizada. Existe variação das classes das estruturas para os diferentes grupos de lançamentos que serão apresentados posteriormente, dividido às dimensões verticais das edificações.

Conforme a NBR 6123 (1988) o fator estatístico, S_3 , apresenta um valor tabelado e igual a 1,00 para edificações do tipo hotéis e residências.

4.5 Ferramentas de cálculo e análise estrutural

Para a realização do presente trabalho foi utilizado como ferramenta para o cálculo estrutural o *software* CYPECAD (versão 2016.o), desenvolvido pela empresa espanhola CYPE INGENIEROS S.A.. O programa realiza o dimensionamento estrutural de acordo com as normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na data da produção deste trabalho, e que estão representadas abaixo:

Projeto de estrutura de concreto – NBR 6118 (2014)

Fundações – NBR 6122 (2010)

Carregamentos – NBR 6120 (1980)

Vento – NBR 6123 (1988)

Barras de aço para armaduras – NBR 7480 (2007)

Ações e Combinações – NBR 8681 (2003)

Através da utilização do CYPECAD é possível obter diretamente o valor do coeficiente γ_z , apresentado pela NBR 6118 (2014) como o coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem para a obtenção dos finais de 2ª ordem, pois o mesmo é calculado e fornecido pelo programa. No entanto, o parâmetro de instabilidade α deverá ser calculado manualmente conforme as informações apresentadas anteriormente e com o auxílio de alguns resultados fornecidos pelo programa CYPECAD. Além dos valores dos coeficientes

citados acima, serão também extraídos os quantitativos de consumo do volume de concreto, taxa de armadura e de fôrmas, utilizados em cada tipo de lançamento estrutural.

4.6 Parâmetros de comparação adotados

4.6.1 Índice de consumo de concreto (i_c)

É a razão entre o consumo total de concreto, extraído do projeto estrutural, e a área real global da edificação, obtida conforme a NBR 12721 (2007) e descrita abaixo:

[...] área real global da edificação: Soma das áreas cobertas e descobertas reais, situadas nos diversos pavimentos da edificação, calculadas a partir do projeto arquitetônico aprovado [...] (NBR 12721, 2007, p.).

$$i_c = \frac{V_c(\text{m}^3)}{A(\text{m}^2)} \quad (4.1)$$

Onde:

- V_c é o volume total de concreto;
- A é a área real global da edificação.

4.6.2 Índice de consumo de aço (i_a)

É a razão entre o consumo de aço utilizado na estrutura e a área total do edifício.

$$i_a = \frac{P(\text{kg})}{A(\text{m}^2)} \quad (4.2)$$

Onde:

- P é o consumo de aço;
- A é a área real global da edificação.

4.6.3 Índice de utilização de fôrmas (i_f)

É a razão entre a área de fôrmas constantes no projeto da estrutura e a área total do edifício.

$$i_f = \frac{A_f(\text{m}^2)}{A(\text{m}^2)} \quad (4.3)$$

Onde:

- A_f é a área de fôrmas;
- A é a área real global da edificação.

4.7 Software CYPECAD

Como apresentado anteriormente, o CYPECAD será a ferramenta de cálculo estrutural utilizada nas análises realizadas das estruturas, as edificações analisadas apresentarão diferentes quantidades de pavimentos e utilização de elementos estruturais que servirão no contravento das mesmas, no entanto, apresentarão como direcionamento o mesmo modelo arquitetônico. Os dimensionamentos e detalhamentos fornecidos pelo programa são realizados através das normas vigentes da ABNT citadas anteriormente.

4.7.1 Criação e inserção dos dados gerais da obra

Na janela inicial do programa é necessário nomear e escolher o destino onde serão salvos os arquivos com as análises realizadas. Logo após, o programa oferece a possibilidade de inserção da planta baixa onde é possível realizar a introdução automática das vigas e pilares se o arquivo DXF/DWG estiver com *layers* diferenciados para tais elementos estruturais.

Após a criação do arquivo, é apresentada a janela de introdução dos dados gerais da obra, como apresentado na Figura 4.1.

Os dados apresentados na figura abaixo, tais como, normas selecionadas, resistência do concreto para os diversos elementos da estrutura, aplicação das ações do vento, coeficientes de flambagem dos pilares e classe de agressividade ambiental foram utilizados para o cálculo de todas as análises realizadas neste trabalho. É importante observar que a opção de ações do vento está selecionada, fazendo com que no cálculo estrutural sejam consideradas as ações horizontais geradas pelo vento e que é o objetivo deste trabalho observar sua influência sobre o consumo de materiais da estrutura.

Figura 4.1 - Dados gerais

Dados gerais

Chave: **Lançamento 1.1**

Descrição: 5 Pavimentos sem Pilar-parede

Normas: ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9

Concreto armado

Concreto

Pisos: C20, em geral

Fundação: C20, em geral

Tubulões: C20, em geral

Pilares: C20, em geral

Cortinas: C20, em geral

Características do agregado: Granito (15 mm)

Aço

Barra: CA-50 e CA-60

Parafusos: ISO 898.C4.6

Perfis

Aço

Laminados e soldados: A-36 250Mpa

Dobrados: CF-26

Madeira

Serrada - Coníferas - C20

Alumínio extrudado

EN AW-5083 - F

Ações

Com ação do vento: NBR 6123 (Brasil)

Com ação sísmica

Verificar resistência ao fogo

Estados limites (combinações)

Ações adicionais (cargas especiais)

Coeficientes de flambagem

Pilares de betão e mistos

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Pilares em aço

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Ambiente

Vigas: CAA I (Abertura máxima de fissura: 0.40 mm)

Blocos de coroamento: CAA I

Aceitar

Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

4.7.2 Introdução dos pisos e grupos

Os pisos são constituídos pelos elementos horizontais de cada nível da edificação e são introduzidos no CYPECAD clicando-se no menu ‘Introdução>Pisos/Grupos’ e desta forma o usuário poderá incluir a quantidade de pisos da edificação equivalente ao número de pavimentos do projeto conforme representado na Figura 4.2 . A altura do pé direito de cada pavimento é adicionada conforme as informações do projeto arquitetônico, bem como as cargas permanentes e acidentais.

Figura 4.2 - Inserção dos pisos

Número de pisos neste grupo

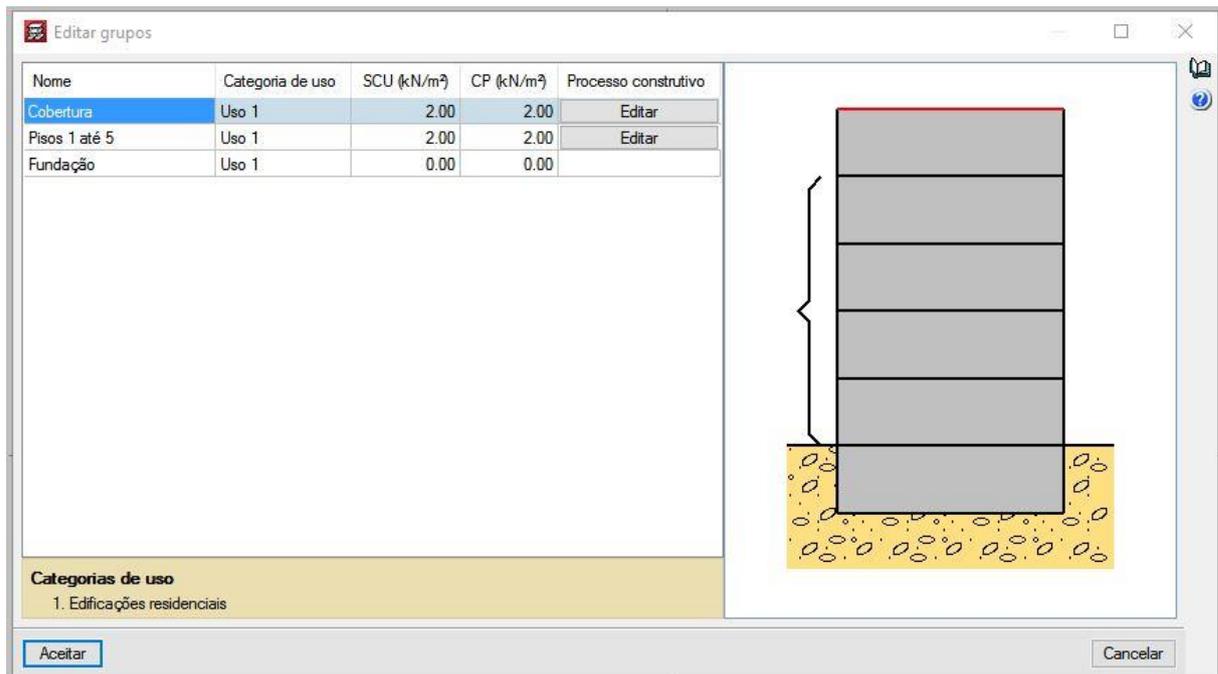
Piso	Nome	Altura	Categoria de uso	SCU (kN/m ²)	CP (kN/m ²)
6	Cobertura	3.00	Uso 1	2.00	2.00
5	Piso 5	3.00	Uso 1	2.00	2.00
4	Piso 4	3.00	Uso 1	2.00	2.00
3	Piso 3	3.00	Uso 1	2.00	2.00
2	Piso 2	3.00	Uso 1	2.00	2.00
1	Térreo	3.00	Uso 1	2.00	2.00

Categorias de uso
1. Edificações residenciais

Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

A opção de grupos constitui-se da possibilidade de agrupar os pisos em uma determinada quantidade, para que as configurações aplicadas a cada grupo sejam aplicadas a todos os pisos que o constitui. O CYPECAD limita uma quantidade máxima de pisos que compõe um determinado grupo de pavimentos com as mesmas características estruturais. Na presente versão (2016.o), a quantidade máxima é de 5 pisos por grupo. Na Figura 4.3 é apresentada a configuração de uma edificação, onde os pisos 1 até 5 estão associados formando um único grupo da estrutura, com mesmas configurações, e identificados pela presença do símbolo “{”.

Figura 4.3 - Edição dos grupos da obra

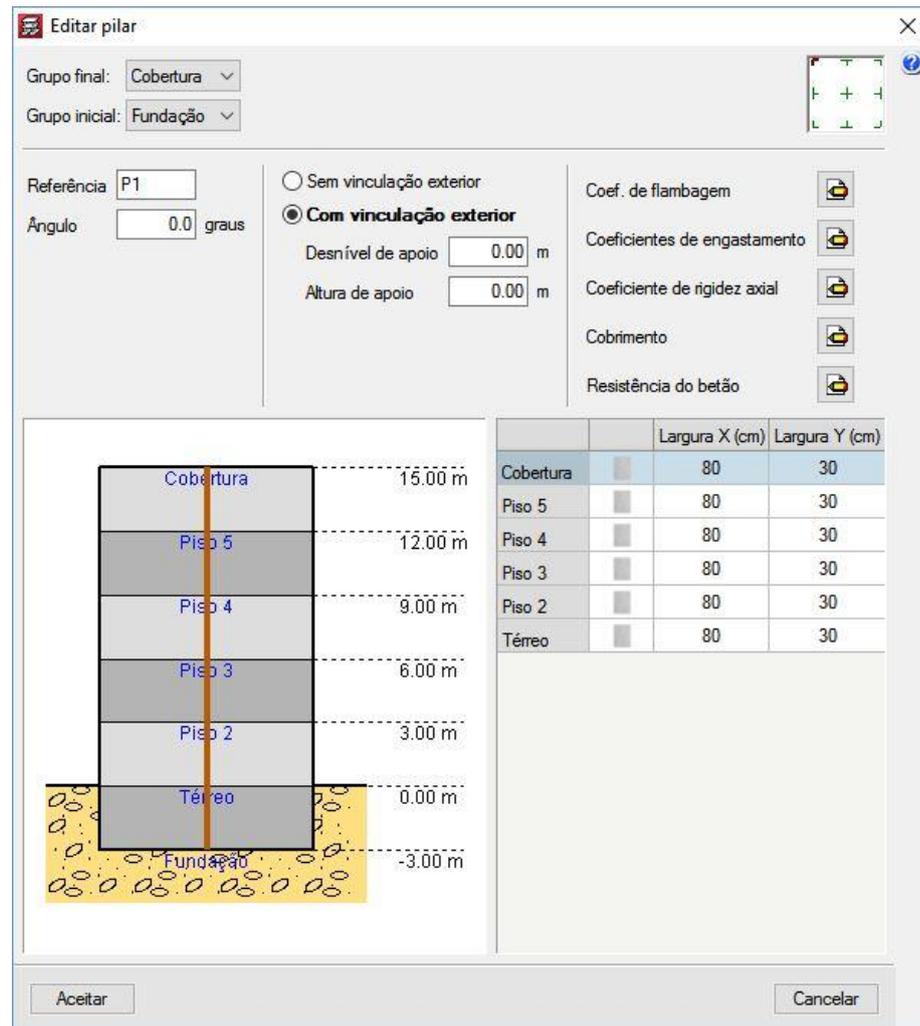


Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

4.7.3 Introdução dos pilares

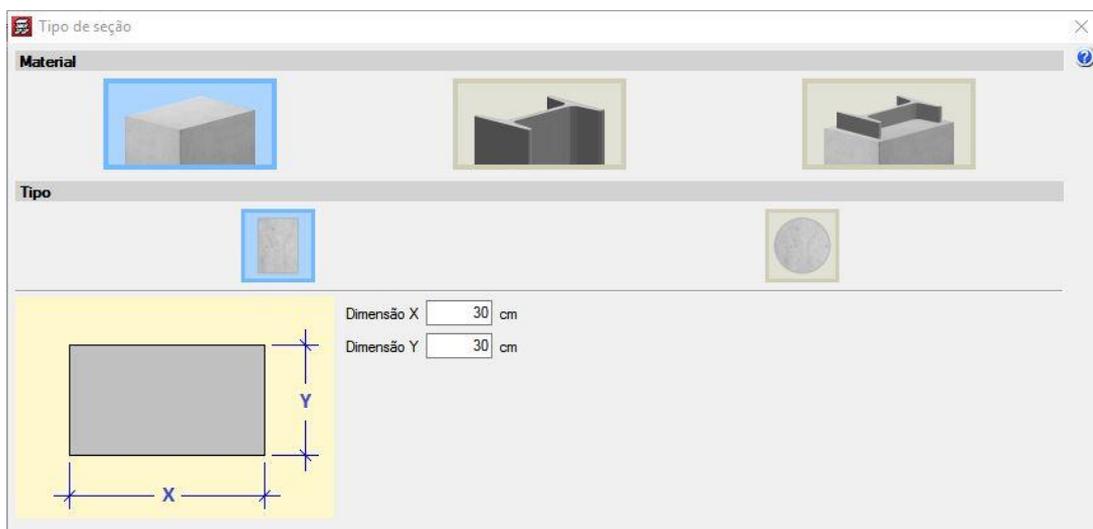
A introdução dos pilares no CYPECAD é realizada através do menu 'Introdução>Pilares, pilares-paredes, e elem. de fundação'. Esta ferramenta possibilita a definição das características necessárias para os pilares dos mais diversos tipos de estruturas. Na Figura 4.4 e Figura 4.5 é possível identificar as opções de grupo inicial e final que permite introduzir pilares a partir de determinados pavimentos e não necessariamente surgindo na fundação, além de opções como dimensões, formato, vinculações, alguns tipos de coeficientes, espessura do cobrimento e resistência do concreto, permitindo que alguns pilares específicos apresentem características diferentes do resto da edificação. É importante salientar que esta ferramenta também possibilita a mudança do tipo de material da seção do pilar, podendo selecionar a opção de pilares de seção mista ou de seção metálica conforme a Figura 4.5.

Figura 4.4 - Introdução de pilares



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Figura 4.5 - Tipo de seção dos pilares

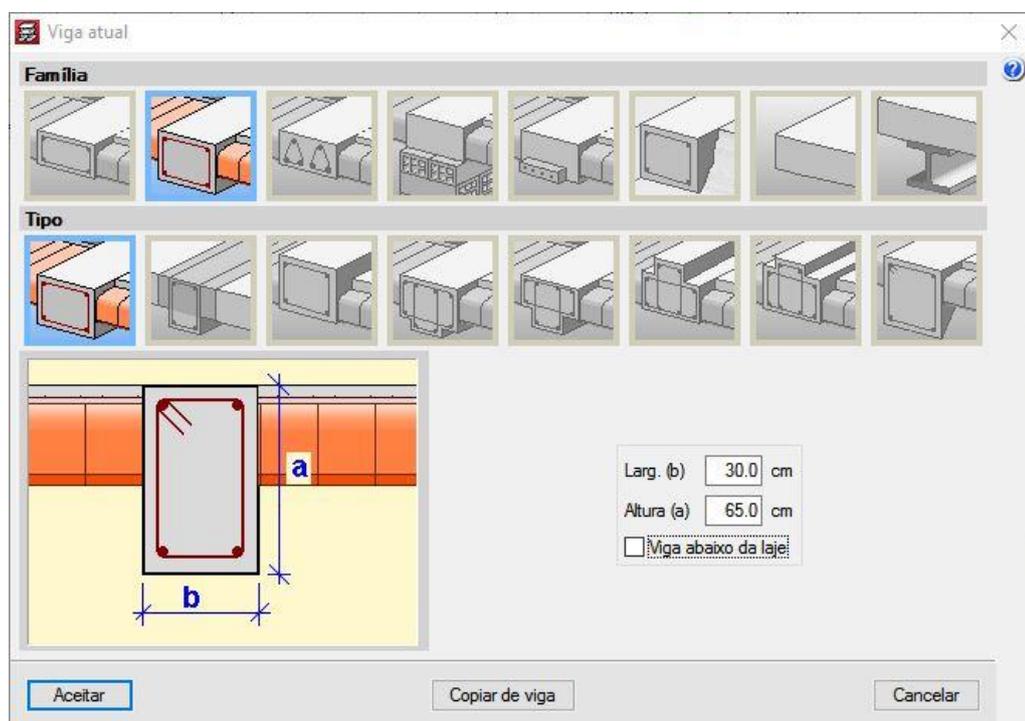


Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

4.7.4 Introdução de vigas e lajes

A introdução manual das vigas e lajes é realizada na guia ‘Entrada de pavimento’ que fica indicada no lado inferior esquerdo da janela de trabalho do programa. Clicando-se no menu ‘Vigas/Paredes>Entrar viga’, aparecerá a janela conforme na Figura 4.6, onde será possível selecionar o tipo de viga desejado em função da família de vigas apresentadas pelo programa. Neste trabalho foi utilizada a família de vigas altas do tipo retangular alta, com variadas seções dependendo do vão em que a viga esta situada.

