

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ALLAN LUIZ KLEIN MAYER

**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ ESTRUTURAL NO CUSTO DE UMA
EDIFICAÇÃO DE 10 PAVIMENTOS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO - PR

2018

ALLAN LUIZ KLEIN MAYER

**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ ESTRUTURAL NO CUSTO DE UMA
EDIFICAÇÃO DE 10 PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye

TOLEDO – PR

2018



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de
Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 116

INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ ESTRUTURAL NO CUSTO DE UMA EDIFICAÇÃO DE 10 PAVIMENTOS

por

Allan Luiz Klein Mayer

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 9:10 h do dia **14 de junho de 2018** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Profª MSc. Patrícia Cristina Steffen
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Rodnny Jesus Mendoza
Fakhye
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar à Deus, pelo dom da vida e por todas as bênçãos e graças concedidas.

Aos meus amados pais, Amilton e Elita, por todo amor sempre presente, pelas oportunidades dadas, pelo amparo fornecido e por sempre acreditarem em mim me dando forças para continuar.

Ao meu grande irmão Diego, pela parceria e amizade de todas as horas, pelas palavras e ensinamentos passados, e por todos os bons momentos compartilhados.

À minha querida namorada Júlia, pelo apoio e incentivo fornecidos, por todo o carinho e por sempre estar próxima, me fazendo melhor em todos os sentidos.

A todos meus amigos, em especial ao Bruno, o qual considero como irmão, e colegas que caminharam comigo por este caminho, compartilhando ótimos momentos de alegrias, pelos risos e brincadeiras, e também pelo apoio fornecido em momentos de dificuldade.

A todos os demais que de alguma forma me incentivaram e me apoiaram durante esta trajetória de diversas maneiras, tais como familiares, amigos, e pessoas próximas.

Ao meu orientador Rodnny, pela ótima orientação cedida, pela paciência durante este tempo, e pelos inúmeros ensinamentos passados de diversas formas.

Aos demais professores do curso, pelos ensinamentos transmitidos em toda a caminhada pela obtenção do título de engenheiro civil.

RESUMO

MAYER, Allan Luiz Klein. Influência da rigidez estrutural no custo de uma edificação de 10 pavimentos. 2018 – 81 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2018.

Esta pesquisa apresenta uma análise a respeito da rigidez lateral de uma estrutura feita em concreto armado de 10 pavimentos a fim de se avaliar o desempenho. Foram desenvolvidos 19 diferentes arranjos estruturais que foram analisados utilizando o software Eberick, e realizando-se os dimensionamentos dos elementos estruturais foram obtidos diversos parâmetros para as análises, como deslocamento horizontal, quantitativo de materiais e principalmente, o coeficiente γ_z . A partir destes, foram montadas tabelas e gráficos que auxiliaram na comparação dos resultados. Ao término, foi possível perceber que quanto maior for a rigidez lateral de uma estrutura, o custo tende a ser maior. Além disso, foi verificado que em alguns casos, ao diminuir a rigidez através da redução da seção de pilares pode acontecer o aumento do consumo aço anulando a economia obtida com a redução do volume de concreto. Também foi notado que pequenos incrementos nas seções resultam em uma significativa redução no coeficiente γ_z e nos deslocamentos horizontais sem que os custos se elevem muito, tornando esta prática vantajosa e compensável. A análise se tornou mais interessante, ao notar que o próprio software implementou na sua nova versão uma ferramenta para otimização das dimensões de vigas e pilares, que funciona de maneira semelhante a feita neste trabalho, porém, sendo mais rápido e automático.

Palavras-chave: Rigidez. Coeficiente γ_z (Gama Z). Eberick. Custos.

ABSTRACT

MAYER, Allan Luiz Klein. Influence of structural rigidity on the cost of a 10-pavement building. 2018 – 81 f. Monography (Degree in Civil Engineering) – Federal Technological University of Paraná. Toledo, 2018.

This research presents an analysis regarding the lateral rigidity of a 10-pavement structure made of reinforced concrete in order to evaluate performance. A total of 19 different structural arrangements were developed and analyzed by the software Eberick, and the structural elements were dimensioned to obtain several parameters for the analysis, such as horizontal displacement, quantitative of materials and, mainly, the coefficient γ_z . From these, tables and graphs were set up to aid in the comparison of the results. At the end, it was possible to perceive that the greater the lateral rigidity of a structure, the costs tends to be greater. In addition, it was verified that in some cases, by decreasing stiffness by reducing the section of the columns, the increase in steel consumption could occur, canceling out the savings obtained by reducing the volume of concrete. It has also been noted that small increments in the sections result in a significant reduction in the γ_z coefficient and in the horizontal displacements without the costs rising very high, making this practice advantageous and compensable. The analysis became more interesting, noting that the software itself implemented in its new version a tool for optimizing the dimensions of beams and columns, which works in a similar way to the one made in this work, however, being faster and automatic.

Keywords: Rigidity. γ_z coefficient (Gama Z). Eberick. Costs.

LISTA DE SÍMBOLOS

a/H	Relação flecha/altura
A_e	Área frontal efetiva
a_k	Deslocamento do topo do edifício quando submetido à ação lateral de valor igual a P ou Q
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A_s'	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
b	Menor dimensão horizontal da edificação
C_a	Coeficiente de arrasto
d_i	Deslocamento horizontal relativo entre pavimentos
E	Módulo de elasticidade/deformação
E_{ci}	Módulo de elasticidade/deformação tangente inicial
E_{cs}	Módulo de elasticidade/deformação secante
EI	Módulo de deformação por flexão (rigidez)
F_a	Força de arrasto
$FAVt$	Fator de Ampliação dos Esforços Horizontais ou de Vento
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica inferior à tração do concreto
$f_{ctk,sup}$	Resistência característica superior à tração do concreto
F_r	Fator de rajada
f_{yd}	Resistência de escoamento de cálculo do aço
f_{yk}	Resistência característica do aço à tração
h	Altura da edificação acima do terreno
h_i	Pé direito do pavimento i
H_{tot}	Altura total da estrutura a partir do nível não deslocável
I_c	Momento de inércia da seção bruta
l_1	Largura, dimensão horizontal perpendicular à direção do vento
l_2	Profundidade, dimensão na direção do vento
n	Números de pavimentos acima do nível não deslocável