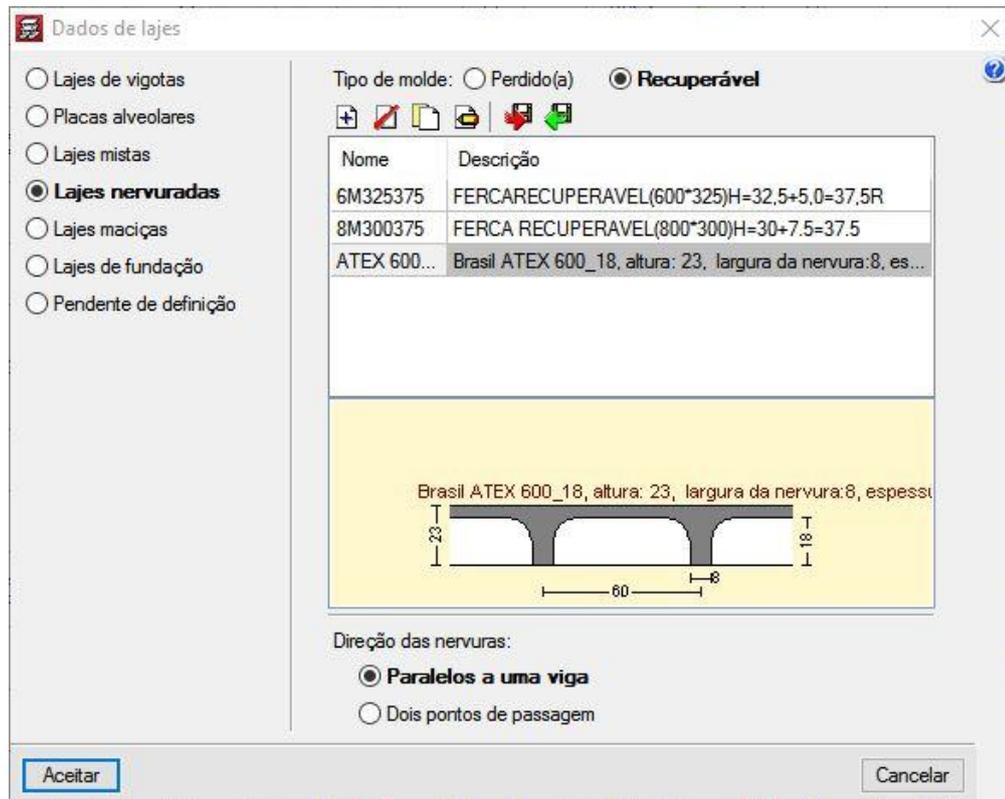
Figura 4.6 - Introdução de vigas



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

A introdução manual das lajes é realizada através da opção no menu ‘Lajes>Dados de lajes’ como apresentado na Figura 4.7. Em toda a obra foi utilizada lajes do tipo nervurada, com espaçamentos entre os eixos das nervuras de 60 cm, nervuras apresentando 8,0 cm de largura e mesas com 5,0 cm de espessura. A moldagem deste tipo de laje é realizada através do uso de formas reaproveitáveis de polipropileno e apresenta como principal vantagem a redução do seu próprio peso devido o espaço vazio entre as nervuras.

Figura 4.7 - Introdução das lajes

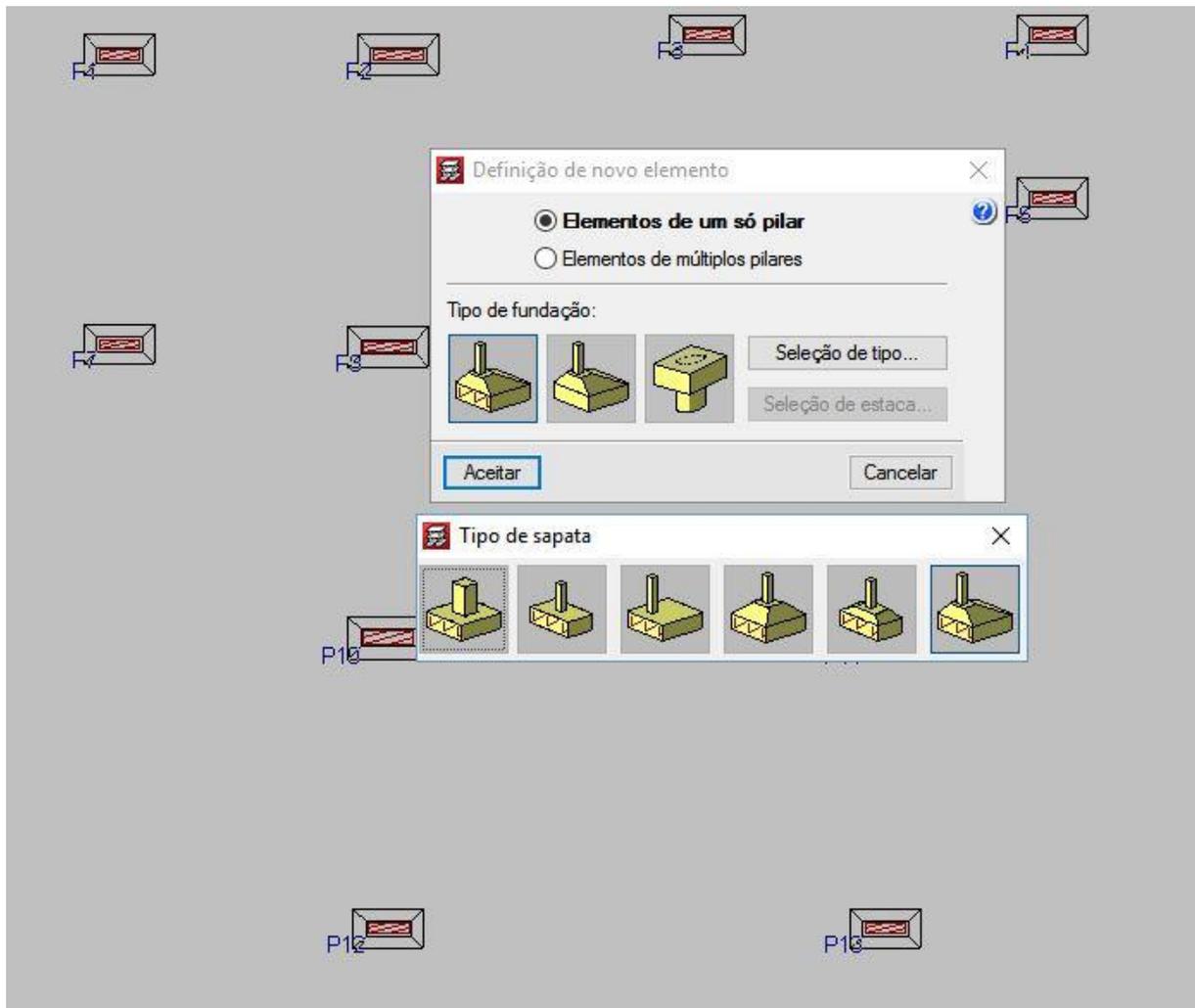


Fonte: Autor (2017), gerado no *software* Cypecad.

4.7.5 Introdução dos elementos de fundação

Os elementos de fundação são introduzidos no menu 'Fundação>Elementos de fundação'. A presente versão do CYPECAD oferece diversos tipos de elementos de fundação, tais quais, sapatas em concreto armado, em concreto simples e blocos de sapata. O tipo de elemento escolhido para as edificações projetadas foi a sapata retangular centrada piramidal em concreto armado, como pode ser observada na Figura 4.8.

Figura 4.8 - Inserção dos elementos de fundação

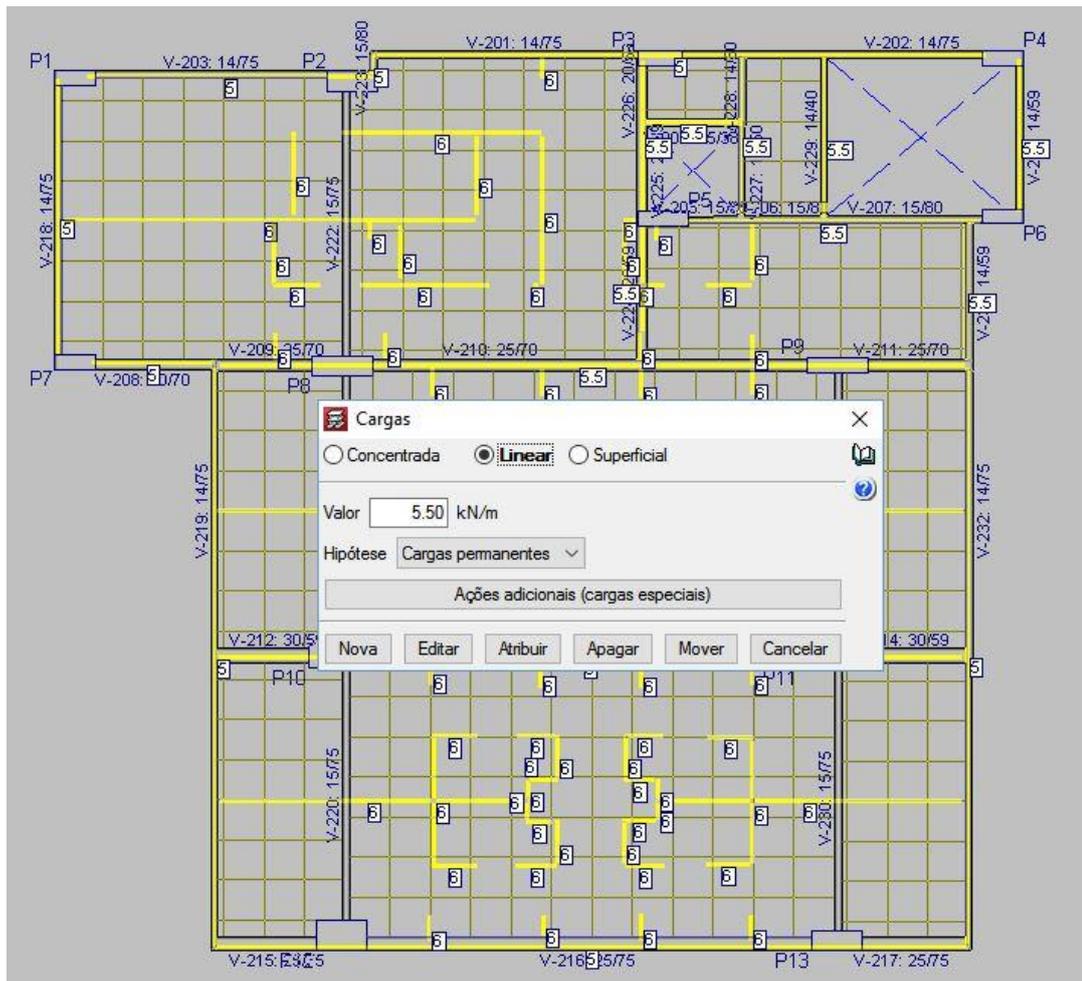


Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

4.7.6 Introdução de cargas lineares e superficiais

Uma vez concluído o lançamento dos elementos estruturais no projeto a ser analisado, é possível fazer a inserção das cargas lineares e superficiais na estrutura. Este procedimento é realizado através do menu de ferramentas na opção ‘Cargas>Cargas’, ‘Cargas>Cargas lineares em vigas’ e ‘Cargas>Cargas superficiais em lajes’. Os valores adicionais de cargas presente no projeto foram especificados através da utilização da NBR 6120 (1980) e podem ser observados na Figura 4.9.

Figura 4.9 - Inserção de cargas



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

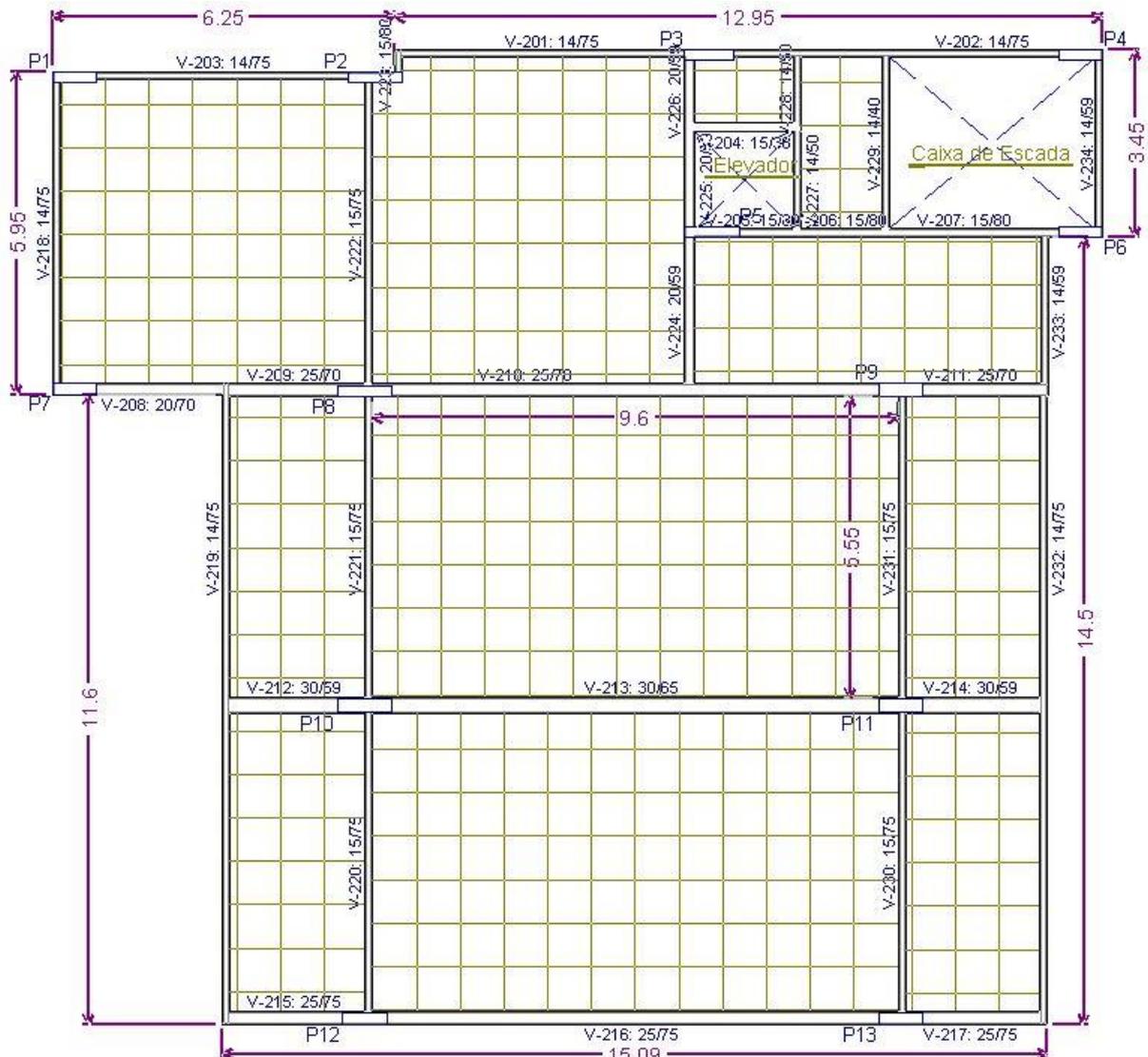
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Edifício Estudado

O presente item deste capítulo tem como objetivo apresentar as principais características dos lançamentos analisados neste trabalho. No entanto, para a obtenção de uma melhor organização das informações, optou-se pela apresentação dos detalhes completos de cada lançamento em um apêndice localizado no final do trabalho. Informações como o dimensionamento dos pilares para cada lançamento, incluindo os pilares-parede, e as respectivas plantas baixa, juntamente com os dados de consumo de materiais para cada edificação estão representas no Apêndice A.

Na Figura 5.1 é possível observar a planta baixa cotada e a identificação dos locais das caixas de elevador e escadas do projeto modelo.

Figura 5.1 - Planta baixa do edifício modelo



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Nas tabelas abaixo são apresentados os diferentes tipos de lançamentos estruturais, realizados neste trabalho, para que seja possível esclarecer os leitores quanto às características apresentadas em cada um dos lançamentos. Inicialmente as análises dos grupos de lançamentos 1, 2 e 3 serão realizadas na região nordeste, especificamente localizadas na cidade de Caruaru, que apresenta uma velocidade básica do vento de aproximadamente 30,0 m/s, segundo informações disponibilizadas pelo *software* CYPECAD.

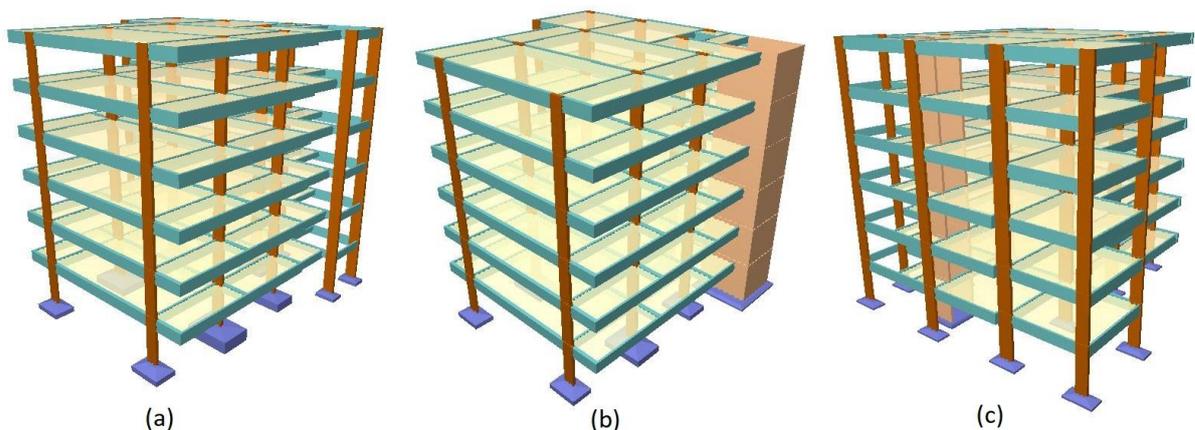
O grupo do Lançamento 1 é dividido em três lançamentos com diferentes sistemas de contraventamento, conforme apresentado na Tabela 5.1 e na Figura 5.2:

Tabela 5.1 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 1

Lançamento 1.1	Cinco pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura. A composição do sistema de contraventamento da edificação foi considerada a partir da associação das vigas e pilares formando pórticos.
Lançamento 1.2	Cinco pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, composto por caixa de escada (pilar-parede), constituindo um núcleo rígido, e pórticos para formar o sistema de contraventamento.
Lançamento 1.3	Cinco pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, composto por caixa de elevador (pilar-parede), constituindo um núcleo rígido, e pórticos para formar o sistema de contraventamento.

Fonte: Autor (2017)

Figura 5.2 – Lançamentos estruturais do grupo 1



(a) Lançamento 1.1; (b) Lançamento 1.2; (c) Lançamento 1.3.

Fonte: Autor (2017), gerado com auxílio do *software* CYPECAD.

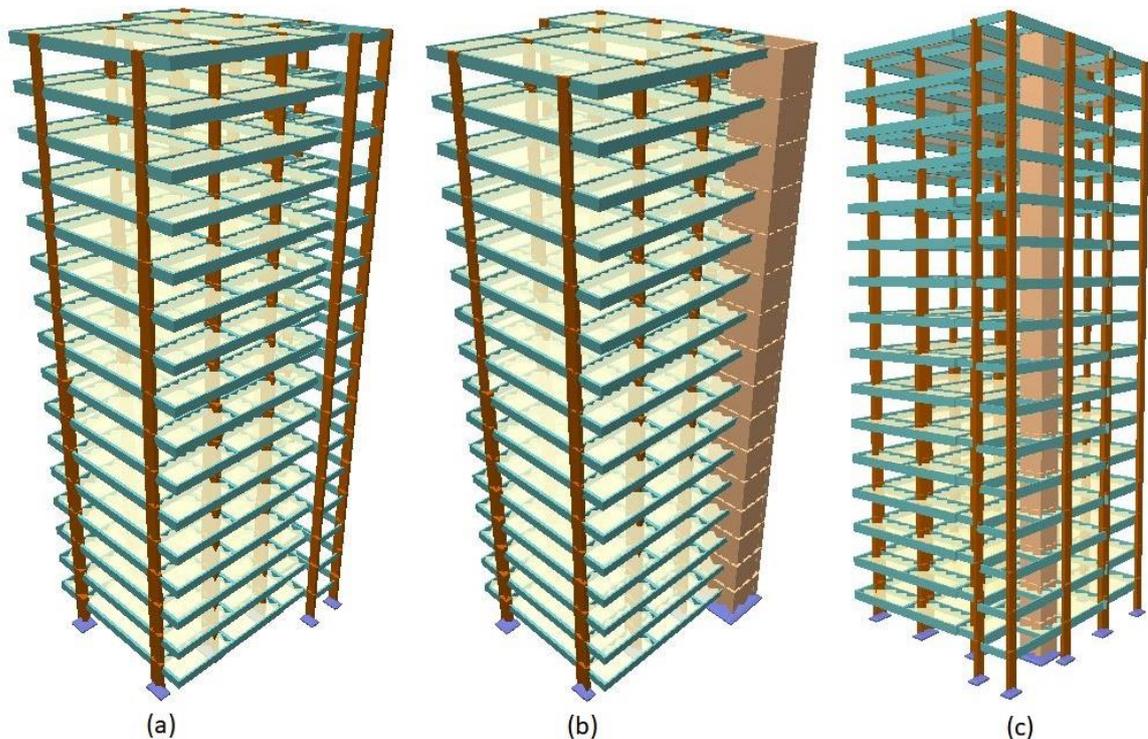
O grupo do Lançamento 2 é dividido em três lançamentos com diferentes sistemas de contraventamento, conforme apresentado na seguinte Tabela 5.2 e na Figura 5.3.