N_k	Somatório de todas as cargas verticais a partir do nível não deslocável
$P - \Delta$	Método P-Delta
P	Carregamento concentrado
p	Expoente da lei potencial de variação de S_2
Q	Carregamento distribuído
q	Pressão dinâmica do vento
S_1, S_2, S_3	Fatores topográfico, de rugosidade e estatístico, respectivamente
V_0	Velocidade básica do vento
V_i	Forças verticais acumuladas até o pavimento i
V_k	Velocidade característica do vento
z	Cota acima do terreno
α	Parâmetro de instabilidade alfa
α_1	Parâmetro limite de instabilidade alfa
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
α_i	Fator do módulo de elasticidade secante em função do f_{ck}
γ	Peso específico
γ_z	Coefficiente gama z
$\Delta M_{I,tot,d}$	Momento de tombamento
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos das forças verticais
ε_{yd}	Deformação específica de cálculo
ρ	Massa específica

LISTA DE ABREVIações E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
NB	Norma Brasileira
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
<i>NPT</i>	Norma de Procedimento Técnico
<i>SINAPI</i>	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Curva tensão x deformação para determinação do módulo de elasticidade.....	15
Figura 2 - Diagrama de tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	18
Figura 3 - Tipos de efeitos de segunda ordem. (a) Modelo indeformado da estrutura, (b) Estrutura deformada, (c) Efeitos de segunda ordem local, (d) Efeito de segunda ordem localizado em um pilar parede.	21
Figura 4 - Exemplos de contraventamento.	23
Figura 5 - Simplificação adotada no cálculo da inércia equivalente. (a) Sistema real de contraventamento, (b) Pilar parede isolado.	26
Figura 6 - Posições deslocadas em iterações sucessivas.	29
Figura 7 - Processo P- Δ . (a) Estrutura indeformada, (b) Estrutura deformada, (c) Forças horizontais fictícias.	29
Figura 8 - Variação da linha neutra no concreto armado em função da fissuração.	31
Figura 9 - Mapa de isopletras, com V_0 em m/s.....	33

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, considerando o uso de granito como agregado graúdo.....	16
Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços.	17
Tabela 3 - Características das barras.	17
Tabela 4 - Valores do fator S3.	35
Tabela 5 – Carregamentos nas lajes.....	41
Tabela 6 – Variação das seções para os diversos modelos.	44
Tabela 7 – Quantitativos de materiais para cada configuração.....	45
Tabela 8 – Resultados das análises estruturais de cada arranjo.	46
Tabela 9 - Preços unitários de insumos.	47
Tabela 10 – Custos por insumo e totais para cada arranjo.	48
Tabela 11 – Comparativo de resultados com o modelo 1.0.	51
Tabela 12 - Comparação entre configurações do mesmo grupo.	52
Tabela 13 – Custos unitários.....	54
Tabela 14 – Relações unitárias em relação ao modelo 1.0.....	55
Tabela 15 – Notas e classificação de cada modelo.	57

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	JUSTIFICATIVA	10
1.2	OBJETIVOS	10
1.2.1	Objetivo Geral	10
1.2.2	Objetivos Específicos	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1	CONCRETO ARMADO	12
2.1.1	Normas Técnicas	12
2.1.2	Vantagens e desvantagens	13
2.1.3	Características do concreto	13
2.1.4	Características do aço para concreto armado	16
2.1.5	Durabilidade da estrutura	18
2.1.6	Estados limites, ações e combinações	19
2.2	ESTABILIDADE GLOBAL	20
2.2.1	Rigidez Estrutural	21
2.2.2	Classificação estrutural	22
2.2.3	Parâmetro de instabilidade α	24
2.2.4	Coefficiente γ_z	26
2.2.5	Coefficiente FAVt	27
2.2.6	Relação a/H	27
2.3	FATORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIDADE GLOBAL	27
2.3.1	Não-linearidade geométrica	28
2.3.2	Não-linearidade física	31
2.3.3	Força de vento	32
3	MATERIAIS E MÉTODOS	37

3.1	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	37
3.1.1	Projeto arquitetônico	37
3.1.2	Parâmetros para o dimensionamento	37
3.2	METODOLOGIA	38
3.3	ESPECIFICAÇÕES DE ARMADURAS.....	39
3.4	MODELO INICIAL.....	40
3.5	DEMAIS ARRANJOS.....	42
3.5.1	Determinação dos padrões	42
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	47
4.1	ANÁLISE DE CUSTOS	47
4.2	COMPARAÇÕES ENTRE OS MODELOS.....	49
4.2.1	Perante ao arranjo inicial	49
4.2.2	Entre o mesmo grupo.....	52
4.2.3	Custos unitários	53
4.2.4	Classificação por notas	56
5	CONCLUSÕES.....	58
5.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	60
	REFERÊNCIAS.....	62
	APÊNDICE A	65

1 INTRODUÇÃO

Com o crescente aumento da população em grandes centros urbanos, é possível notar que a falta de espaços e a limitação das dimensões de terrenos conduz a verticalização da cidade. Atualmente, o mesmo já vem acontecendo em centros urbanos menores, que devido aos altos custos envolvidos na compra de terrenos nota-se a preferência pela construção de edifícios ao invés de casas, edifícios estes que tem cada vez maior altura.