Tabela 5.2 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 2

Lançamento 2.1	Quinze pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura. A composição do sistema de contraventamento da edificação foi considerada a partir da associação das vigas e pilares formando pórticos.
Lançamento 2.2	Quinze pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, composto por pilares e caixa de escada (pilar-parede) como elemento de contraventamento.
Lançamento 2.3	Quinze pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, composto por pilares e caixa de elevador (pilar-parede)

Fonte: Autor (2017)

Figura 5.3 - Lançamentos estruturais do grupo 2

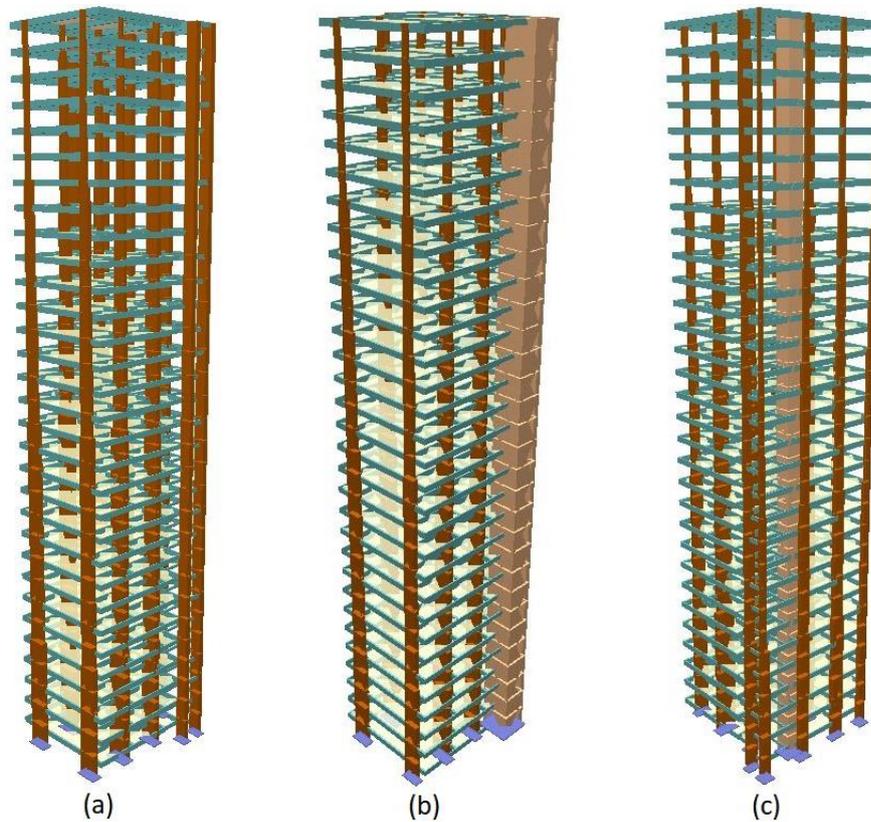


(a) Lançamento 2.1; (b) Lançamento 2.2; (c) Lançamento 2.3.

Fonte: Autor (2017), gerado com auxílio do *software* CYPECAD.

O grupo de Lançamento 3 é dividido em três lançamentos com diferentes sistemas de contraventamento, conforme apresentado na Tabela 5.3 e na Figura 5.4.

Figura 5.4 - Lançamentos estruturais do grupo 3



(a) Lançamento 3.1; (b) Lançamento 3.2; (c) Lançamento 3.3.

Fonte: Autor (2017), gerado com auxílio do *software* CYPECAD.

Tabela 5.3 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 3

Lançamento 3.1	Trinta pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura. A composição do sistema de contraventamento da edificação foi considerada a partir da associação das vigas e pilares formando pórticos.
Lançamento 3.2	Trinta pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, composto por pilares e caixa de escada (pilar-parede) como elemento de contraventamento.
Lançamento 3.3	Trinta pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, composto por pilares e

caixa de elevador (pilar-parede) como elemento de contraventamento.

Fonte: Autor (2017)

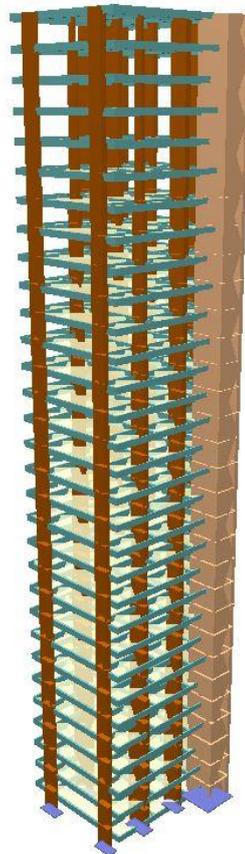
O grupo do Lançamento 4 é apresentado por um único tipo de estruturas conforme na Tabela 5.4 e na Figura 5.5.

Tabela 5.4 - Resumo dos lançamentos estruturais do grupo 4

Lançamento 4.1	Trinta pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, composto por pilares e caixa de elevador (pilar-parede) como elemento de contraventamento e estrutura localizada na região sul do país com velocidade básica do vento igual a 37,0 m/s.
-----------------------	---

Fonte: Autor (2017)

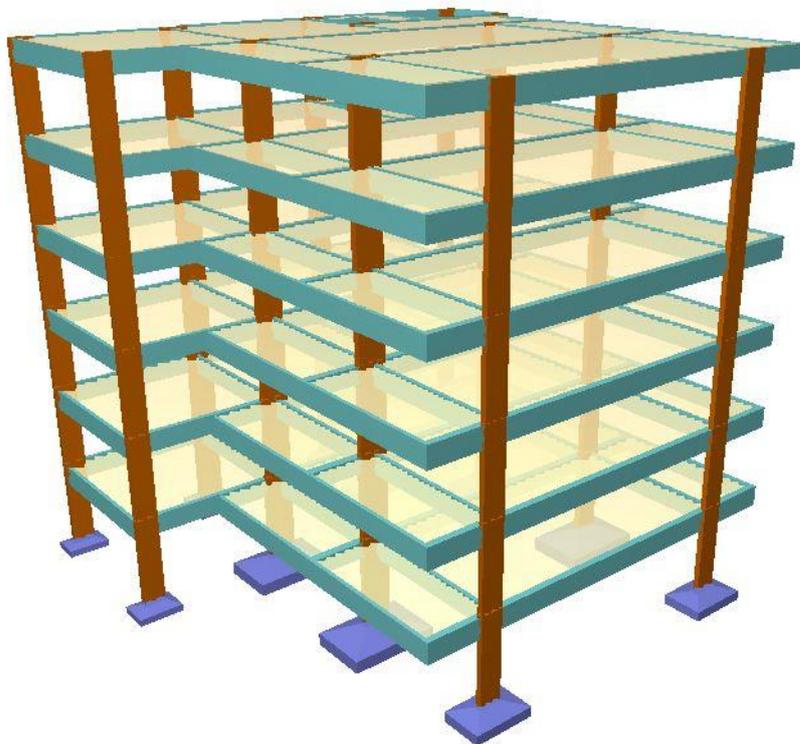
Figura 5.5 - Lançamentos estruturais do grupo 4



Fonte: Autor (2017), gerado com auxílio do *software* CYPECAD.

Inicialmente foi realizada a análise da edificação modelo do trabalho de Silva, F. (2015), que é constituída por cinco pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, com lajes nervuradas para os pavimentos necessários e apresentando pilares associados a vigas como sistemas de contraventamento, a estrutura está representada na Figura 5.6. Foi utilizada a edificação, do trabalho acima citado, por apresentar dois vigamentos adicionais que não constam no projeto original e que garantem uma maior rigidez à estrutura possibilitando que a mesma fosse classificada como uma estrutura de nós fixos, conforme os critérios apresentados na NBR 6118 (2014) em seu item 15.5, o que possibilita a dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª Ordem.

Figura 5.6 - Esquema 3D da edificação estudada, Lançamento1.1

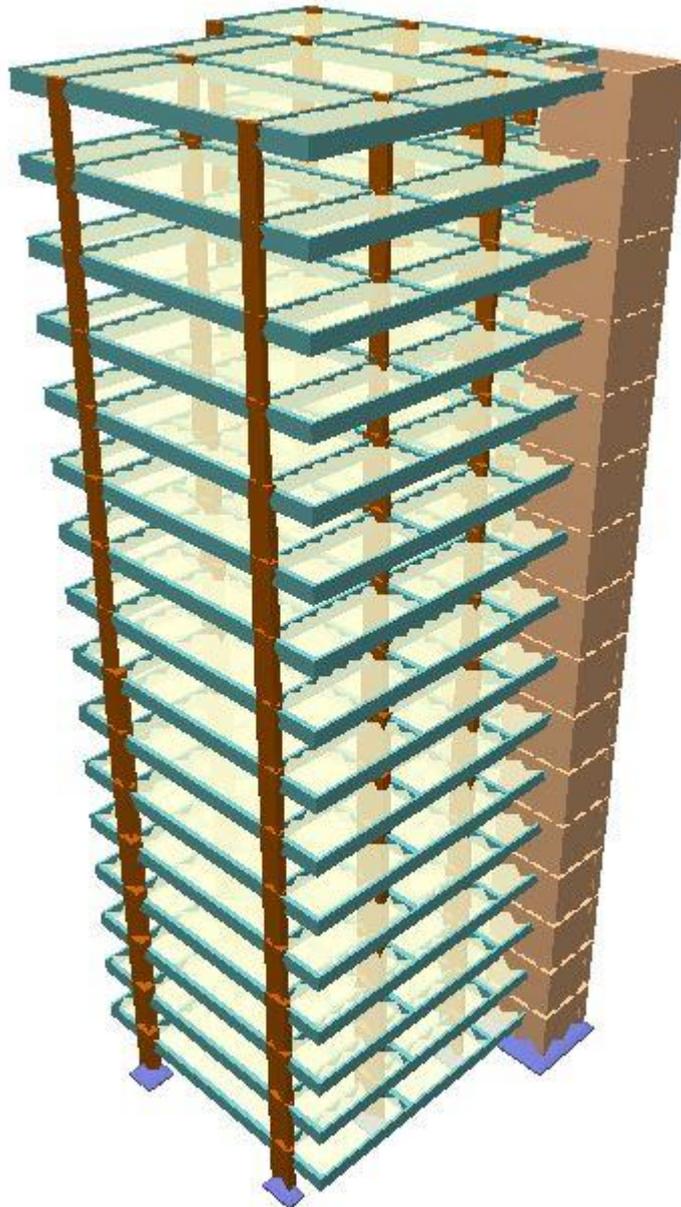


Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Em um segundo momento foi realizado a reprodução e análise da edificação modelo, com 15 pavimentos, do trabalho de Silva, F. (2015), a qual está reproduzida na Figura 8.6 do Apêndice A. A estrutura é constituída por quinze pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, apresentando pórticos como sistema de contraventamento, formado pela associação de pilares e vigas, as informações mais detalhadas da estrutura encontra-se no item 8.1.4. A estrutura foi reproduzida no presente trabalho, e se atribuiu o título de Lançamento 2.1, para que fosse possível comparar o consumo de materiais, para a execução do projeto, com os dois

lançamentos adicionais, Lançamento 2.2, representado na Figura 5.7, e Lançamento 2.3, que possuem adicionalmente caixa de escada e caixa de elevador, respectivamente, como elementos de contraventamento.

Figura 5.7 – Esquema 3D da edificação estudada, Lançamento 2.2

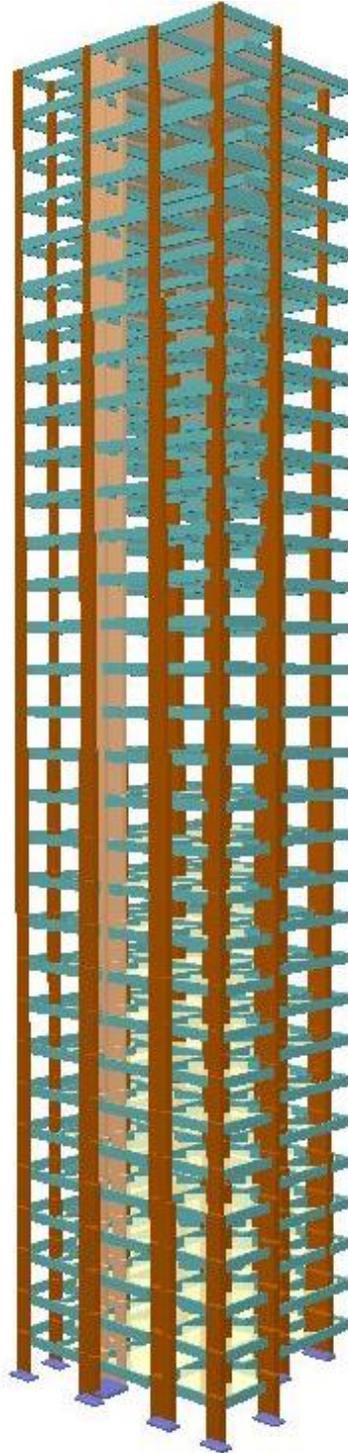


Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Utilizando-se das informações das estruturas analisadas anteriormente, foi então idealizado o grupo de Lançamento 3, formado por três lançamentos diferentes, que se constitui de um edifício com 30 pavimentos tipo (contando com o térreo) e cobertura, como foi apresentando acima na Tabela 5.3. Na Figura 5.8 foi representado o Lançamento 3.3, que

contém a caixa de elevador como sistema de contraventamento e apresenta uma diferente coloração dos demais pilares.

Figura 5.8 - Esquema 3D da edificação estudada, Lançamento 3.3



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

5.2 Análise dos dados

5.2.1 Influência das cargas horizontais de vento no grupo do Lançamento 1

Como visto anteriormente, o grupo de Lançamento 1 é dividido em três lançamentos diferentes, com características citadas no início deste capítulo, tendo por objetivo observar o comportamento das estruturas em relação à atuação das ações horizontais do vento quanto à estabilidade global e o consumo de materiais.

Adotando-se a ação do vento atuando simultaneamente nas duas direções da edificação, Tabela 5.5, é possível se obter através da ferramenta de cálculo CYPECAD e informações adicionais os parâmetros de estabilidade global das estruturas, Tabela 5.6, e os valores do consumo de concreto, aço e fôrmas, apresentados nos gráficos a seguir.

Tabela 5.5 - Cargas horizontais de vento

Pisos	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
Cobertura	12,150	12,999
Piso 5	23,034	24,642
Piso 4	21,497	22,998
Piso 3	19,504	20,866
Piso 2	16,515	17,668
Térreo	0,000	0,000

Fonte: Autor (2017)

O valor do parâmetro de instabilidade α foi calculado para a direção (dir.) mais crítica dos esforços globais de 2ª ordem.

Tabela 5.6 - Parâmetros de estabilidade global

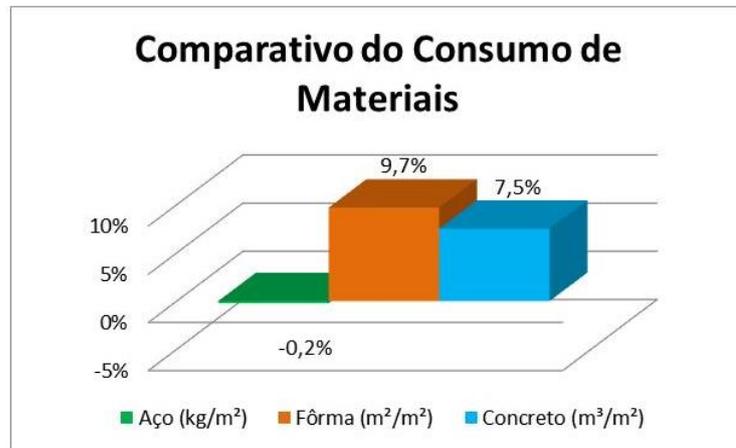
Coeficientes	Lançamento 1.1		Lançamento 1.2		Lançamento 1.3	
	α	Dir. Y	0,460	Dir. Y	0,362	Dir. Y
γ_z	Dir. X	1.037	Dir. X	1.025	Dir. X	1.030
	Dir. Y	1.095	Dir. Y	1.043	Dir. Y	1.033

Fonte: Autor (2017)

Conforme as informações obtidas na análise do grupo do Lançamento 1, e representadas nos gráficos abaixo, observa-se que ocorre uma pequena variação no consumo de barras de aço, chegando a 3,3% no Lançamento 1.3. Quanto ao consumo de concreto, é possível observar um acréscimo de 7,5% e 13,2% nos Lançamentos 1.2 e 1.3,

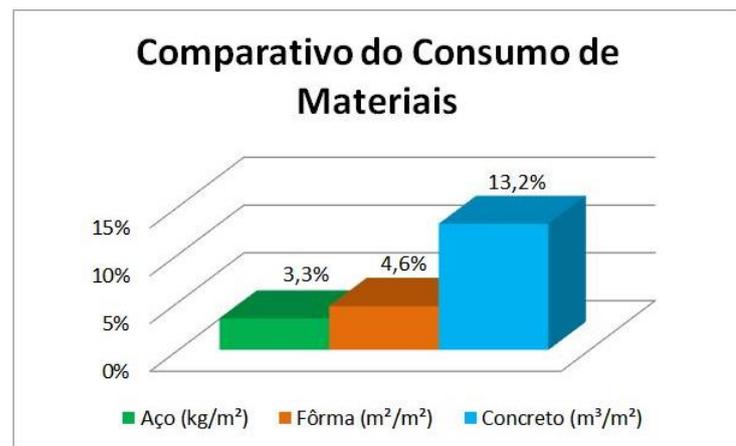
respectivamente, e de 9,7% e 4,6% para o consumo de fôrmas. A variação percentual no consumo dos materiais pode ser observada no Gráfico 5.1 e Gráfico 5.2.