A construção de edifícios altos e esbeltos com diversos pavimentos necessita de cuidados especiais, pois nesses tipos de estruturas começam a agir efeitos que acabam sendo desprezados em construções de menor porte. Um exemplo disso são os efeitos de segunda ordem, que afetam o equilíbrio da estrutura devido ao deslocamento e promovem o surgimento de esforços adicionais. Dessa maneira, torna-se indispensável a necessidade de se fazer uma análise da estabilidade global dessas estruturas.

Para Lins (2013, p. 20), estabilidade global é basicamente a capacidade que a estrutura possui de transmitir os esforços de primeira e segunda ordem, que tendem a levar ao tombamento da estrutura, para a fundação, mediante a rigidez da estrutura. O estudo da estabilidade global visa encontrar parâmetros para a medição desses esforços adicionais e classificar as estruturas quanto a sua necessidade ou não de levar em conta os efeitos de segunda ordem nos cálculos, sendo as estruturas de nós móveis ou fixos, respectivamente.

Uma das ações mais importantes a serem consideradas na análise da estabilidade global é o vento, uma vez que esse esforço horizontal tende a deslocar a estrutura e elevar os efeitos de segunda ordem. Apesar de ser muitas vezes desconsiderado na concepção de estruturas de menor altura, a consideração das ações do vento é de grande relevância, e é feita de acordo com a Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

Outro fator importante a ser considerado pela análise de segunda ordem é a não-linearidade, tanto física quanto geométrica. A não-linearidade geométrica basicamente é a análise da estrutura em seu estado deformado, após considerar todas as ações horizontais e verticais que estão atuando. Por outro lado, de acordo com Pinto e Ramalho (2002, p. 171) a não-linearidade física leva em conta o comportamento do material que constitui a estrutura, que nesse caso é o concreto

armado, não ser elástico perfeito. Vários são os fatores que levam o comportamento desse material não ser linear, como os efeitos de fissuração, fluência e o escoamento da armadura.

A análise desses efeitos se torna complexa e bastante trabalhosa, e na maioria das vezes exige o uso de programas computacionais para alcançar um bom resultado. Um dos processos de análise da não-linearidade geométrica é conhecido como processo P- Δ (P-Delta), que é feito de forma iterativa. Ao invés de realiza-lo manualmente, o que demandaria de muito tempo e esforço, o projetista fornece algumas informações necessárias ao software de cálculo, e a partir destas o programa por meio de diversas iterações fornece resultados como modelos tridimensionais e esforços de cálculo.

Ainda a respeito da estabilidade global, uma característica que está diretamente ligada ao equilíbrio da estrutura e tem papel fundamental nessa análise, é sua rigidez. De acordo com Lins (2013, p. 30) “toda estrutura quando submetida a ações verticais e horizontais está sujeita a deslocamentos laterais e por consequência a esforços de segunda ordem, na qual variam de intensidade em função da rigidez da estrutura”. Dessa maneira, é possível a realização de diversas análises da estrutura levando em conta diferentes níveis de rigidez. Esses diferentes níveis de rigidez podem ser obtidos com a alteração de algumas características da estrutura, como a posição dos pilares, dimensões da seção de pilares e vigas que formam pórticos, ou também a construção de núcleos rígidos e pilares-paredes.

Apesar de toda a necessidade e importância dessas análises estruturais, é importante lembrar que além de projetar, dimensionar e construir toda uma obra, um engenheiro também tem a função de encontrar soluções eficientes e econômicas. Basicamente, isso implica que por vezes a melhor solução está na opção que possui o melhor custo-benefício.

De acordo com Albuquerque (1998, p. 1), “o projeto estrutural, individualmente, responde pela etapa de maior representatividade no custo total da construção (15% a 20% do custo total)”. O autor explica então que dessa maneira se vê a importância de um estudo para escolher o tipo de estrutura a ser adotada, uma vez que uma redução de 10% no custo da estrutura poderia resultar numa diminuição de 2% do custo total, valor que corresponde a toda a execução da etapa de pintura.

Atualmente, é perceptível que as estruturas estão se tornando mais flexíveis do que as feitas antigamente, onde eram utilizados numerosos pilares, e ainda por

cima, pilares robustos. Isso é resultado de um avanço da tecnologia empregada na construção e nos materiais, bem como as técnicas utilizadas. Tendo tudo isso em mente, esse trabalho buscará realizar uma análise técnico-econômica entre estruturas mais rígidas e estruturas flexíveis.

1.1 JUSTIFICATIVA

Com a constante evolução da tecnologia no ramo da construção civil, é notável que a estrutura das edificações vem se modificando com o passar do tempo, sendo possível observar edificações cada vez maiores e mais esbeltas. Esse crescimento da altura das estruturas é acompanhado com a necessidade de análises mais criteriosas a fim de garantir a segurança e a estabilidade das mesmas.

Juntamente com isso está a frequente exigência e vontade por parte dos arquitetos de se construir com poucos pilares, a fim de proporcionar grandes vãos livres. De mesmo modo, há a busca da diminuição das dimensões dos elementos estruturais a fim de não ficarem expostos, pela utilização de maiores f_{cks} , levando a estruturas mais esbeltas.

A fim de atender as diferentes necessidades de clientes, arquitetos e também limitações de espaços, torna-se importante uma análise da estrutura levando em conta sua rigidez. Além disso, tendo o conhecimento da importância da representatividade da estrutura no custo total de uma edificação, vê-se necessário encontrar uma relação entre diferentes arranjos estruturais com variação do grau de rigidez e a influência disso no custo de uma edificação.