Gráfico 5.1 - Comparativo dos índices de consumo dos Lançamentos 1.1 e 1.2



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.2 - Comparativo dos índices de consumo dos Lançamentos 1.1 e 1.3

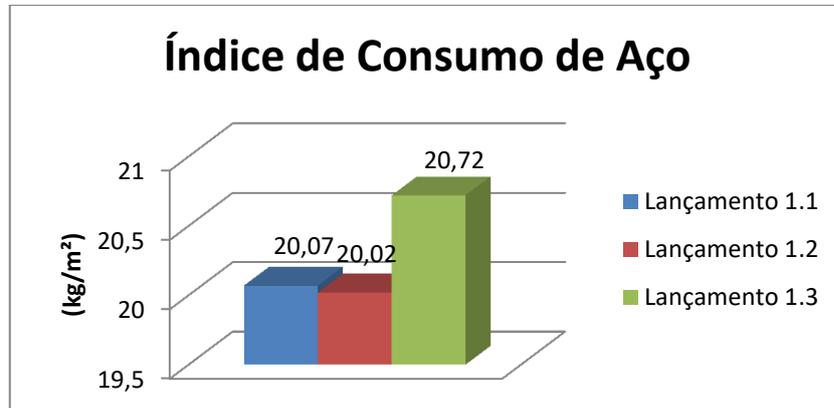


Fonte: Autor (2017)

Os acréscimos de consumo de concreto e fôrmas eram esperados devido à presença dos pilares-paredes com dimensões elevadas, que resultaram em um considerável acréscimo da rigidez das estruturas nos Lançamentos 1.2 e 1.3. O aumento de rigidez é alcançado pela presença dos pilares-parede que constituem as caixas de escada e elevador, e que formam um sistema de contraventamento no edifício, resultando em uma maior estabilização horizontal da edificação. Também é possível observar a possibilidade da redução das seções transversais dos pilares dos Lançamentos 1.2 e 1.3 de uma forma economicamente viável e sem o comprometimento da segurança, uma vez que as dimensões das seções dos pilares do

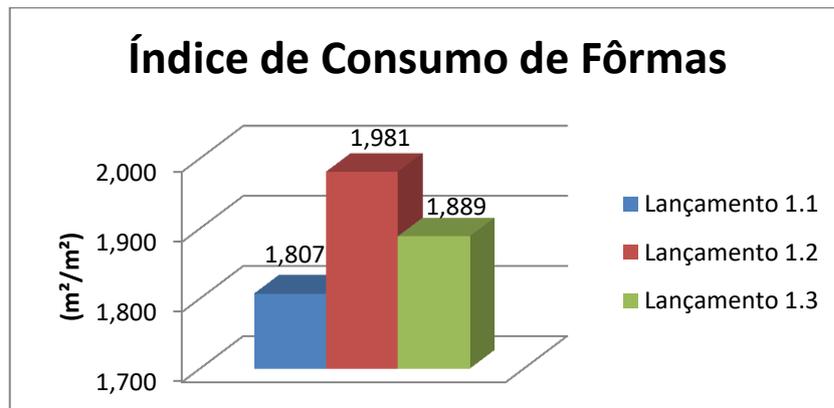
Lançamento 1.1, estão dimensionadas para o aumento de rigidez da estrutura com o intuito de garantir à edificação as condições necessárias para ser classificada como estrutura de nós fixos, dispensando a consideração dos esforços de 2ª ordem.

Gráfico 5.3 - Comparativo entre os índices de consumo de aço



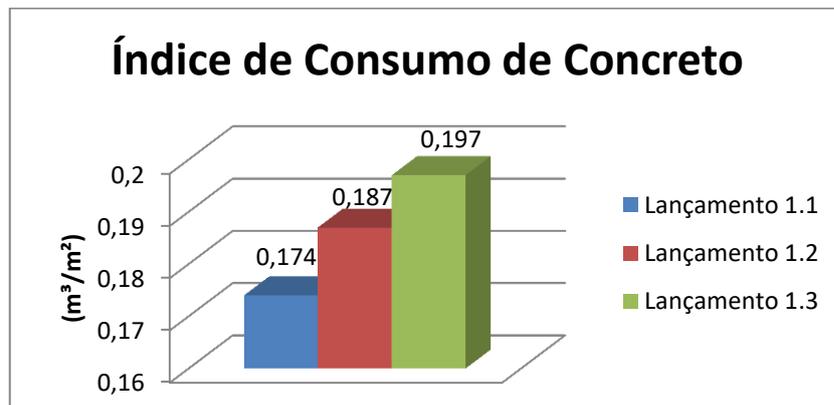
Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.4 - Comparativo entre os índices de consumo de fôrmas



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.5 - Comparativo entre os índices de consumo de concreto



Fonte: Autor (2017)

5.2.2 Influência das cargas horizontais de vento no grupo do Lançamento 2

Adotando-se a mesma diretriz de avaliação apresentada no item anterior, os dados do grupo do Lançamento 2 foram analisados para se obter as informações pertinentes à influência da atuação das cargas horizontais do vento sobre as edificações que compõe o grupo analisado e sua relação com a estabilidade global e consumo de materiais da estrutura.

O grupo do Lançamento 2 é composto por três lançamentos que se diferenciam devido à existência de pilares-parede formando um sistema de contraventamento da edificação, a Figura 8.13 e a Figura 8.15 apresentam a posição destes pilares-parede. Os dados apresentados a seguir, na tabela e gráficos, possibilitarão a análise dos lançamentos.

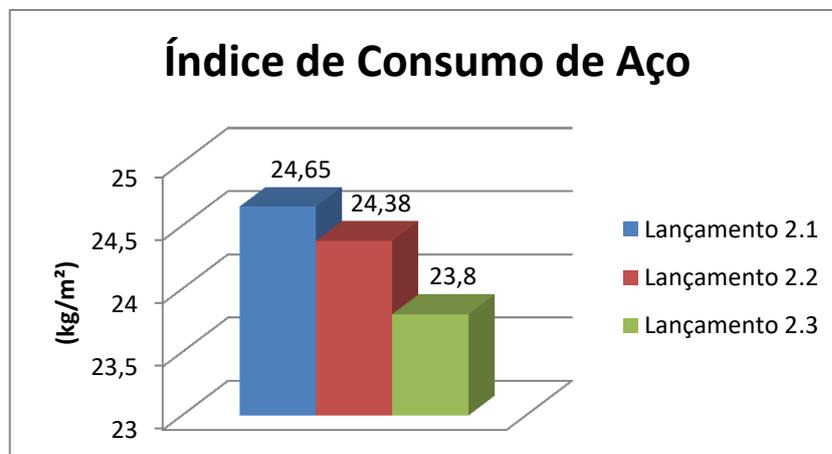
Tabela 5.7 - Parâmetros de estabilidade global

Coeficientes	Lançamento 2.1		Lançamento 2.2		Lançamento 2.3	
α	Dir. Y	0,580	Dir. Y	0,541	Dir. Y	0,547
γ_z	Dir. X	1.065	Dir. X	1.046	Dir. X	1.058
	Dir. Y	1.092	Dir. Y	1.064	Dir. Y	1.065

Fonte: Autor (2017)

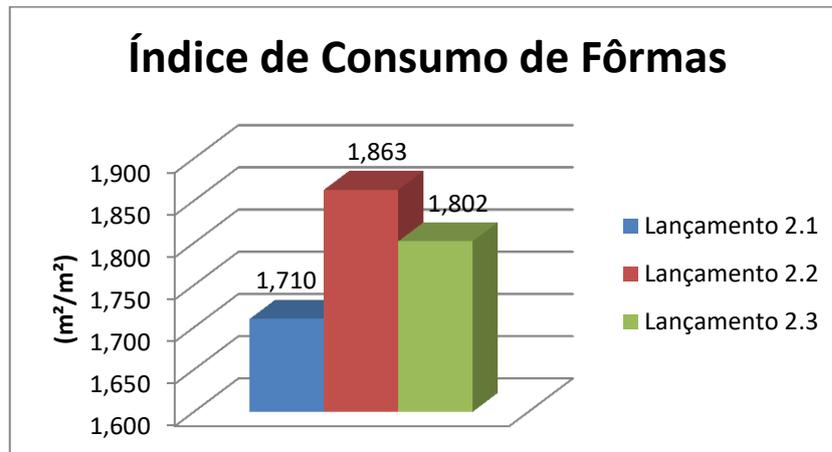
É possível observar, conforme a Tabela 5.7, que os lançamentos analisados são classificados como estruturas de nós fixos, dispensando a consideração da atuação dos efeitos globais de 2ª ordem na estrutura. É possível observar o acréscimo da rigidez da estrutura nos Lançamentos 2.2 e 2.3 devido à presença dos núcleos enrijecedores. O consumo de insumos serão apresentados abaixo para uma melhor análise das estruturas.

Gráfico 5.6 - Comparativo entre os índices de consumo de aço



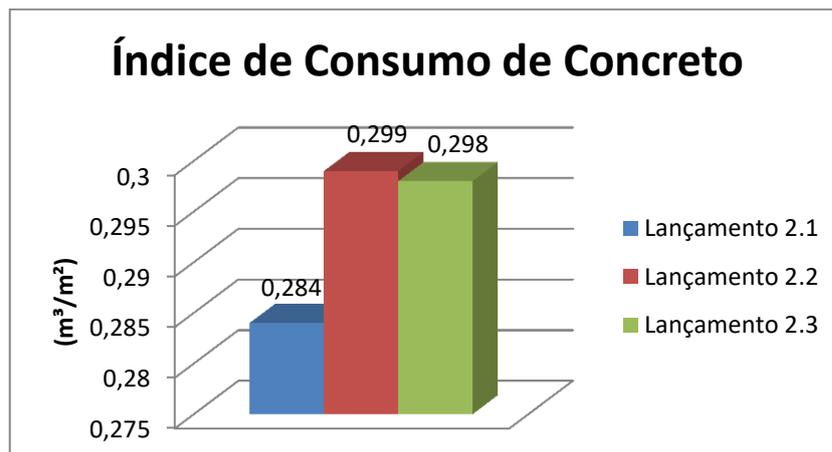
Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.7 - Comparativo entre os índices de consumo de fôrmas



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.8 - Comparativo entre os índices de consumo de concreto



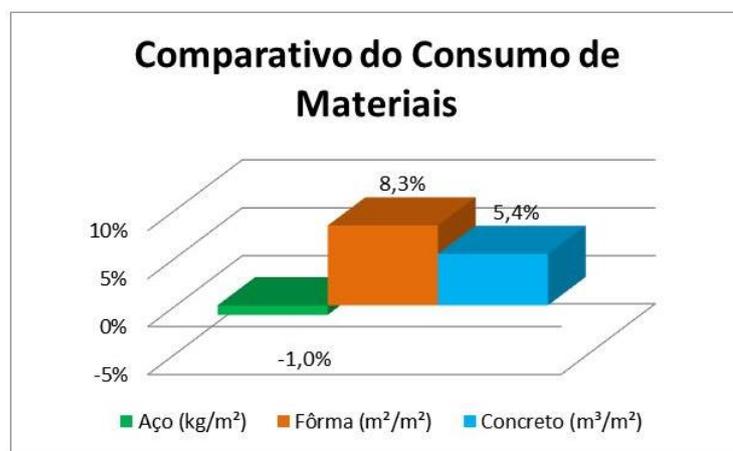
Fonte: Autor (2017)

É possível observar das informações contidas no Gráfico 5.6 uma redução no consumo de aço dos Lançamentos 2.2 e 2.3, esta redução é equivalente a 1% e 3,3% respectivamente, do consumo total de aço em relação ao Lançamento 2.1.

O aumento do consumo de fôrmas apresentado no Gráfico 5.7 já era esperado devido à presença dos pilares-parede dos Lançamentos 2.2 e 2.3. O sistema de contraventamento constituído pelos pilares-parede na região da escada do Lançamento 2.2 resultou no acréscimo de 8,32% de utilização de fôrmas, um pouco maior que o Lançamento 2.3, com 5,33%. No entanto, pode-se observar que este lançamento apresenta uma maior rigidez estrutural que o Lançamento 2.3 por apresentar pilares-parede com maiores dimensões, conforme apresentado na Figura 8.9 e Figura 8.12, no Apêndice A, para uma melhor organização do texto.

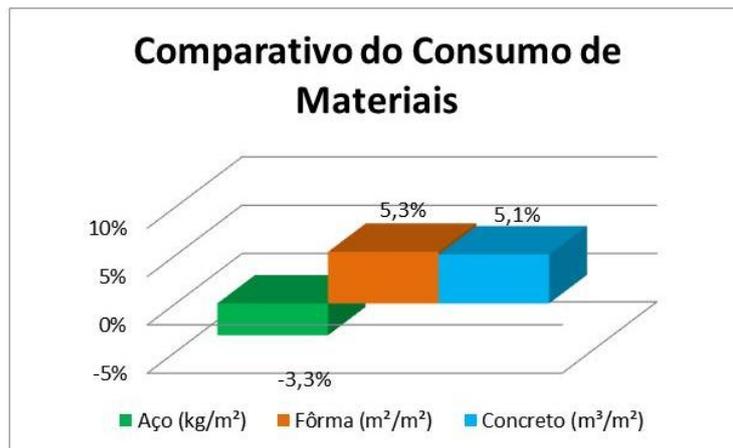
No Gráfico 5.8 é possível observar um acréscimo no consumo total de concreto equivalente a 5,35% e 5,05%, dos Lançamentos 2.2 e 2.3 respectivamente, em relação ao Lançamento 2.1. Este acréscimo no consumo de concreto está relacionado à presença dos pilares-parede nos lançamentos analisados. O Lançamento 2.2 apresenta um maior consumo de concreto que o Lançamento 2.3 devido à maior dimensão dos pilares-parede na região da escada. O Gráfico 5.9 e Gráfico 5.10 apresentam de forma resumida a variação do consumo dos materiais descrito nos parágrafos anteriores.

Gráfico 5.9 - Comparativo dos índices de consumo dos Lançamentos 2.1 e 2.2



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.10 - Comparativo dos índices de consumo dos Lançamentos 2.1 e 2.3



Fonte: Autor (2017)

5.2.3 Influência das cargas horizontais de vento no grupo do Lançamento 3

Com o uso da ferramenta de cálculo CYPECAD, a realização da análise estrutural das edificações que compõem o grupo de Lançamento 3, apresentou resultados que

demonstram analiticamente os efeitos causados pelas cargas horizontais de vento sobre as estruturas esbelta e com alturas elevadas. Os lançamentos compostos por 30 pisos e cobertura, com uma altura total de 90 metros, sofrem uma intensa atuação das cargas horizontais de vento, para uma velocidade básica de 30 m/s na região agreste de Pernambuco, conforme a NBR 6123 (1988), e podem ser observadas na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Cargas horizontais de vento

Pisos	LANÇAMENTO 3	
	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
Cobertura	16,762	17,932
Piso 30	33,218	35,538
Piso 29	32,905	35,203
Piso 28	32,583	34,859
Piso 27	32,253	34,505
Piso 26	31,913	34,142
Piso 25	31,563	33,768
Piso 24	31,203	33,382
Piso 23	30,831	32,983
Piso 22	30,446	32,572
Piso 21	30,047	32,146
Piso 20	29,634	31,703
Piso 19	29,205	31,244
Piso 18	28,757	30,765
Piso 17	28,290	30,266
Piso 16	27,802	29,743
Piso 15	27,289	29,194
Piso 14	26,748	28,616
Piso 13	26,176	28,004
Piso 12	25,568	27,354
Piso 11	24,919	26,659
Piso 10	24,220	25,911
Piso 9	23,462	25,100
Piso 8	22,631	24,211
Piso 7	21,708	23,224
Piso 6	20,666	22,109
Piso 5	19,457	20,816
Piso 4	18,003	19,260
Piso 3	16,136	17,263
Piso 2	13,382	14,317
Térreo	0,000	0,000

Fonte: Autor (2017)

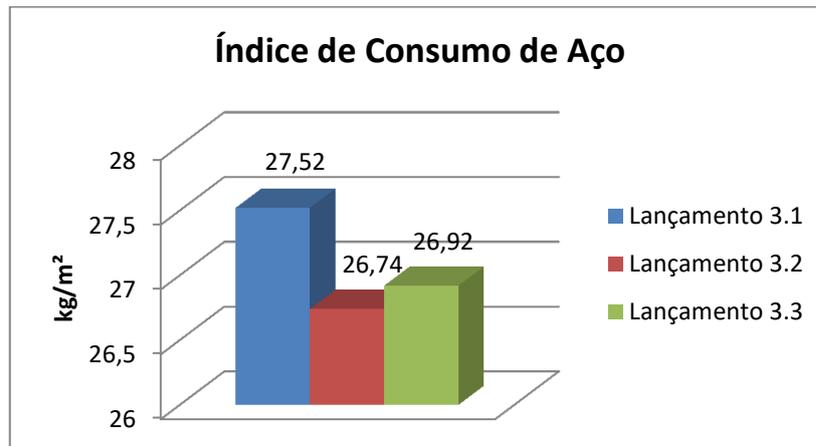
O Lançamento 3.1 possui a composição do sistema de contraventamento da edificação a partir da associação das vigas e pilares formando pórticos. No dimensionamento inicial dos pilares deste lançamento, os critérios de análises utilizados pelo CYPECAD, baseados nas normas técnicas brasileiras citadas anteriormente, foram atendidos com uma única exceção. Com o coeficiente $\gamma_z = 1,116$ na direção Y, a estrutura não atendeu a solicitação da NBR 6118 (2014) no critério de classificação da estrutura como de nós fixos, devido à mesma não apresentar uma rigidez estrutural suficiente, para que houvesse a possibilidade de descartar os efeitos globais de 2ª ordem, de acordo com as condições propostas no item 15.5 da norma técnica citada. Com isso, não foi inicialmente possível realizar a observação dos efeitos da atuação das cargas horizontais de vento sobre a estrutura e a análise comparativa de consumo dos materiais, como é o propósito inicial deste trabalho. Por esta razão foi necessário realizar a alteração das seções dos pilares para que a estrutura atingisse a rigidez mínima desejada e obtivesse o coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem, para a obtenção dos esforços finais de 2ª ordem, $\gamma_z \leq 1,1$. Apesar do Lançamento 3.1 inicial ter apresentado seções de pilares resistentes aos esforços atuantes, o mesmo lançamento não possuía estabilidade global suficiente quando fora submetido à ação do vento, sendo necessário aumentar as seções transversais dos pilares, resultando nas dimensões apresentadas na Tabela 8.12. Os parâmetros de estabilidade global obtidos para o grupo de Lançamento 3 estão apresentados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Parâmetros de estabilidade global

Coefficientes	Lançamento 3.1		Lançamento 3.2		Lançamento 3.3	
α	Dir. Y	0,511	Dir. Y	0,500	Dir. Y	0,514
γ_z	Dir. X	1,081	Dir. X	1,074	Dir. X	1,094
	Dir. Y	1,094	Dir. Y	1,092	Dir. Y	1,099

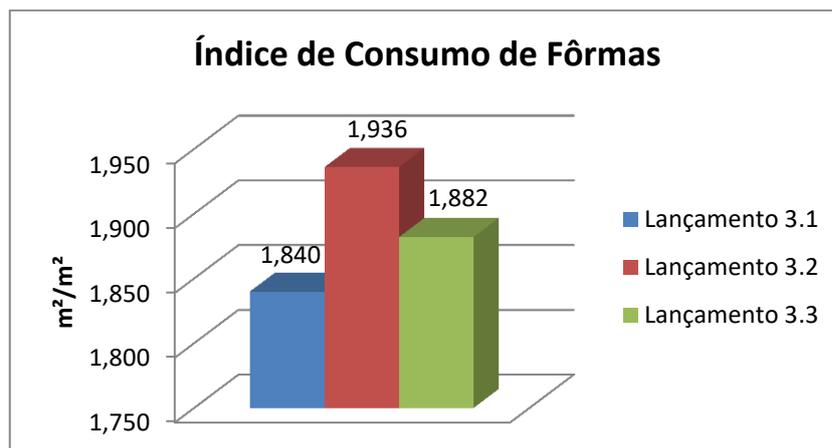
Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.11 - Comparativo entre os índices de consumo de aço



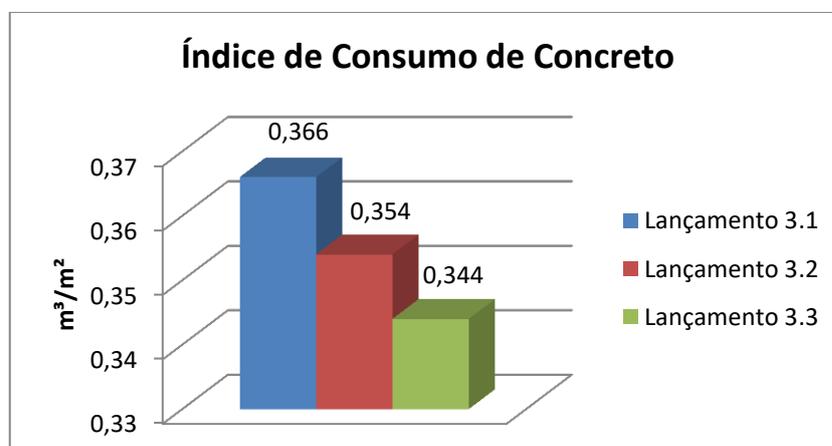
Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.12 - Comparativo entre os índices de consumo de fôrmas



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.13 - Comparativo entre os índices de consumo de concreto



Fonte: Autor (2017)

Os Lançamentos 3.2 e 3.3 mantiveram as suas dimensões iniciais inalteradas, dimensões estas obtidas da ampliação do grupo de Lançamento 2 que contém 15 pavimentos e estão representadas na Tabela 8.14 e Tabela 8.16. No Lançamento 3.3 existe a substituição do conjunto de pilares-parede (P5), que compõem a caixa de escada do Lançamento 3.2, pelos pilares P4 e P6 que possuem as suas dimensões apresentadas na Tabela 5.10.