Por isso, buscando atender a esta demanda, o presente estudo procura determinar a relação do grau de rigidez estrutural com seu custo a fim de encontrar a solução mais viável.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar a variação do custo em função da rigidez de uma edificação de 10 pavimentos.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar lançamentos estruturais com diferentes graus de rigidez;
- Analisar os arranjos estruturais através do software Eberick;
- Fazer um levantamento dos parâmetros disponíveis na literatura para avaliar a estabilidade das edificações;
- Obter o quantitativo de materiais, e avaliar o custo da estrutura de cada arranjo;
- Comparar a variação do custo em função da rigidez;
- Identificar a solução mais eficiente de acordo com os parâmetros considerados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

O concreto é basicamente um material composto de cimento, água e agregados miúdos e graúdos, onde o objetivo da utilização de agregados está no fato de o cimento ser um material muito caro, então visa-se reduzir os custos do material sem que a qualidade seja prejudicada (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Apesar de possuir uma alta resistência à compressão, o concreto possui uma pequena resistência a tração, sendo considerada até 10 vezes menor que a anterior. Sabendo que as ações de tração estão presentes em praticamente todas as estruturas, para melhor proveito do concreto faz-se a associação com um material com boa resistência à tração, o aço (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

A adição do aço no concreto resulta na “criação” do material conhecido por concreto armado, que é o material construtivo de maior utilização em todo o mundo, não sendo diferente no Brasil. A seguir serão mostradas algumas normas técnicas importantes para o concreto armado, algumas vantagens e desvantagens do seu uso, características importantes dos materiais utilizados, indicações de durabilidade das estruturas e dos estados limites, ações e combinações (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

2.1.1 Normas Técnicas

Com a finalidade de padronizar as técnicas de elaboração de projeto, execução e controle de obras, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos necessários através de normativas específicas. Para o caso do concreto e suas variáveis, a principal norma vigente é a NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento, onde estão dispostas todos os critérios gerais e requisitos básicos para projetos de estruturas de concreto simples, armado e protendido, em diferentes tipos de obras, desde edifícios até pontes, arcos, torres, entre outras (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Ainda de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 27), além dessa principal, são utilizadas algumas normativas complementares que abordam situações mais específicas. São exemplos as normas a seguir:

- NBR 6120:1980 (versão corrigida de 2000) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento;
- NBR 8681:2003 (versão corrigida de 2004) – Ações e segurança nas estruturas – procedimento;
- NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – procedimento;
- NBR 7480:2007 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação;
- NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013) – Forças devido ao vento em edificações – procedimento;
- NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

Desta maneira, todo o estudo desenvolvido será baseado nas normas vigentes.

2.1.2 Vantagens e desvantagens

Por ser o material mais utilizado na construção, é visto que o concreto possui maior número de vantagens do que desvantagens. Dentre as vantagens estão: economia por serem materiais de modo geral baratos, facilidade de execução por se tratarem de técnicas mais simples e conhecidas, adaptação em qualquer tipo de forma, possuir grande durabilidade e resistência a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos. Em contraponto, suas desvantagens são: elevado peso específico ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$), baixo grau de isolamento térmico e acústico e a necessidade do uso de fôrmas e escoras até se atingir consistência e resistência suficiente (PORTO; FERNANDES, 2015; CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

2.1.3 Características do concreto

a) Massa específica

A massa específica (ρ_c) do concreto pode ser determinada por ensaios simples, e geralmente está compreendida entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 . A norma

NBR 6118:2014 indica que caso a massa específica não seja conhecida, para efeitos de cálculo, adote-se o valor de 2400 kg/m³ para concreto simples e 2500 kg/m³ para concreto armado.

b) Resistência à compressão

A principal característica do concreto, é determinada através de ensaios com corpos de provas. Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 35) define a resistência característica (f_{ck}) do concreto à compressão como sendo “o valor da resistência, de modo que 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele”. Dessa maneira, a NBR 6118:2014 define algumas classes de resistência do concreto, englobando desde o concreto C20 ao C90, sendo o número a representação da resistência característica à compressão, em MPa, aos 28 dias.

c) Resistência à tração

Como já foi dito anteriormente, o concreto possui uma resistência à tração muito baixa, e por conta disso, é desprezada durante o dimensionamento. Porém, como está relacionada à fissuração, torna-se importante conhecê-la. Sua determinação também é feita por ensaios, porém a NBR 6118:2014 possibilita que, na falta de ensaios, a resistência seja estimada através das equações (1) e (2):

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (2)$$

sendo,

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

para concreto de classes até C50 e

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (4)$$

para concreto de classes C55 até C90,

onde,

$f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$ são as resistências características inferior e superior à tração, respectivamente;

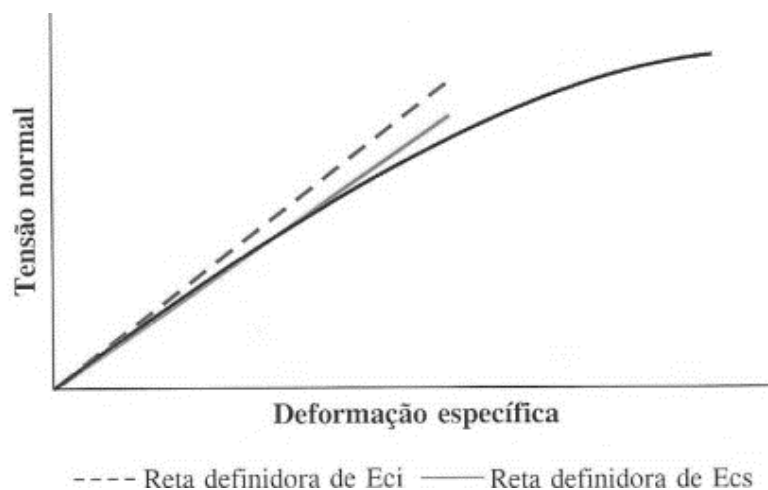
$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração;

as resistências são expressas em MPa, e para a idade de 28 dias.

d) Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é um parâmetro que determina a rigidez de um material, sendo que quanto maior for seu valor, maior esforço será necessário para deformar este material. A norma utiliza dois tipos de módulos de elasticidade, o módulo tangente inicial (E_{ci}) que é o coeficiente angular de uma reta tangente à curva tensão deformação, e o módulo secante (E_{cs}) que é obtido através da declividade de uma linha traçada da origem até um ponto da curva que corresponde à 40% da carga de ruptura. Esses módulos podem ser observados na da Figura 1 (SILVA, 2011).