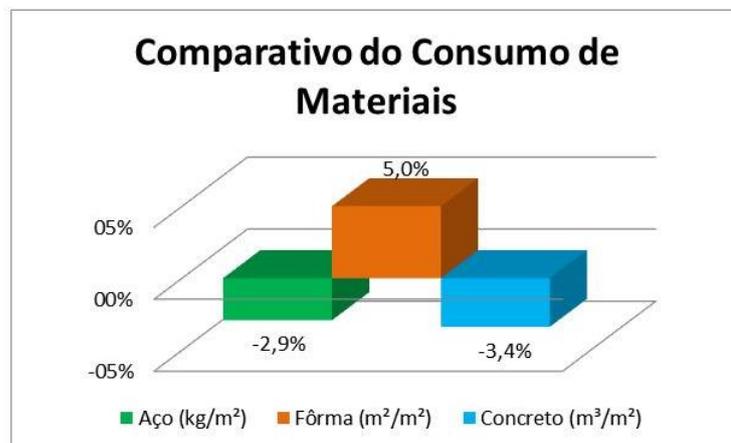
Tabela 5.10 – Dimensões dos pilares P4 e P6 do Lançamento 3.3

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 3.3	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1 a 6	P4	90	60
	P6	90	60
Cobertura	P4	90	60
	P6	90	60

Fonte: Autor (2017)

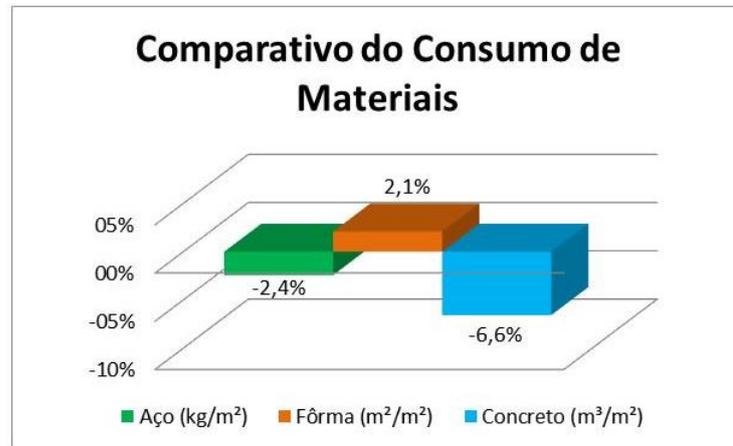
A variação percentual no consumo dos materiais pode ser observada no Gráfico 5.14 e no Gráfico 5.15.

Gráfico 5.14 - Comparativo dos índices de consumo dos Lançamentos 3.1 e 3.2



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.15 - Comparativo dos índices de consumo dos Lançamentos 3.1 e 3.3



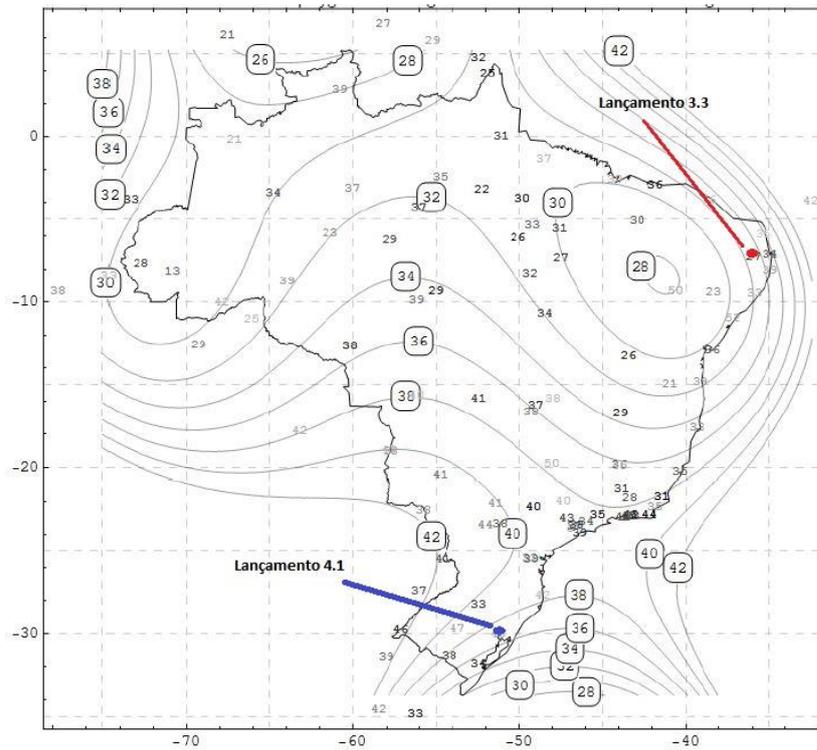
Fonte: Autor (2017)

Devido ao aumento das seções dos pilares no Lançamento 3.1, explicado anteriormente, é possível observar um considerável aumento percentual do consumo de concreto e aço em relação aos Lançamentos 3.2 e 3.3, o acréscimo do consumo de concreto foi de 3,38% e 6,57% respectivamente, enquanto o aumento percentual do consumo de aço foi de 2,92% e 2,42% para os mesmos lançamentos. Quanto ao consumo de fôrmas, observa-se que no Lançamento 3.2, devido à existência dos pilares-parede que compõem a caixa de escada, houve um acréscimo de 5% no consumo, isto equivale a 828,61 m² de fôrmas. Enquanto que o Lançamento 3.3 apresenta um acréscimo de 2,1% no consumo de fôrmas, devido à existência da caixa de elevador.

5.3 Estudo comparativo entre o Lançamento 3.2 e Lançamento 4.1

Conforme citado previamente neste trabalho, quanto mais alta a edificação estudada, maior é importância de ser realizada a análise das ações do vento atuando sobre a mesma. Adotando-se o mesmo modelo de projeto em duas regiões do país que apresentam diferentes velocidades básicas do vento, conforme apresentado no gráfico das isopletras na Figura 5.9, e mantendo-se as mesmas características de projeto citadas anteriormente, foi realizada a análise estrutural de cada uma das edificações do grupo do Lançamento 3 na região Sul do país, especificamente na cidade de Porto Alegre, utilizando-se do programa de cálculo estrutural CYPECAD.

Figura 5.9 - Gráfico das isopletas com localização dos lançamentos



Fonte: Autor (2017), NBR-6123 (1998).

Na Tabela 5.11 são apresentadas as cargas horizontais de vento atuando sobre os pisos de ambos os lançamentos, Lançamento 3.2 e Lançamento 4.1, nas diferentes regiões do país e conseqüentemente com diferentes velocidades básicas de vento, as quais apresentam valores aproximados de 32,0 m/s para o Lançamento 3.2 e de 37,0 m/s no Lançamento 4.1.

Tabela 5.11 - Cargas horizontais de vento

Pisos	LANÇAMENTO 3.2		LANÇAMENTO 4.1	
	Vento X (kN)	Vento Y (kN)	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
Cobertura	16,762	17,932	29,799	31,880
Piso 30	33,218	35,538	59,054	63,178
Piso 29	32,905	35,203	58,497	62,582
Piso 28	32,583	34,859	57,926	61,971
Piso 27	32,253	34,505	57,339	61,343
Piso 26	31,913	34,142	56,735	60,697
Piso 25	31,563	33,768	56,113	60,031
Piso 24	31,203	33,382	55,472	59,345
Piso 23	30,831	32,983	54,810	58,637
Piso 22	30,446	32,572	54,126	57,905
Piso 21	30,047	32,146	53,417	57,148
Piso 20	29,634	31,703	52,683	56,362

Piso 19	29,205	31,244	51,919	55,545
Piso 18	28,757	30,765	51,124	54,694
Piso 17	28,290	30,266	50,294	53,806
Piso 16	27,802	29,743	49,425	52,877
Piso 15	27,289	29,194	48,513	51,901
Piso 14	26,748	28,616	47,552	50,873
Piso 13	26,176	28,004	46,535	49,785
Piso 12	25,568	27,354	45,455	48,629
Piso 11	24,919	26,659	44,300	47,394
Piso 10	24,220	25,911	43,058	46,064
Piso 9	23,462	25,100	41,710	44,623
Piso 8	22,631	24,211	40,233	43,042
Piso 7	21,708	23,224	38,593	41,288
Piso 6	20,666	22,109	36,739	39,304
Piso 5	19,457	20,816	34,591	37,006
Piso 4	18,003	19,260	32,006	34,241
Piso 3	16,136	17,263	28,687	30,690
Piso 2	13,382	14,317	23,791	25,452
Térreo	0,000	0,000	0,000	0,000

Fonte: Autor (2017)

Devido ao considerável acréscimo das cargas horizontais do vento, a estrutura do Lançamento 3.1 apresentou o valor do coeficiente $\gamma_z > 1,1$ caracterizando a edificação como uma estrutura de nós móveis, tornando-se necessária a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem, o que não é o objetivo deste trabalho. Uma vez que o projeto arquitetônico inicial fora desenvolvido para ser uma edificação composta por cinco pavimentos, tornou-se inviável realizar as alterações necessárias nas seções dos pilares para se alcançar uma rigidez mais elevada da estrutura e garantir que a mesma se tornasse uma estrutura de nós fixos, mantendo-se as configurações iniciais do projeto. No entanto, os lançamentos 3.2 e 3.3 por apresentarem pilares-paredes como sistemas adicionais de contraventamento, tornaram-se opções mais aptas para a realização das análises estruturais na região Sul do país, onde há uma maior incidência de ventos com alta velocidade. Após a realização da análise do Lançamento 3.3, observou-se que a estrutura apresentou um valor de $\gamma_z > 1,1$ e que pela mesma razão do Lançamento 3.1 não seria possível ampliar as dimensões dos pilares-parede, que constituem a caixa do elevador, e dos demais pilares sem que se perdessem as características iniciais do projeto. Desta forma, restou somente o Lançamento 3.2 como possibilidade para a realização da análise comparativa de consumo de materiais e estabilidade global na região sul do país. O Lançamento 3.2 apresentou uma maior viabilidade de avaliação porque a estrutura apresenta

uma maior rigidez estrutural quando submetida à influência da ação horizontal do vento sem que houvesse a necessidade de realizar grandes modificações na edificação.

Para a realização da análise do Lançamento 3.2 na região sul do país, onde a velocidade básica do vento é de aproximadamente 37 m/s, foi necessário realizar algumas alterações nas dimensões dos pilares para que a edificação alcançasse uma maior rigidez estrutural, o que possibilitou que a mesma fosse classificada como uma estrutura de nós fixos conforme os critérios do item 15.5 da NBR 6118 (2014). Devido às modificações no Lançamento 3.2, a estrutura obtida foi identificada como Lançamento 4.1. As dimensões das seções dos pilares, de ambos os lançamentos, são apresentadas na Tabela 5.12 e na Tabela 5.13.

Tabela 5.12 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.2

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 3.2	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	125	45
	P2	190	65
	P3	160	55
	P4	PILAR-PAREDE	
	P5	180	60
	P6	PILAR-PAREDE	
	P7	150	60
	P8	230	80
	P9	230	80
	P10	270	95
	P11	270	90
	P12	220	70
	P13	200	70
2 e 3	P1	110	40
	P2	160	60
	P3	140	50
	P5	160	55
	P7	140	50
	P8	200	70
	P9	210	75
	P10	250	85
	P11	230	75
	P12	180	70
4	P1	90	30

	P2	135	50	
	P3	120	40	
	P5	140	50	
	P7	130	40	
	P8	175	60	
	P9	180	65	
	P10	210	75	
	P11	200	70	
	P12	150	60	
	P13	130	55	
5	P1	80	30	
	P2	120	40	
	P3	90	35	
	P5	110	40	
	P7	90	40	
	P8	145	50	
	P9	150	50	
	P10	175	60	
	P11	160	60	
	P12	130	50	
	P13	120	45	
	6	P1	60	30
		P2	80	30
P3		60	30	
P5		80	30	
P7		80	30	
P8		105	40	
P9		110	40	
P10		125	45	
P11		100	40	
P12		80	35	
P13	80	30		
Cobertura	P2	60	30	
	P7	60	30	
	P8	80	30	
	P9	80	30	
	P10	80	30	
	P11	50	30	
	P12	80	30	

Fonte: Autor (2017)

Os pilares que não apresentam os valores da seção transversal em um determinado grupo deve-se assumir que suas dimensões são as apresentadas no grupo imediatamente anterior onde são citados.

Tabela 5.13 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 4.1

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 4.1	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	170	70
	P2	170	70
	P3	220	70
	P4	PILAR-PAREDE	
	P5	220	70
	P6	PILAR-PAREDE	
	P7	170	70
	P8	230	80
	P9	230	80
	P10	270	95
	P11	270	90
	P12	170	70
	P13	170	70
2	P8	200	70
	P9	210	75
	P10	250	85
	P11	230	75
3	P9	200	70
	P10	210	75
	P11	200	70
4	P10	180	60
5	P10	175	60
	P11	160	60
6	P10	125	45
	P11	100	40
Cobertura	P10	80	30
	P11	80	30

Fonte: Autor (2017)

É possível observar os valores dos parâmetros de estabilidade global para os lançamentos estruturais analisados nesta seção na tabela abaixo:

Tabela 5.14 - Parâmetros de estabilidade global

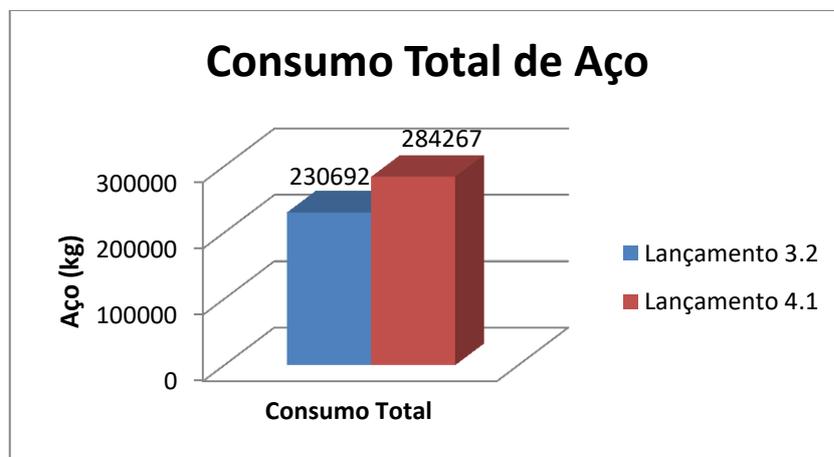
Coeficientes	Lançamento 3.2		Lançamento 4.1	
	α	Dir. Y	0,514	Dir. Y
γ_z	Dir. X	1.074	Dir. X	1.066
	Dir. Y	1.092	Dir. Y	1.089

Fonte: Autor (2017)

Conforme a Tabela 5.14 é possível observar que em ambos os lançamentos, as estruturas são caracterizadas como de nós fixos, garantido desta forma a dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, o que tornam o desenvolvimento dos cálculos mais simplificados além de uma redução no quantitativo de materiais para execução da obra.

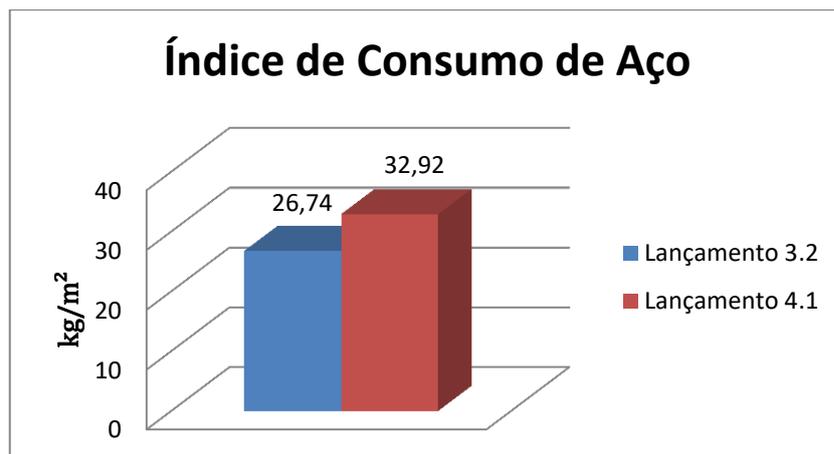
É possível observar nos gráficos abaixo o comparativo entre o consumo de materiais dos Lançamentos 3.2 e 4.1. No Gráfico 5.20 fica explícito de uma forma mais conclusiva a diferença em porcentagem do comparativo dos índices de consumo dos materiais.

Gráfico 5.16 - Comparativo do consumo total de aço



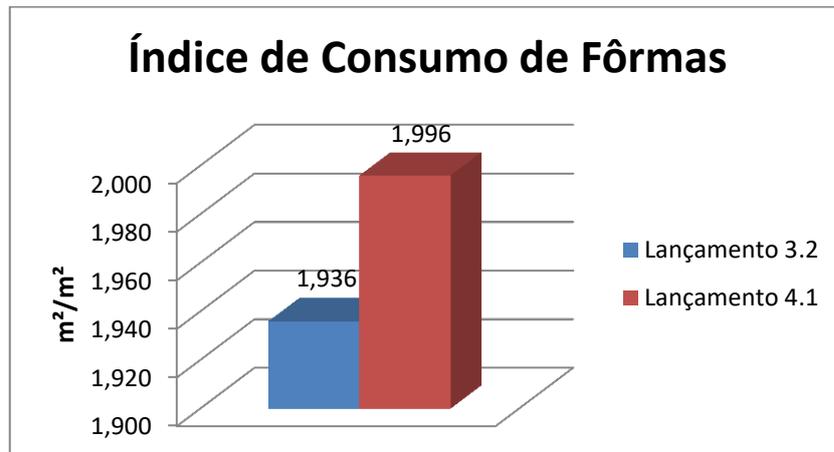
Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.17 - Comparativo entre os índices de consumo de aço



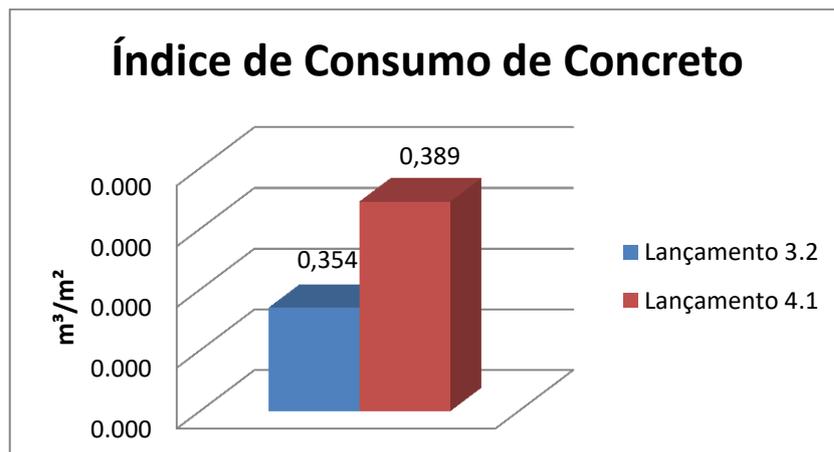
Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.18 - Comparativo entre os índices de consumo de fôrmas



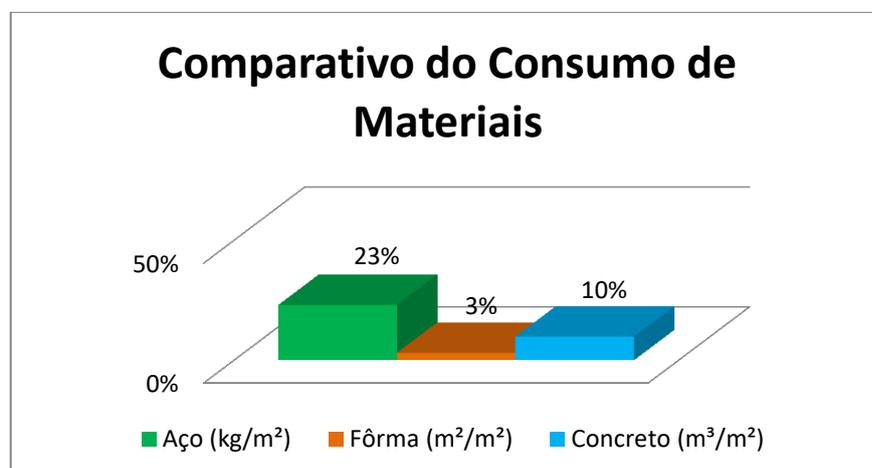
Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.19 - Comparativo entre os índices de consumo de concreto



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.20 - Comparativo em porcentagem entre os índices de consumo dos Lançamentos 4.1 e 3.2

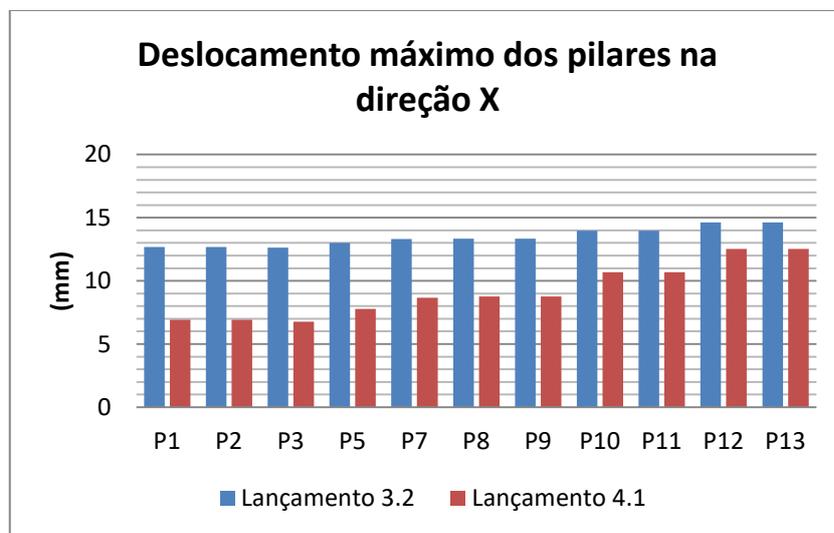


Fonte: Autor (2017)

Uma vez realizada a análise da estabilidade global e a análise comparativa de consumo de materiais dos Lançamentos 3.2 e 4.1, foi realizada a comparação dos deslocamentos horizontais dos pilares das edificações analisadas em diferentes regiões.

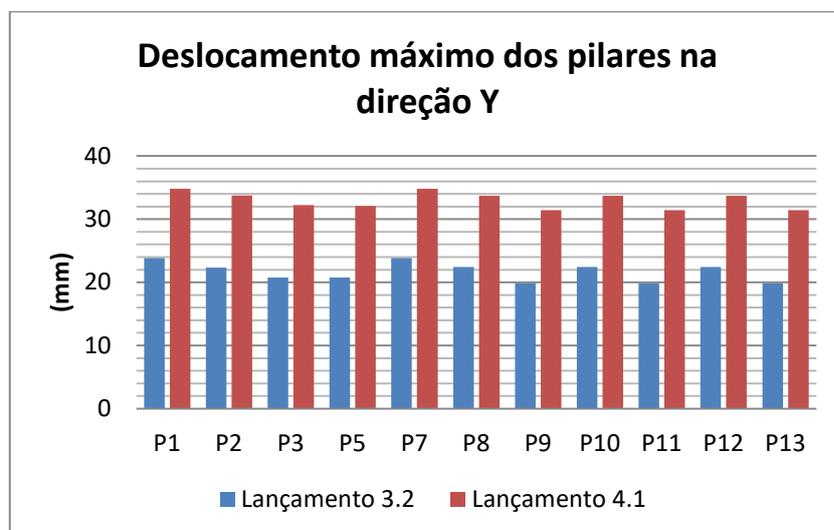
Para obtenção de uma análise mais detalhada dos lançamentos, optou-se pela representação das informações pertinentes aos deslocamentos dos pilares em ambos os lançamentos e uma comparação dos mesmos, uma vez que a edificação que compõe os lançamentos apresentam valores diferenciados das seções transversais dos pilares.

Gráfico 5.21 - Comparativos entre os deslocamentos dos Lançamentos 3.2 e 4.1, na direção X



Fonte: Autor (2017)

Gráfico 5.22 - Comparativos entre os deslocamentos dos Lançamentos 3.2 e 4.1, na direção Y



Fonte: Autor (2017)

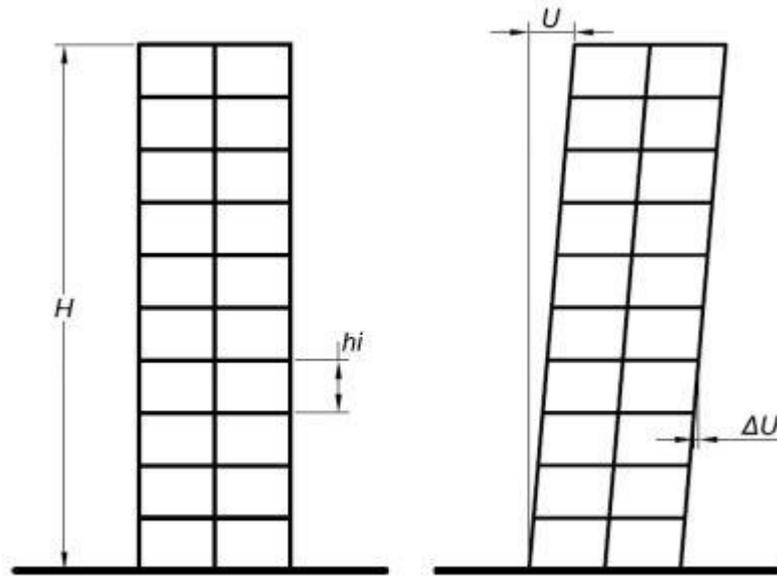
Conforme se observa, no resultado apresentado, existe um maior deslocamento dos pilares do Lançamento 3.2 na direção x, indicando que a edificação apresenta uma menor rigidez dos elementos estruturais nesta direção, em comparação com o Lançamento 4.1, uma vez que as cargas horizontais do vento na direção x são menores que as cargas na direção y, como pode ser observado na Tabela 5.11.

Em contra partida, no Lançamento 4.1 os pilares apresentam um maior deslocamento em suas extremidades na direção y por estarem sujeitos às maiores cargas horizontais de vento e apresentarem menor rigidez estrutural nesta direção. Caso a estrutura não houvesse necessitado a realização de alterações nas seções dos pilares do Lançamento 3.2, devido ao acréscimo da velocidade do vento na região sul, os deslocamentos seriam maiores no lançamento que sofresse uma maior carga horizontal do vento, ou seja, unicamente os pilares do Lançamento 4.1 apresentariam maiores deslocamentos nos eixos de coordenadas x e y, como foi visto no trabalho de Silva, F. (2015) e confirmado na reprodução das mesmas análises pelo autor deste trabalho.

5.3.2 Verificação do Estado Limite de Serviço do Lançamento 4.1

No item 13.3 da NBR 6118 (2014) são descritos os grupos básicos aos quais são averiguados os deslocamentos-limites, utilizados para a verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas da estrutura, estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal. Na Tabela 13.3, da mesma norma, é apresentado que o deslocamento-limite no topo da edificação, provocado pela ação do vento, deve ser calculado como $H/1700$ e que o deslocamento lateral (ΔU) entre dois pavimentos consecutivos, provocado devido à atuação de ações horizontais, deve ser $h_i/850$, onde H é a altura total do edifício e h_i o desnível entre dois pavimentos consecutivos.

Figura 5.11 – Esquema estrutural para a determinação dos deslocamentos-limites



Fonte: SPOHR (2008)

Realizando a avaliação dos deslocamentos-limites, conforme a norma acima citada, e comparando com os deslocamentos calculados no Lançamento 4.1, para a obtenção de informações mais detalhada da estrutura analisada, é possível observar os valores obtidos em concordância com as exigências da norma na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Deslocamentos limites para verificações de ELS

Estado Limite de Serviço		
	Valor Limite (cm)	Valor Calculado (cm)
H/1700	5,29	3,48
$h_i/850$	0,35	0,13

Fonte: Autor (2017)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

As conclusões obtidas das análises estruturais realizadas mostraram-se satisfatórias. Dado que os objetivos principais deste trabalho foram alcançados, tornou-se possível avaliar os efeitos das cargas horizontais do vento sobre os diversos grupos de estruturas e observar a sua relação entre o consumo de materiais e a rigidez apresentada pela edificação.

Os resultados mostraram a importância da consideração das ações do vento principalmente sobre as estruturas mais esbeltas e/ou em regiões do país onde a velocidade básica do vento é mais elevada. Também foi possível observar que o aumento de rigidez das estruturas, obtidos através da utilização de sistemas de contraventamento formados pela associação de elementos estruturais como pilares-parede e pórticos, torna-se mais economicamente viável à medida que a estrutura assume uma forma mais esbelta, caso contrário, como demonstrado no grupo de Lançamento 1, a utilização destes elementos estruturais não são economicamente viáveis.

Na análise das edificações com mesma configuração estrutural, localizadas em duas diferentes regiões do país, é possível observar a relação entre o consumo de aço e os esforços causados pela ação do vento devido à variação da sua velocidade básica. Embora tenha ocorrido uma variação nas seções dos pilares para que fosse garantida a rigidez estrutural desejada para a edificação, o acréscimo no consumo de aço foi muito superior ao de concreto. Enquanto a variação do volume dos pilares e vigas resultou no aumento de consumo de 10% de concreto, o acréscimo no consumo de aço foi de 26%, demonstrando que os esforços surgidos na estrutura foram combatidos pelo acréscimo de armaduras. O acréscimo no consumo de fôrmas apresentado pelo índice de consumo, no Gráfico 5.3, confirma a pequena variação das seções transversais dos elementos estruturais.

Por fim, embora as edificações estudadas não apresentem uma esbelteza elevada, foi possível observar a influência das cargas do vento sobre a estabilidade global das estruturas e os efeitos da utilização dos sistemas de contraventamento, para garantir maior rigidez à estrutura, relacionados à viabilidade econômica de sua utilização por meio da análise comparativa de consumo de materiais.

6.2 Propostas Para Trabalhos Futuros

- Avaliar a estabilidade global das estruturas considerando a disposição dos pilares em diferentes direções sem que haja necessidade de modificação do projeto arquitetônico;
- Avaliar a estabilidade global das estruturas, utilizando outros sistemas de contraventamentos que viabilizam a sua estabilização horizontal de uma forma economicamente viável;
- Analisar a estabilidade global das estruturas e o consumo de materiais em edificações que possuam coeficiente de esbeltez mais elevado;
- Analisar a estabilidade global das estruturas e o consumo de materiais em edificações através da utilização de diferentes *softwares* de cálculo estrutural;
- Utilizar pilares de seção transversal mista para observar o comportamento das estruturas quando sujeitas às mesmas cargas horizontais de vento.

7 BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado — Especificação**, NBR 7480. ABNT, 2007, 13p.

_____. **Ações e segurança nas estruturas — Procedimento**, NBR 8681. ABNT, 2003, 15p.

_____. **Avaliação de custos unitários de construção para incorporação imobiliária e outras disposições para condomínios edilícios — Procedimento**, NBR 12721. ABNT, 2007, 91p.

_____. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, NBR 6120. Rio de Janeiro: ABNT, 1980, 5p.

_____. **Forças devido ao vento em edificações**, NBR 6123. ABNT, 1988, 66p.

_____. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, NBR 6118. Rio de Janeiro: ABNT, 2014, 238p.

_____. **Projeto e execução de fundações**, NBR 6122. Rio de Janeiro: ABNT, 2010, 91p.

BECK, A. T.; CORRÊA, M. R. S. New Design Chart for Basic Wind Speeds in Brazil. **Latin American Journal of Solids and Structures**, November 2013. 707-723. Disponível em: <<http://www.lajss.org/index.php/LAJSS/issue/view/71/showToc>>. Acesso em: 27 ago. 2016.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1ª. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda., v. 2, 2009.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1ª. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda., v. 2, 2009.

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CASTILLO, A. A. H. E.; PEDROSA, A.V.A.C. **Características e parâmetros estruturais de edifícios de múltiplos andares em concreto armado, construídos na cidade do Recife**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife, IBRACON, 2005.

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

REIS, J. J. **Estabilidade global em edifícios altos**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina. 2013, 103p.

S.A, CYPE Ingenieros. CYPECAD, versão 2016.o. Alicante, Spain: CYPE Ingenieros, S.A., 2016. Software.

SILVA, F. R. D. **Estudo da Influência do vento em edifícios de concreto armado.** Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Centro Acadêmico do Agreste, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2015, 64p.

SILVA, A. N. C. **A ação dos ventos em estruturas de concreto armado: Uma análise em edifícios de diferentes alturas.** Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Centro Universitário de Formiga, Formiga, 2015, 48p.

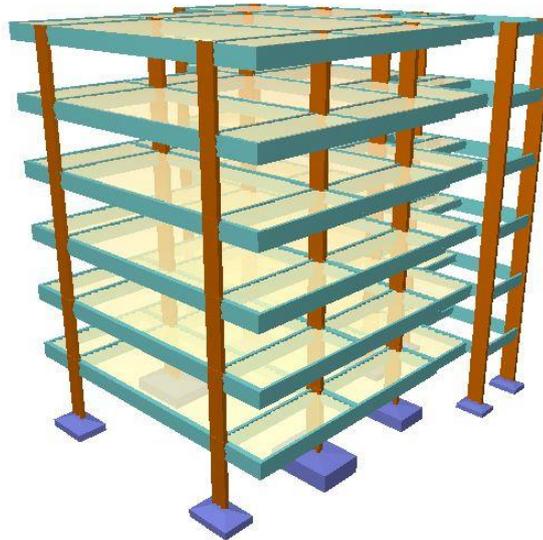
SPOHR, V. **Análise Comparativa: Sistemas Estruturais Convencionais E Estruturas De Lajes Nervuradas.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2008. 108p.

8 APÊNDICE

8.1 APÊNDICE A – Quantitativo, dimensões e representação ilustrativa dos lançamentos

8.1.1 Lançamento 1.1

Figura 8.1 – Imagem do Lançamento 1.1



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os pilares que compõem o grupo de Lançamento 1 apresentam as mesmas dimensões nas três edificações do grupo, havendo somente a substituição de alguns pilares por pilares-parede, diferenciando as estruturas, os quais são identificados nas tabelas de dimensões das seções.

Tabela 8.1 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 1.1

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 1.1	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1 a 5 e Cobertura	P1	80	20
	P2	100	20
	P3	90	20
	P4	80	20
	P5	100	20
	P6	80	20
	P7	80	20

P8	100	20
P9	80	25
P10	100	25
P11	80	25
P12	80	20
P13	80	20

Fonte: Autor (2017)

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela abaixo:

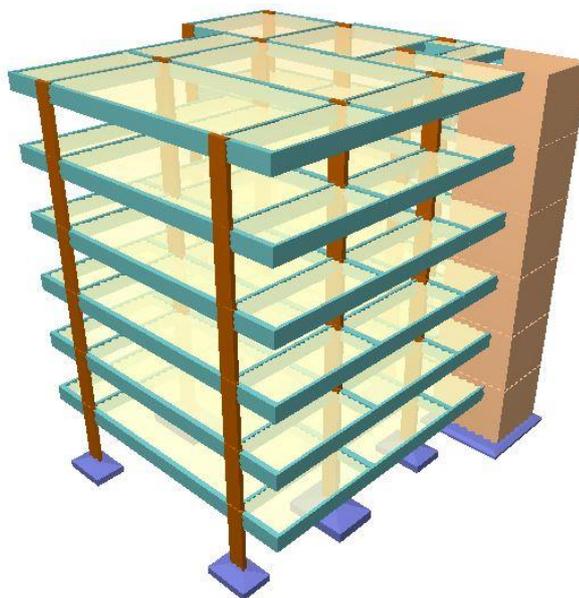
Tabela 8.2 - Tabela de quantitativo do Lançamento 1.1

Total obra - Superfície total: 1649.28 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	1481,88	136,26	12524
Vigas: fundo	153,06	116,22	13989
Forma lateral	944,23		
Pilares (Sup. Formas)	401,18	34,42	6595
Total	2980,35	286,9	33108
Índices (por m ²)	1,807	0,174	20,07
Nº blocos de l. nervurada = 3234 Completos + 1152 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.2 Lançamento 1.2

Figura 8.2 – Imagem do Lançamento 1.2



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

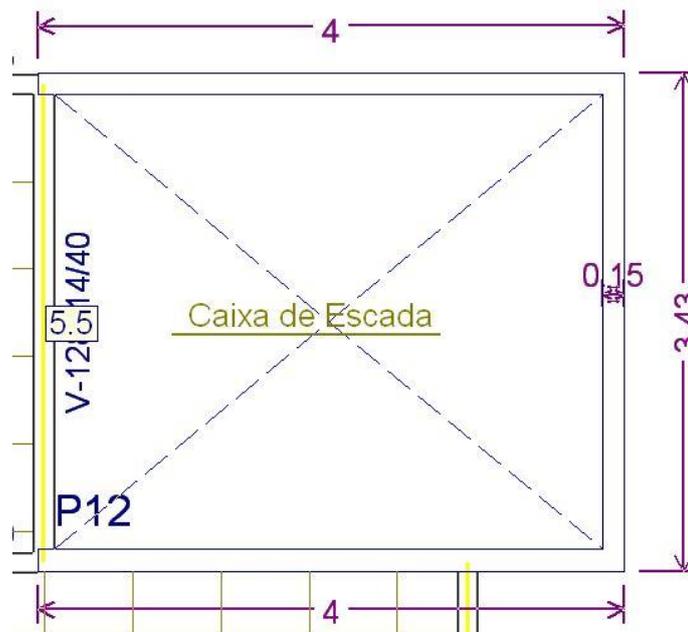
Tabela 8.3 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 1.2

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 1.2	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1 a 5 e Cobertura	P1	80	20
	P2	100	20
	P3	90	20
	P4	PILAR-PAREDE	
	P5	100	20
	P6	PILAR-PAREDE	
	P7	80	20
	P8	100	20
	P9	80	25
	P10	100	25
	P11	80	25
	P12	80	20
	P13	80	20

Fonte: Autor (2017)

Os pilares-parede que compõem a caixa de escada têm espessura de 15 cm e os comprimentos são apresentados na Figura 8.3.