Figura 1 - Curva tensão x deformação para determinação do módulo de elasticidade.



Fonte: SHENATA, 2005 apud SILVA, 2011.

Assim como a resistência à tração, o módulo de elasticidade inicial pode ser obtido através de ensaios, porém a norma possibilita estima-lo através das equações (5) ou (6), dependendo do f_{ck} adotado.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (5)$$

para f_{ck} de 20 a 50 MPa, e

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (6)$$

para f_{ck} de 55 a 90 MPa,

sendo α_E um fator que varia entre 0,7 e 1,2 dependendo do tipo do agregado graúdo.

O módulo de elasticidade secante (E_{cs}), também chamado de módulo de deformação secante, pode ser estabelecido pela equação (7).

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (7)$$

sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (8)$$

Por fim, a NBR 6118:2014 ainda apresenta uma tabela de valores estimados (considerando o agregado graúdo como sendo granito ($\alpha_E = 1,0$)) que podem ser utilizados no projeto estrutural, para cada tipo de classe de resistência do concreto, como pode ser visto na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, considerando o uso de granito como agregado graúdo.

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: NBR 6118:2014.

2.1.4 Características do aço para concreto armado

O aço utilizado no concreto armado deve seguir as recomendações da NBR 7480:2007 que trata especificamente do seu uso como armadura, tendo valores de resistências características nas categorias CA-25 e CA-50 para barras, ou CA-60 para fios, onde o número representa o valor característico da resistência de escoamento do aço em kN/cm².

Algumas características dos tipos de aço podem ser observadas na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços.

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ε_{yd} (%)
CA-25	250	217	0,104
CA-50	500	435	0,207
CA-60	600	522	0,248

Fonte: Adaptado de CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014.

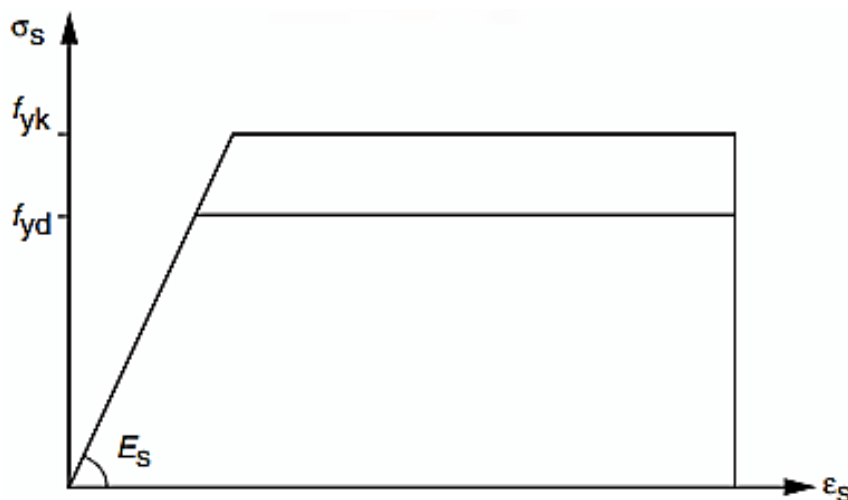
Além disso, é possível observar as características das barras de aço pela Tabela 3, e o comportamento do diagrama de tensão x deformação pela Figura 2.

Tabela 3 - Características das barras.

Diâmetro nominal (mm)	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Barras	Massa nominal I (kg/m)	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção (mm²)	Perímetro (mm)
6,30	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,00	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,00	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,50	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,00	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,00	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,00	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,00	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,00	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,00	9,865	± 4%	1256,6	125,7

Fonte: NBR 7480:2007.

Figura 2 - Diagrama de tensão-deformação para aços de armaduras passivas.



Fonte: NBR 6118:2014.

2.1.5 Durabilidade da estrutura

Além das capacidades de resistências e demais características dos materiais, uma estrutura deve proporcionar segurança e bom desempenho durante sua vida útil. Para isso, a NBR 6118:2014 recomenda algumas medidas a fim de garantir as características importantes da estrutura. Três medidas bastante importantes a serem levadas em conta são: a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) do local, o cobrimento e a relação água cimento do concreto.

Diversas ações físicas e químicas atuam sobre as estruturas de concreto, podendo agredir e comprometer alguns pontos. Para isso, se faz necessário classificar o risco de deterioração e a intensidade da agressividade de acordo com o ambiente em que a estrutura está inserida. Isso é feito através da tabela 6.1, p. 17 da norma referida.

O cobrimento mínimo é uma distância livre entre a face do elemento estrutural até a barra de aço mais próxima a esta, deixada a fim de proteger a armadura dos efeitos do ambiente, evitando a corrosão. O cobrimento a ser utilizado depende da classe de agressividade ambiental e do tipo de elemento estrutural, e pode ser obtido pela tabela 7.2, p. 20 da NBR 6118:2014.

Por fim, a qualidade das estruturas está diretamente ligada ao tipo, características e qualidade do concreto que é utilizado. Para isso, a norma apresenta uma tabela a ser utilizada em caso de falta de ensaios comprobatórios de

desempenho da durabilidade, que relaciona novamente a classe ambiental, com a classe de concreto e a relação água/cimento a ser utilizada. Esses dados podem ser consultados pela tabela 7.1, p.18 da norma citada.

2.1.6 Estados limites, ações e combinações

Durante a análise da estrutura, é necessário levar em conta dois estados limites para avaliar o comportamento da estrutura, os estados limites último e de serviço. O primeiro é utilizado para se fazer o dimensionamento da estrutura, uma vez que está ligado à ruína e falha dessa. O item 10.3 da NBR 6118:2014 cita alguns casos em que se deve verificar os estados limites, como na perda de equilíbrio da estrutura, esgotamento da capacidade resistente, colapso progressivo (fadiga) entre outros. Já o estado último de serviço está relacionado ao conforto do usuário e aparência da estrutura, que podem ser comprometidos com o aparecimento de fissuração e grandes flechas em lajes e vigas. A norma também apresenta alguns casos em que devem ser verificados os estados últimos de serviço pelo item 3.2, como formação e abertura de fissuras, deformações e vibrações excessivas (SANTOS, 2014).

Além disso, a norma ainda cita pelo item 11.8 a necessidade da realização de combinações das ações, um processo que leva em conta a probabilidade da atuação simultânea de diversas ações durante um certo período, com o intuito de determinar os efeitos mais desfavoráveis e assim fazer a verificação com os estados últimos. Para isso, as ações são divididas em permanentes, variáveis e excepcionais, sendo a primeira as ações que ocorrem praticamente em toda a vida útil da estrutura – como peso próprio e instalações –, a segunda as ações que variam com o tempo – como ação do vento e variação da temperatura –, e a última as ações que não se pode controlar os efeitos – explosões, enchentes, sismos.

Após se determinar todos os tipos de ações atuantes, faz-se o uso de alguns coeficientes de ponderação, que visam majorar ou minorar os esforços dependendo de cada caso, e então faz-se as combinações através das equações descritas nas tabelas 11.3 e 11.4 da NBR 6118:2014, dependendo do estado último a ser analisado.

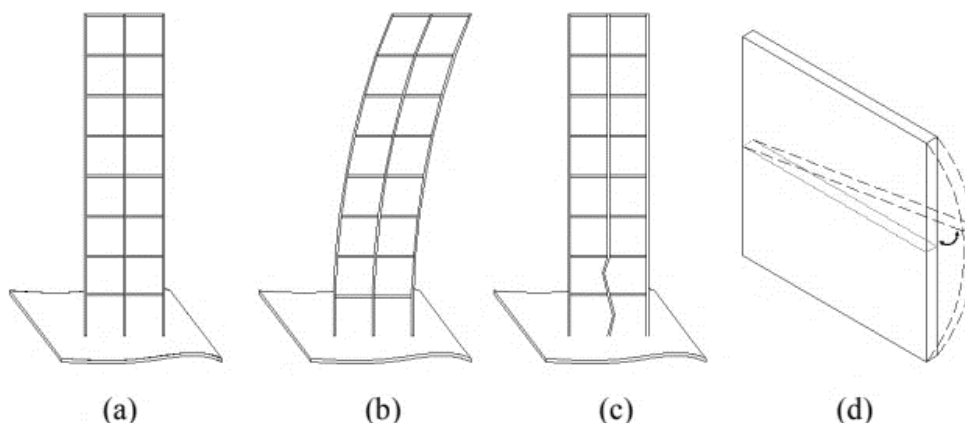
2.2 ESTABILIDADE GLOBAL

Durante a análise de uma estrutura são levados em conta diversos efeitos causados pelas ações atuantes e realizadas as verificações com os estados limites últimos e de serviço. Para isso são consideradas algumas hipóteses básicas descritas pela NBR 6118:2014, sendo uma delas a respeito das condições de equilíbrio. Esta hipótese estabelece as equações de equilíbrio com base na geometria indeformada da estrutura, que correspondem à teoria de primeira ordem, e os casos em que os deslocamentos alterem significativamente os esforços internos, correspondendo à teoria de segunda ordem.

Dessa forma, na análise de equilíbrio na configuração deformada da estrutura surgem os efeitos de segunda ordem, que são somados aos obtidos na análise de primeira ordem, calculados na configuração indeformada da estrutura. Deslocamentos excessivos, principalmente em edifícios altos, podem levar a danos nos elementos estruturais e não estruturais, como paredes, provocando um desconforto aos usuários, além de comprometer a estabilidade global da edificação (OLIVEIRA, 1998).

Os efeitos de segunda ordem ainda podem ser divididos em efeitos globais, locais e localizados (Fig. 3). Inicialmente temos uma estrutura indeformada (Figura 3 – a). Quando a ação das forças verticais e horizontais resulta no deslocamento horizontal dos nós da estrutura, chamamos de efeitos globais de segunda ordem (Figura 3 – b). Os efeitos locais de segunda ordem surgem quando os próprios eixos das barras não permanecem retilíneos, afetando os esforços solicitantes ao longo de seu comprimento (Figura 3 – c). Já os efeitos localizados de segunda ordem ocorrem como o próprio nome já diz, em uma região especificamente localizada de um elemento, como em um pilar parede (Figura 3 – d), que pode apresentar uma região com uma não retilíneidade maior do que quando comparado ao o mesmo pilar como um todo (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Figura 3 - Tipos de efeitos de segunda ordem. (a) Modelo indeformado da estrutura, (b) Estrutura deformada, (c) Efeitos de segunda ordem local, (d) Efeito de segunda ordem localizado em um pilar parede.



Fonte: LINS, 2013.

2.2.1 Rigidez Estrutural

Um dos principais fatores que garantem a estabilidade de uma estrutura é a sua rigidez. Freitas (2015, p.78) trata a rigidez como “a capacidade de um determinado corpo em resistir a uma deformação gerada por alguma ação externa”, fazendo com que ela afete diretamente nos deslocamentos da estrutura.

A rigidez da estrutura pode ser modificada de diferentes maneiras, desde a concepção estrutural até a introdução de elementos específicos. Normalmente, as estruturas são formadas por pilares, vigas e lajes, cada elemento possuindo uma função. Porém, para a análise da estabilidade global levando em conta a rigidez, as lajes possuem influência muito pequena, sendo desprezada na maioria das vezes, dando-se mais importância aos pilares e vigas (KIMURA, 2007). Desse modo, caso seja necessário aumentar ou diminuir a rigidez da estrutura procura-se modificar esses dois elementos, ou até verificar a locação e direção dos pilares. Além disso, a formação de pórticos entre as vigas e pilares é essencial para a garantia da estabilidade.