Figura 8.3 - Comprimento dos pilares-parede da caixa de escada do Lançamento 1.2



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

Tabela 8.4 - Tabela de quantitativo do Lançamento 1.2

Total obra - Superfície total: 1649.58 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	1482	136,26	12235
Vigas: fundo	145,14	111,3	12948
Forma lateral	878,66		
Pilares (Sup. Formas)	762,26	60,79	7846
Total	3268,06	308,35	33029
Índices (por m ²)	1,981	0,187	20,02
Nº blocos de l. nervurada = 3126 Completos + 1272 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.3 Lançamento 1.3

Figura 8.4 – Imagem do Lançamento 1.3



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Tabela 8.5 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 1.3

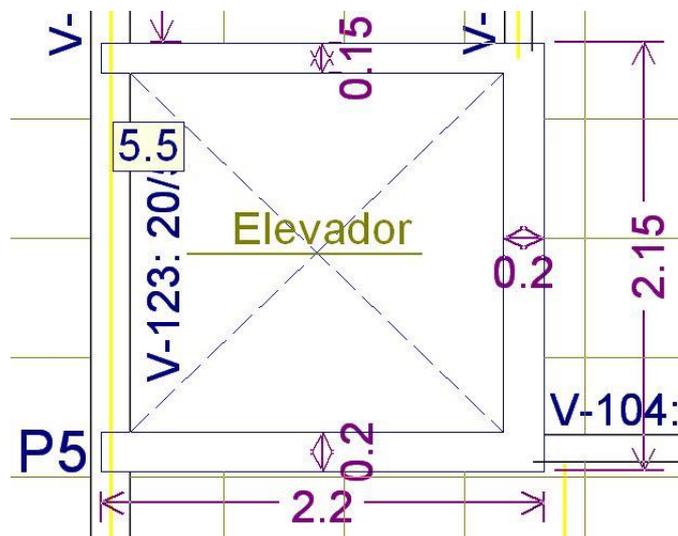
GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 1.3	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1 a 5 e Cobertura	P1	80	20
	P2	100	20
	P3	90	20
	P4	80	20
	P5	PILAR-PAREDE	
	P6	80	20

P7	80	20
P8	100	20
P9	80	25
P10	100	25
P11	80	25
P12	80	20
P13	80	20

Fonte: Autor (2017)

Os pilares-parede que compõem a caixa de elevador têm as respectivas dimensões apresentadas na Figura 8.5.

Figura 8.5 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 1.3



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

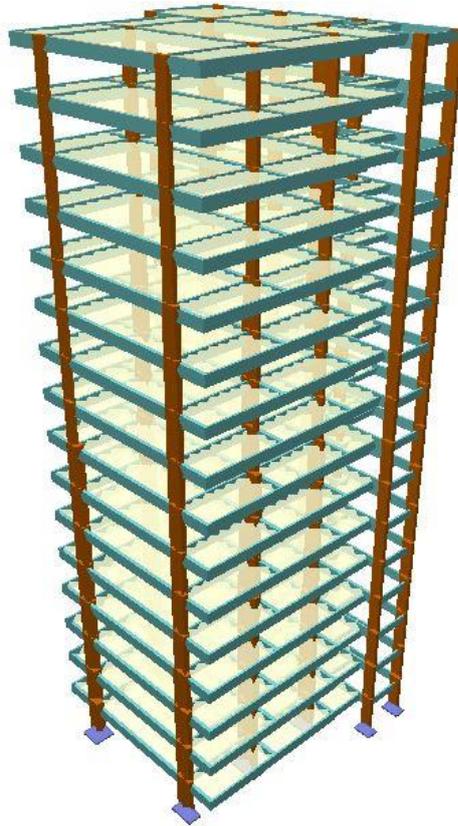
Tabela 8.6 - Tabela de quantitativo do Lançamento 1.3

Total obra - Superfície total: 1650.24 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	1481,16	157,02	12271
Vigas: fundo	148,68	113,95	14291
Forma lateral	889,39		
Pilares (Sup. Formas)	597,83	53,92	7627
Total	3117,06	324,89	34189
Índices (por m ²)	1,889	0,197	20,72
Nº blocos de l. nervurada = 3277 Completos + 730 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.4 Lançamento 2.1

Figura 8.6 - Imagem do Lançamento 2.1



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os pilares que compõem o grupo de Lançamento 2 apresentam as mesmas dimensões nas três edificações do grupo, havendo somente a substituição de alguns pilares por pilares-parede, diferenciando as estruturas, os quais são identificados nas tabelas de dimensões das seções. Os pilares que não apresentam os valores da seção transversal em um determinado grupo deve-se assumir que suas dimensões são as apresentadas no grupo imediatamente anterior onde são citados, podendo assumir novas dimensões quando citados em algum grupo posterior.

Tabela 8.7 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 2.1

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 2.1	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	80	30
	P2	100	50
	P3	90	30

	P4	80	30
	P5	100	30
	P6	80	30
	P7	100	40
	P8	160	60
	P9	140	30
	P10	130	50
	P11	150	50
	P12	100	60
	P13	120	40
2	P2	100	40
	P5	100	30
	P7	80	30
	P8	120	40
	P9	120	30
	P13	100	40
3	P5	100	20
	P9	80	30
	P10	120	40
	P11	120	25
	P12	80	30
4	P9	80	25
	P10	100	25
	P11	80	25
	P13	80	30
Cobertura	P8	100	20

Fonte: Autor (2017)

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

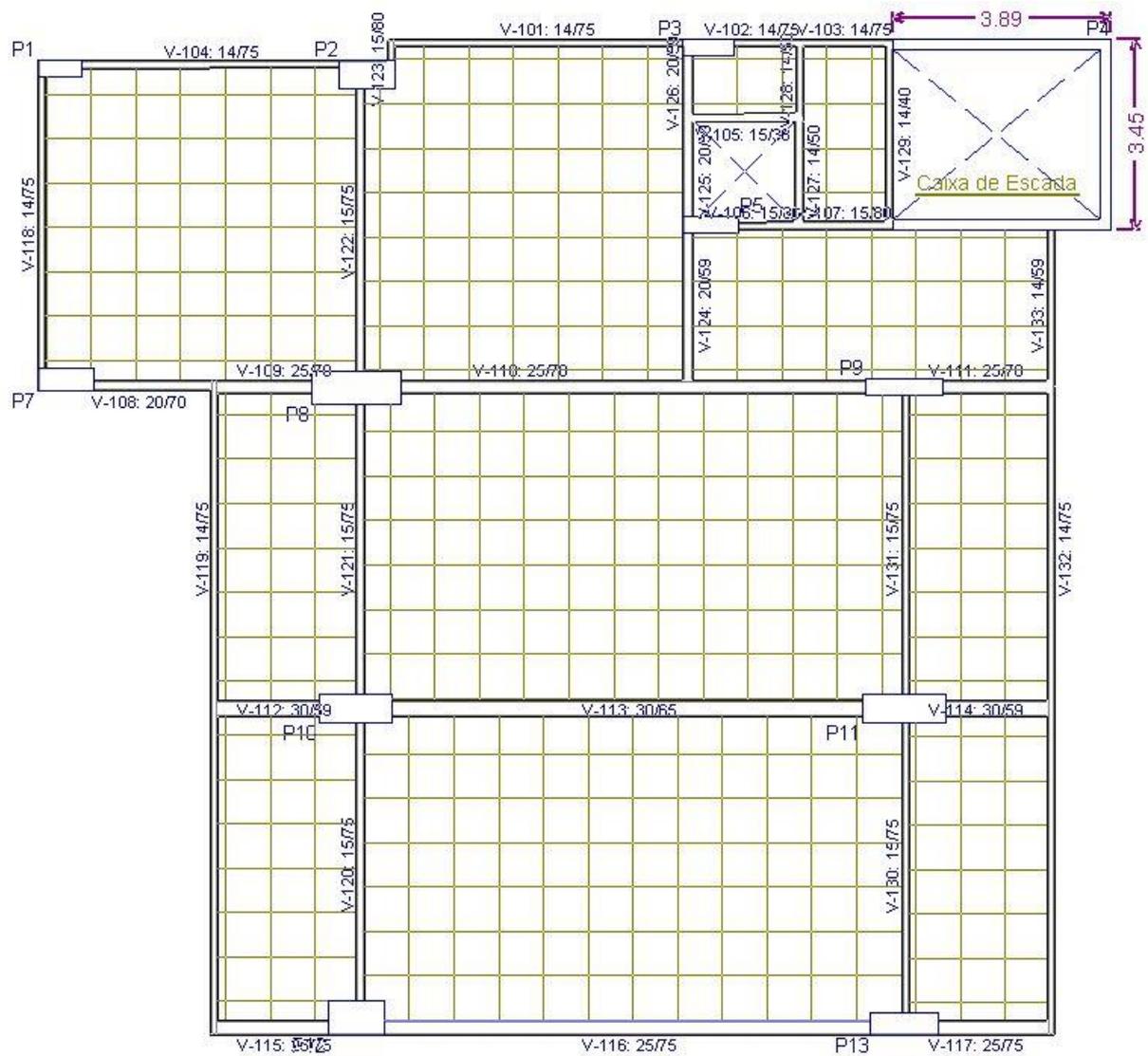
Tabela 8.8 - Tabela de quantitativo do Lançamento 2.1

Total obra - Superfície total: 4427.36 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	3956,72	775,51	39900
Vigas: fundo	396,4	313,64	37022
Forma lateral	1974,11		
Pilares (Sup. Formas)	1245,26	166,54	32209
Total	7572,49	1255,69	109131
Índices (por m ²)	1,710	0,284	24,65
Nº blocos de l. nervurada = 4604 Completos + 3924 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

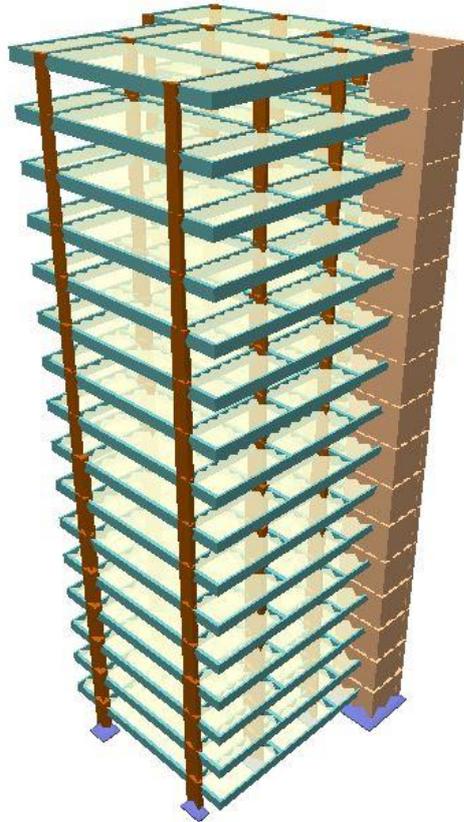
8.1.5 Lançamento 2.2

Figura 8.7 - Planta baixa do Lançamento 2.2



Fonte: Autor (2017), gerado no software CYPECAD.

Figura 8.8 - Imagem do Lançamento 2.2



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Tabela 8.9 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 2.2

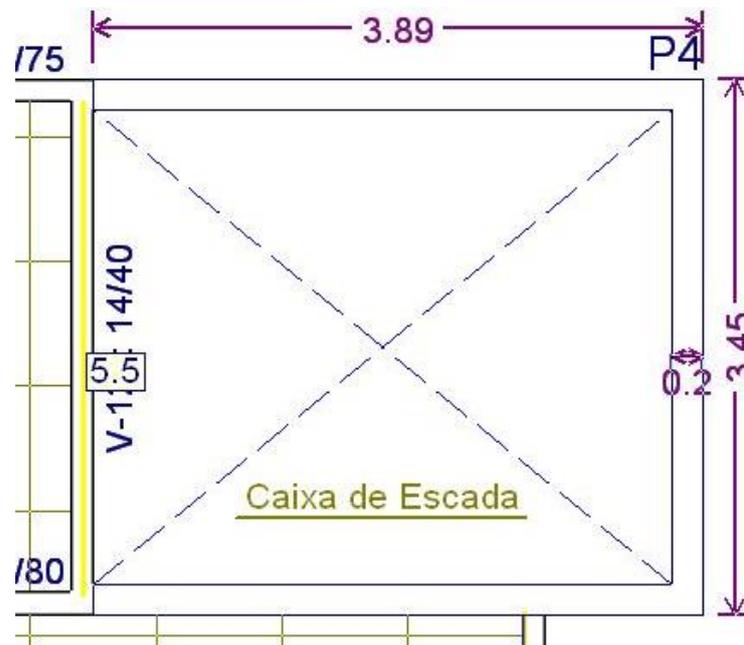
GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 2.2	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	80	30
	P2	100	50
	P3	90	30
	P4	PILAR-PAREDE	
	P5	100	30
	P6	PILAR-PAREDE	
	P7	100	40
	P8	160	60
	P9	140	30
	P10	130	50
	P11	150	50
	P12	100	60
	P13	120	40
2	P2	100	40
	P5	100	30
	P7	80	30

	P8	120	40
	P9	120	30
	P13	100	40
3	P5	100	20
	P9	80	30
	P10	120	40
	P11	120	25
	P12	80	30
4	P9	80	25
	P10	100	25
	P11	80	25
	P13	80	30
Cobertura	P8	100	20

Fonte: Autor (2017)

Os pilares-parede que compõem a caixa de escada têm as respectivas dimensões apresentadas na Figura 8.9.

Figura 8.9 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de escada da Lançamento 2.2



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

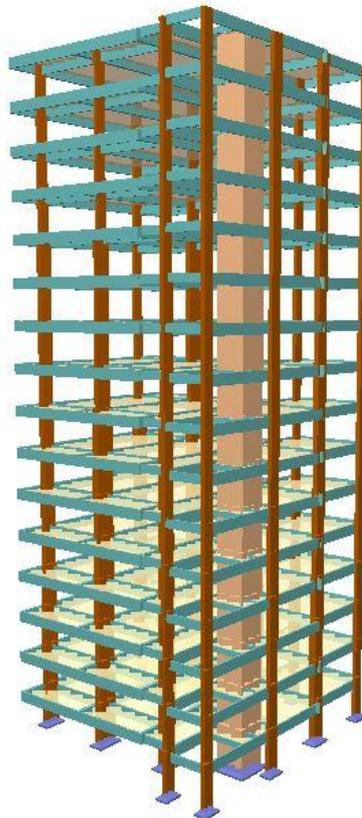
Tabela 8.10 - Tabela de quantitativo do Lançamento 2.2

Total obra - Superfície total: 4432.96 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	3956,36	775,47	38125
Vigas: fundo	375,72	298,4	34529
Forma lateral	1780,91		
Pilares (Sup. Formas)	2146,5	252,76	35430
Total	8259,49	1326,63	108084
Índices (por m ²)	1,863	0,299	24,38
Nº blocos de l. nervurada = 4604 Completos + 3924 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.6 Lançamento 2.3

Figura 8.10 - Imagem do Lançamento 2.3



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

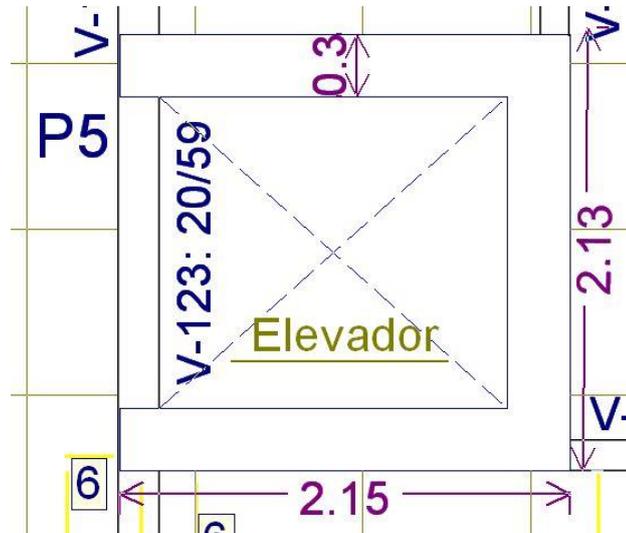
Figura 8.11 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 2.3

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 2.3	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	80	30
	P2	100	50
	P3	90	30
	P4	80	30
	P5	PILAR-PAREDE	
	P6	80	30
	P7	100	40
	P8	160	60
	P9	140	30
	P10	130	50
	P11	150	50
	P12	100	60
	P13	120	40
2	P2	100	40
	P5	100	30
	P7	80	30
	P8	120	40
	P9	120	30
	P13	100	40
3	P5	100	20
	P9	80	30
	P10	120	40
	P11	120	25
	P12	80	30
4	P9	80	25
	P10	100	25
	P11	80	25
	P13	80	30
Cobertura	P8	100	20

Fonte: Autor (2017)

Os pilares-parede que compõem a caixa de elevador têm as respectivas dimensões apresentadas na Figura 8.12.

Figura 8.12 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 2.3



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

Tabela 8.11 - Tabela de quantitativo do Lançamento 2.3

Total obra - Superfície total: 4438.72 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	3957,6	775,68	38403
Vigas: fundo	384,36	308,48	33589
Forma lateral	1921,44		
Pilares (Sup. Formas)	1735,66	238,29	33669
Total	7999,06	1322,45	105661
Índices (por m ²)	1,802	0,298	23,8
Nº blocos de l. nervurada = 4364 Completos + 3956 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.7 Lançamento 3.1

As estruturas que compõem o grupo de Lançamento 3 são constituídas da mesma configuração dos lançamentos previamente apresentado, havendo somente a variação das dimensões dos pilares, por esta razão não se fez necessário a representação gráfica.

Devido à impossibilidade de atingir a estabilidade global desejada para a estrutura, conforme explicado no item 4.2.3, foi necessário se fazer algumas alterações nas seções transversais dos pilares do Lançamento 3.1.