Outra opção utilizada para se aumentar a rigidez de uma estrutura é a inserção de alguns elementos estruturais específicos, como núcleos rígidos. Esses núcleos são basicamente formados por pilares paredes em formatos U ou L e possuem elevada rigidez à flexão, sendo geralmente encontrados em caixas de escadas e elevadores (FREITAS, 2015).

Além da análise específica dos elementos estruturais, outro ponto importante e que tem influência no deslocamento horizontal, e conseqüentemente nos efeitos estabilidade global, são as ligações viga-pilar. Essas regiões também chamadas de nós, possuem um comportamento particular pois há a mudança de eixo da estrutura provocando mudanças dos esforços internos e da distribuição de tensões (STRAMANDINOLI, 2007).

Ainda de acordo com Stramandinoli (2007, p. 18), as ligações são classificadas de acordo com a rigidez à flexão em: articuladas, semirrígidas e rígidas. A primeira não apresenta impedimento à ocorrência de rotação entre as peças conectadas, ou seja, são rótulas perfeitas. A última impede todos os tipos de deslocamentos relativos entre as peças, não havendo alteração no ângulo rotativo entre elas. Já as ligações semirrígidas possuem resistência apenas à rotação relativa, sem impedir todo o deslocamento.

Para efeito de simplificação da análise proposta, neste trabalho serão consideradas somente ligações perfeitamente rígidas.

2.2.2 Classificação estrutural

Para análise de estabilidade global as estruturas são classificadas quanto à mobilidade dos elementos da estrutura, e dessa maneira podem ser classificadas como estruturas de nós móveis ou de nós fixos (WORDELL, 2003).

Uma estrutura é considerada de nós fixos quando os deslocamentos dos nós da estrutura são pequenos, levando a efeitos de segunda ordem desprezíveis. A possibilidade de se desprezar os efeitos de segunda ordem vem de uma recomendação da NBR 6118:2014, caso estes sejam inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem. Nesses tipos de estruturas basta apenas considerar os esforços locais de segunda ordem.

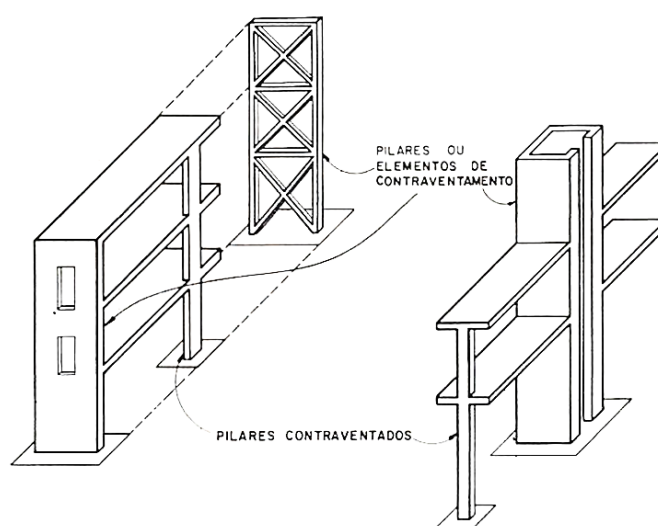
Por outro lado, uma estrutura é considerada de nós móveis quando os deslocamentos horizontais não são pequenos a ponto de se desprezar os efeitos de segunda ordem (superiores a 10% dos de primeira ordem), e nesses casos deve-se considerar tanto os esforços globais quanto locais e localizados de segunda ordem, e também deve-se levar em conta a não-linearidade geométrica e física (OLIVEIRA, 1998, apud Franco, 1985). A não-linearidade física é decorrente do comportamento mecânico dos materiais e da fissuração do concreto, e pode ser aproximada com

valores para a rigidez dos elementos estruturais. Já a não-linearidade geométrica exige uma análise de segunda ordem global da estrutura. Essa análise nas estruturas de nós móveis se torna bastante complexa, e dessa forma, muitas vezes opta-se por projetar uma subestrutura de contraventamento, com rigidez suficiente para que os efeitos de segunda ordem possam ser desprezados e a estrutura ser considerada de nós fixos. A norma define contraventamento no item 15.4.3 como sendo:

Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento. Os elementos que não participam da subestrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados. (NBR 6118:2014, p. 103)

Exemplos desses elementos de contraventamento (Figura 4) são as caixas de elevadores, escadas e os pilares paredes, que possuem baixa deformabilidade ou podem ser considerados indeformáveis horizontalmente em uma direção. Já os demais elementos, como os pilares que não formam pórticos, são considerados elementos contraventados, por não participarem da subestrutura de contraventamento (CHINEM, 2010).

Figura 4 - Exemplos de contraventamento.



Fonte: FUSCO, 1981.

Apesar de tudo isso, Franco e Vasconcelos (1991, apud Oliveira 1998, p.11) ressalta que não existe diferença entre subestruturas contraventadas e não contraventadas, a não ser por definição, pois todos os elementos da estrutura participam no contraventamento, mudando somente o grau de influência. O mesmo

ocorre sobre a classificação das estruturas pela sua capacidade de ser deslocada, uma vez que não existem estruturas “ind deslocáveis”.

Por fim, a análise da estabilidade global de uma edificação utiliza alguns parâmetros e coeficientes. Os principais, e que são citados na norma são: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , mas também existem outros métodos menos utilizados, como o coeficiente FAVt e a relação a/H, definidos nas próximas seções.

2.2.3 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com Oliveira (1998, p. 17), o parâmetro α foi estabelecido em 1967 por Hubert Beck e Gert Köning, e funciona como uma forma de se medir capacidade de deslocamento da estrutura e avaliar a sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Segundo a NBR 6118:2014, a estrutura pode ser considerada de nós fixos se o parâmetro de instabilidade α desta for menor que α_1 , expressos pelas equações (9) a (11).