Tabela 8.12 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.1

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 3.1	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	150	75
	P2	150	75
	P3	150	75
	P4	150	75
	P5	150	75
	P6	150	75
	P7	150	75
	P8	230	90
	P9	230	90
	P10	270	110
	P11	280	100
	P12	230	90
	P13	230	90
2	P8	200	80
	P9	220	85
	P10	250	90
	P11	230	85
	P12	180	90
	P13	180	90
4	P5	140	70
	P8	175	70
	P9	180	75
	P10	210	80
	P11	200	70
	P12	150	70
	P13	150	70
5	P5	110	70
	P8	145	60
	P9	150	60
	P10	175	60
	P11	160	60
	P12	130	60
	P13	130	60
6	P5	80	70
	P8	105	50
	P9	110	50
	P10	125	45
	P11	100	40
	P12	80	40
	P13	80	40
Cobertura	P8	80	50

P9	80	50
P10	80	30
P11	50	30
P12	80	30
P13	80	30

Fonte: Autor (2017)

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

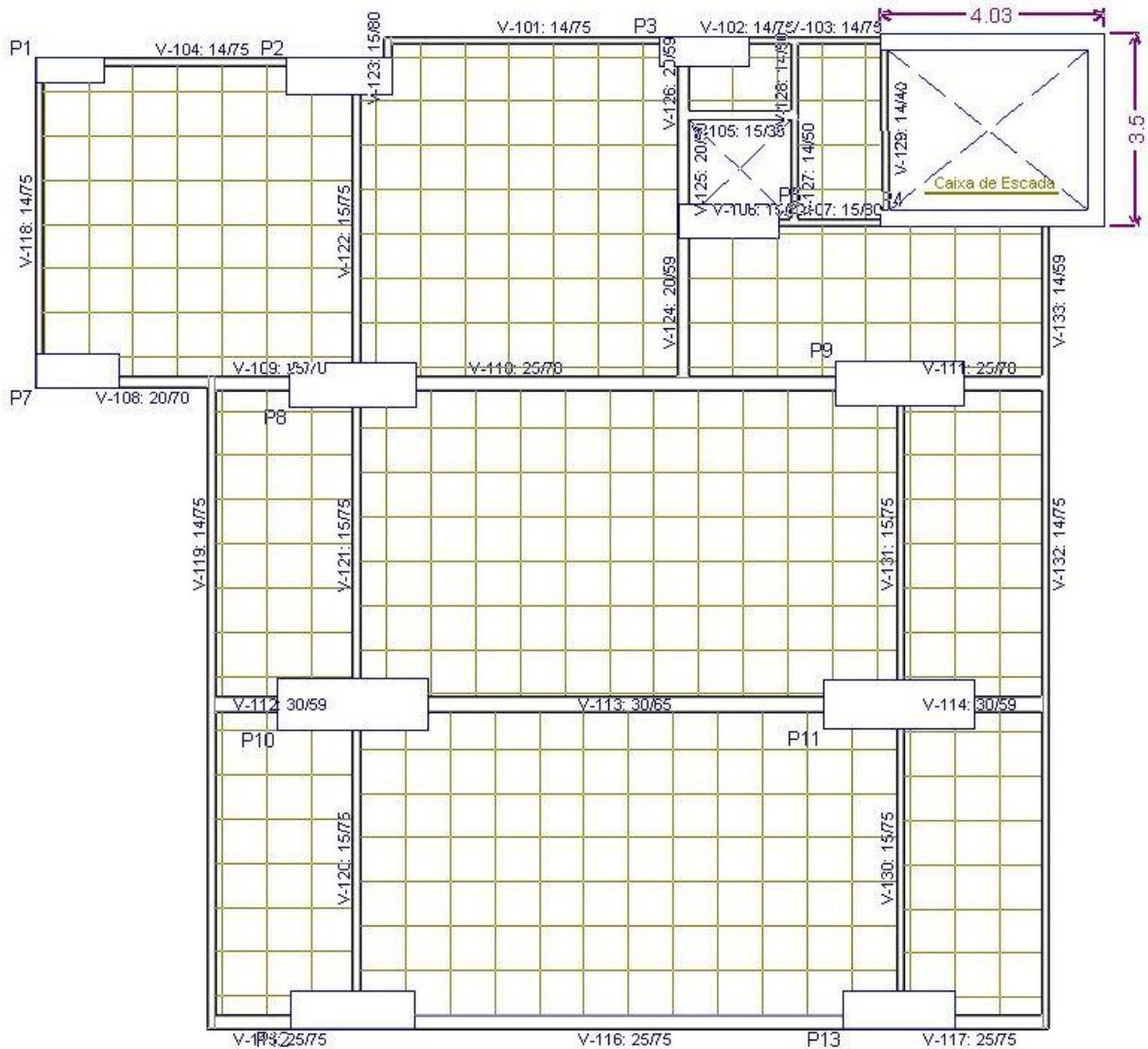
Tabela 8.13 - Tabela de quantitativo do Lançamento 3.1

Total obra - Superfície total: 8630.18 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	7474,54	1465,06	77088
Vigas: fundo	701,46	611,57	61040
Forma lateral	3523,6		
Pilares (Sup. Formas)	4175,69	1082,91	99359
Total	15875,29	3159,54	237487
Índices (por m ²)	1,840	0,366	27,52
Nº blocos de l. nervurada = 8522 Completos + 7601 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.8 Lançamento 3.2

Figura 8.13 - Planta baixa do Lançamento 3.2



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Tabela 8.14 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.2

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 3.2	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	125	45
	P2	190	65
	P3	160	55
	P4	PILAR-PAREDE	
	P5	180	60
	P6	PILAR-PAREDE	
	P7	150	60

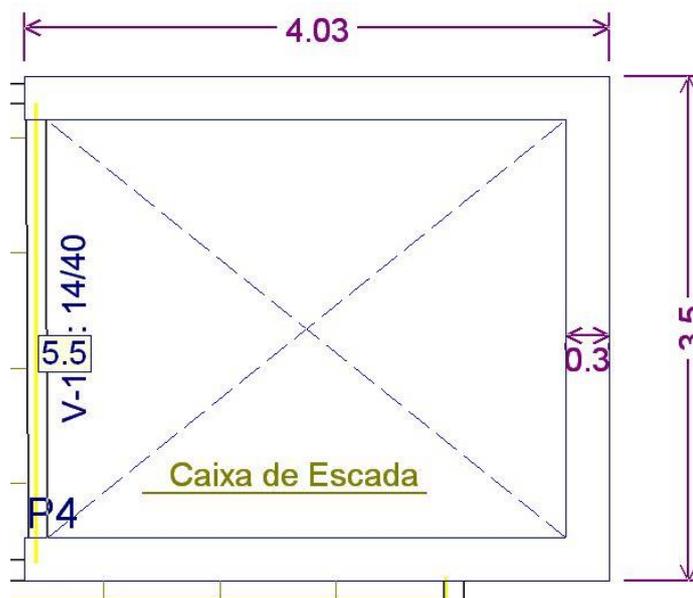
	P8	230	80
	P9	230	80
	P10	270	95
	P11	270	90
	P12	220	70
	P13	200	70
	P1	110	40
	P2	160	60
	P3	140	50
	P5	160	55
	P7	140	50
2 e 3	P8	200	70
	P9	210	75
	P10	250	85
	P11	230	75
	P12	180	70
	P13	170	70
	P1	90	30
	P2	135	50
	P3	120	40
	P5	140	50
	P7	130	40
4	P8	175	60
	P9	180	65
	P10	210	75
	P11	200	70
	P12	150	60
	P13	130	55
	P1	80	30
	P2	120	40
	P3	90	35
	P5	110	40
	P7	90	40
5	P8	145	50
	P9	150	50
	P10	175	60
	P11	160	60
	P12	130	50
	P13	120	45
	P1	60	30
	P2	80	30
6	P3	60	30
	P5	80	30
	P7	80	30

	P8	105	40
	P9	110	40
	P10	125	45
	P11	100	40
	P12	80	35
	P13	80	30
Cobertura	P2	60	30
	P7	60	30
	P8	80	30
	P9	80	30
	P10	80	30
	P11	50	30
	P12	80	30

Fonte: Autor (2017)

Os pilares-parede que compõem a caixa de escada têm as respectivas dimensões apresentadas na Figura 8.14.

Figura 8.14 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 3.2



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

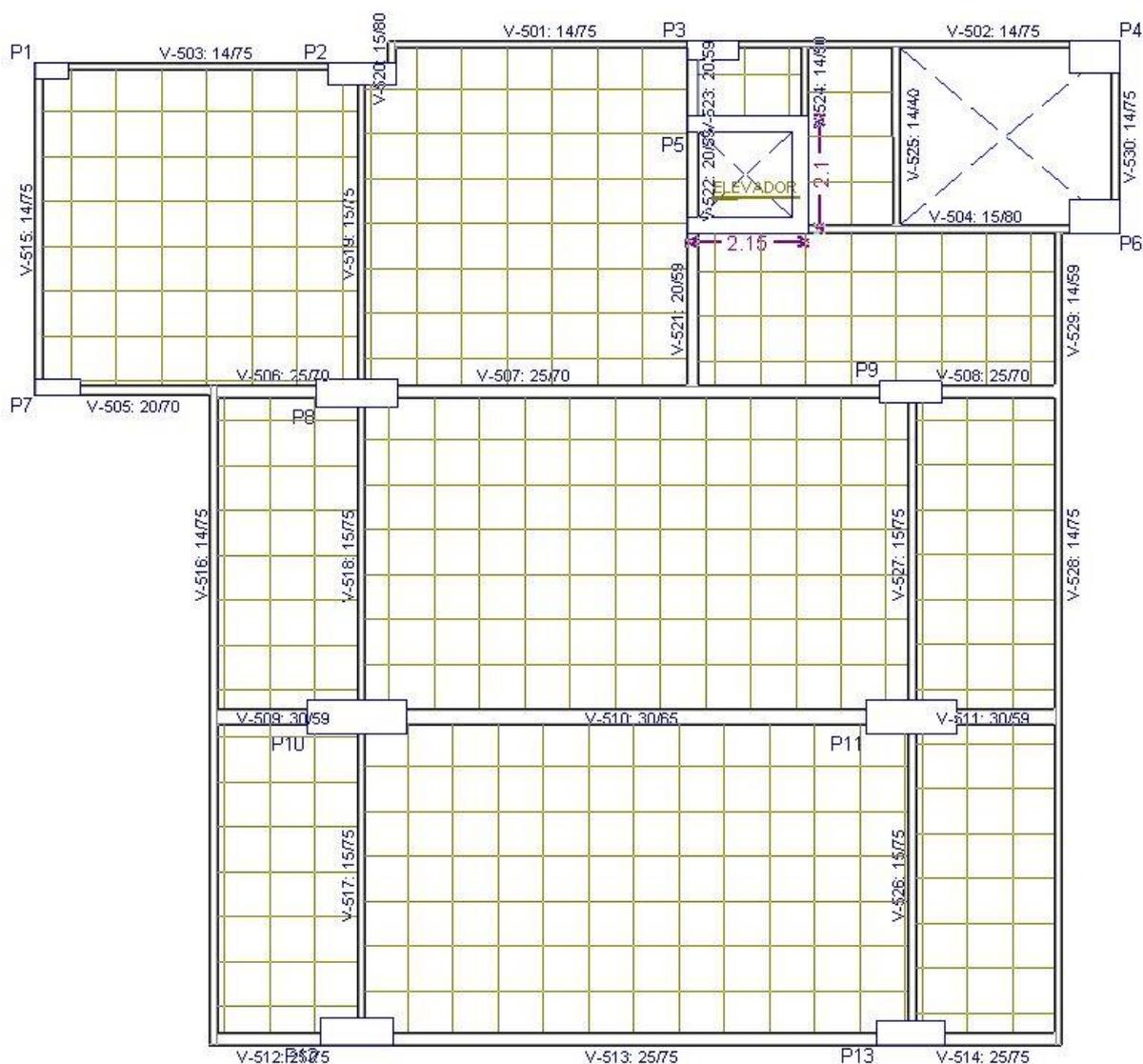
Tabela 8.15 - Tabela de quantitativo do Lançamento 3.2

Total obra - Superfície total: 8627.48 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	7537,57	1477,4	84245
Vigas: fundo	680,31	580,16	58484
Forma lateral	3260,97		
Pilares (Sup. Formas)	5225,05	1000,53	87963
Total	16703,9	3058,09	230692
Índices (por m ²)	1,936	0,354	26,74
Nº blocos de l. nervurada = 8776 Completos + 7593 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.9 Lançamento 3.3

Figura 8.15 - Planta baixa do Lançamento 3.3



Fonte: Autor (2017), gerado no software CYPECAD.

Tabela 8.16 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 3.3

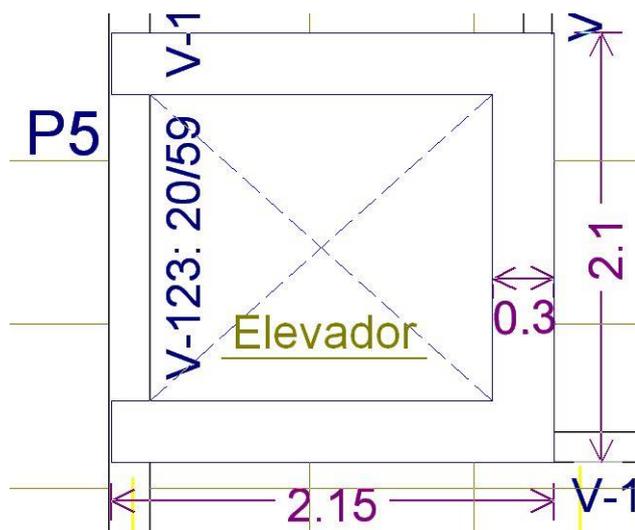
GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 3.3	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	125	45
	P2	190	65
	P3	160	55
	P4	90	60
	P5	PILAR-PAREDE	
	P6	90	60
	P7	150	60
	P8	230	80
	P9	230	80
	P10	270	95
	P11	270	90
	P12	220	70
	P13	200	70
2 e 3	P1	110	40
	P2	160	60
	P3	140	50
	P7	140	50
	P8	200	70
	P9	210	75
	P10	250	85
	P11	230	75
	P12	180	70
	P13	170	70
4	P1	90	30
	P2	135	50
	P3	120	40
	P7	130	40
	P8	175	60
	P9	180	65
	P10	210	75
	P11	200	70
	P12	150	60
	P13	130	55
5	P1	80	30
	P2	120	40
	P3	90	35
	P7	90	40
	P8	145	50
	P9	150	50

	P10	175	60
	P11	160	60
	P12	130	50
	P13	120	45
6	P1	60	30
	P2	80	30
	P3	60	30
	P7	80	30
	P8	105	40
	P9	110	40
	P10	125	45
	P11	100	40
	P12	80	35
	P13	80	30
Cobertura	P2	60	30
	P7	60	30
	P8	80	30
	P9	80	30
	P10	80	30
	P11	50	30
	P12	80	30

Fonte: Autor (2017)

Os pilares-parede que compõem a caixa de escada têm as respectivas dimensões apresentadas na Figura 8.16.

Figura 8.16 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 3.3



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

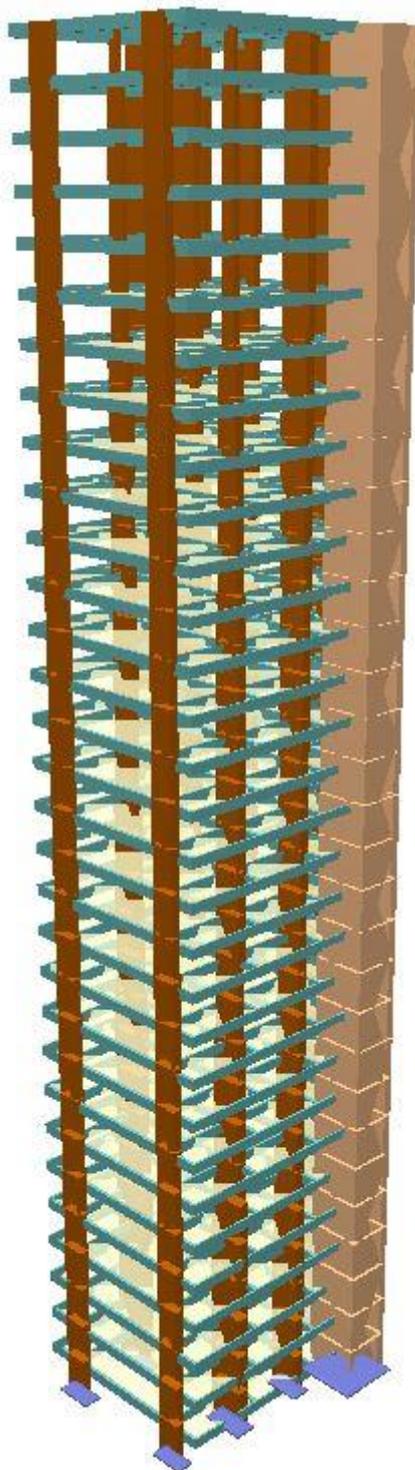
Tabela 8.17 - Tabela de quantitativo do Lançamento 3.3

Total obra - Superfície total: 8608.82 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	7567,56	1483,3	79250
Vigas: fundo	707,58	599,06	62375
Forma lateral	3581,76		
Pilares (Sup. Formas)	4343,08	866,86	82366
Total	16199,98	2949,22	223991
Índices (por m ²)	1,8820	0,343	26,02
Nº blocos de l. nervurada = 8774 Completos + 7585 Parciais			

Fonte: Autor (2017)

8.1.10 Lançamento 4.1

Figura 8.17 - Imagem do Lançamento 4.1



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

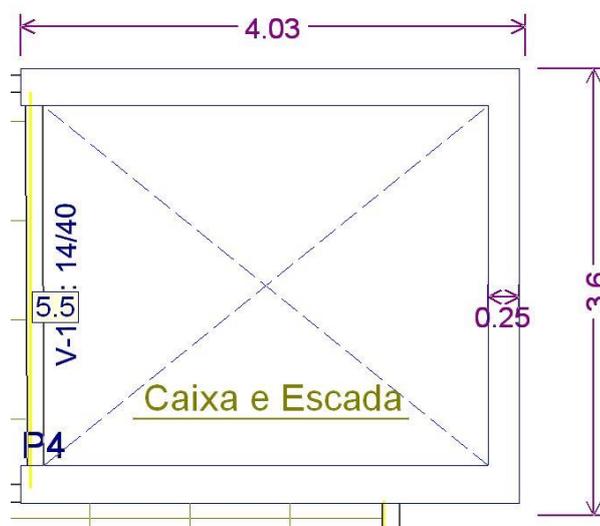
Tabela 8.18 - Dimensões das seções dos pilares do Lançamento 4.1

GRUPO	PILARES	LANÇAMENTO 4.1	
		DIMENSÃO (cm)	
		b	H
1	P1	170	70
	P2	170	70
	P3	220	70
	P4	PILAR-PAREDE	
	P5	220	70
	P6	PILAR-PAREDE	
	P7	170	70
	P8	230	80
	P9	230	80
	P10	270	95
	P11	270	90
	P12	170	70
	P13	170	70
2	P8	200	70
	P9	210	75
	P10	250	85
	P11	230	75
3	P9	200	70
	P10	210	75
	P11	200	70
4	P10	180	60
5	P10	175	60
	P11	160	60
6	P10	125	45
	P11	100	40
Cobertura	P10	80	30
	P11	80	30

Fonte: Autor (2017)

Os pilares-parede que compõem a caixa de escada têm as respectivas dimensões apresentadas na Figura 8.18.

Figura 8.18 - Dimensões dos pilares-parede da caixa de elevador do Lançamento 4.1



Fonte: Autor (2017), gerado no *software* CYPECAD.

Os quantitativos de materiais utilizados nos elementos estruturais deste lançamento, exceto os materiais da fundação, estão apresentados na tabela a seguir:

Tabela 8.19 - Tabela de quantitativo do Lançamento 4.1

Total obra - Superfície total: 8633.81 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
LAJES	7435	1457,28	103619
Vigas: fundo	643,44	580,68	63183
Forma lateral	3093,63		
Pilares (Sup. Formas)	6058,74	1321,87	124171
Total	17230,81	3359,83	290973
Índices (por m ²)	1,996	0,389	33,7
Nº blocos de l. nervurada = 8523 Completos + 7553 Parciais			

Fonte: Autor (2017)