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (9)$$

sendo,

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3 \quad (10)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4 \quad (11)$$

onde,

α e α_1 são adimensionais;

n é o número de barras horizontais (pavimentos) 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, em metros;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir no nível considerado para o cálculo do H_{tot}), com seu valor característico, em kN;

$E_{cs} I_c$ é 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 $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante, em kN.cm².

A norma ainda indica alguns valores a serem adotados em casos específicos como: “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 $\alpha_1 = 0,5$.” (NBR 6118:2014, p.105).

O valor de I_c pode ser calculado considerando as seções brutas dos pilares, enquanto a rigidez equivalente é determinada através de:

- Calcular o deslocamento do topo da estrutura sob ação do carregamento horizontal;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de altura H_{tot} , que sob a ação do mesmo carregamento sofra o mesmo deslocamento no topo.

Dessa forma, a rigidez em um pilar equivalente pode ser obtida através de duas diferentes relações, mostradas pelas Equações (12) e (13).

$$EI = \frac{PH_{tot}^3}{3a_k} \quad (12)$$

$$EI = \frac{QH_{tot}^4}{8a_k} \quad (13)$$

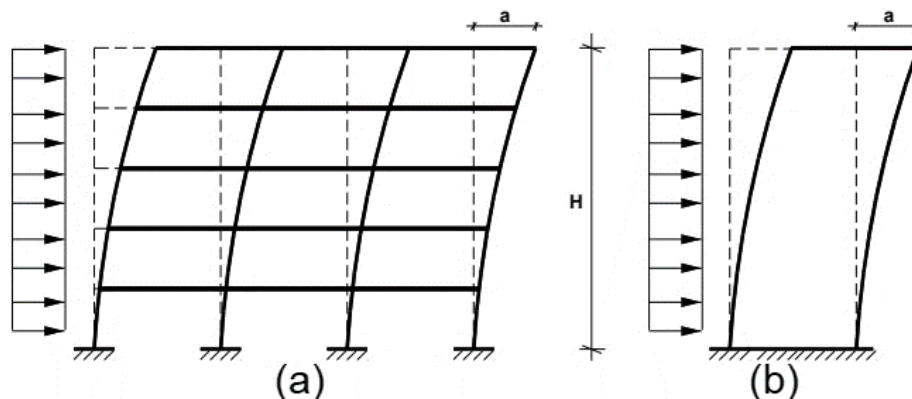
onde,

P e Q são as cargas concentrada e distribuída, respectivamente, em kN;

a_k é o deslocamento do topo do edifício quando submetido à ação lateral de valor igual a P ou Q , em metros.

A diferença entre as duas relações está no tipo de carregamento considerado, sendo a primeira por carregamento concentrado aplicado no topo da estrutura, e a segunda por carregamento distribuído ao longo de toda a estrutura. De acordo com França (1985, apud Oliveira, 1998, p. 17), a segunda equação é mais conveniente para se determinar a rigidez equivalente pois representa uma situação mais realista do comportamento das ações horizontais atuantes, como exemplo, os ventos. Essa situação está representada na Figura 5, a seguir.

Figura 5 - Simplificação adotada no cálculo da inércia equivalente. (a) Sistema real de contraventamento, (b) Pilar parede isolado.



Fonte: OLIVEIRA, 1998.

2.2.4 Coeficiente γ_z

Segundo Oliveira (1998), o coeficiente γ_z foi criado pelos engenheiros Augusto Carlos Vasconcelos e Mário Franco em 1991, e assim como o parâmetro α também é adimensional e avalia a deslocabilidade horizontal levando em conta a sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Esse coeficiente é utilizado como majorador dos esforços de primeira ordem para obtenção dos esforços finais, que incluem também os de segunda ordem. Sua definição pela NBR 6118:2014 é feita pela equação (14).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1,tot,d}}} \quad (14)$$

onde,

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem, em kN.m;

$\Delta M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura, em kN.m.

Assim como o parâmetro α , também é possível a classificação da estrutura pelo coeficiente γ_z . Sendo assim, considera-se que a estrutura é de nós fixos caso $\gamma_z \leq 1,1$, caso contrário esta será de nós móveis. Essa parte decimal do coeficiente encontrado está relacionada à magnitude dos esforços de segunda ordem. Caso seja

encontrado um $\gamma_z = 1,15$ por exemplo, significa que os efeitos de segunda ordem são em torno de 15% dos efeitos de primeira ordem.

Outra análise a ser feita a respeito do resultado encontrado, é que resultados inferiores a 1 ou negativos são incoerentes e demonstram erro de modelação. Por outro lado, valores superiores a 1,3 indicam alto grau de instabilidade da estrutura, e recomenda-se ou a realização de uma análise pelo processo P- Δ ou tornar a estrutura mais rígida.

2.2.5 Coeficiente FAVt

O FAVt (Fator de Ampliação dos Esforços Horizontais ou de Vento) é um coeficiente exclusivo do sistema TQS (software de engenharia estrutural), e é obtido com base no coeficiente γ_z , porém, levando em conta os valores dos deslocamentos horizontais ocasionados pela carga vertical, sendo calculado a partir de uma análise não-linear geométrica e se aproximando do processo P- Δ .

Os causadores desses deslocamentos horizontais gerados pelas cargas verticais são as “estruturas assimétricas, cargas excêntricas, desaprumos e vigas de transições, é por este motivo que este parâmetro analisa de forma mais refinada a estabilidade global de edifícios” (LESSA, 2016).

2.2.6 Relação a/H

Também descrita por relação “flecha/altura”, esse parâmetro é um dos mais antigos para a análise da estabilidade da estrutura, sendo utilizado desde a década de 30, e consiste na razão máxima entre a deflexão lateral pela altura total do edifício. Atualmente não é mais citado na norma, mas a antiga Norma Brasileira (NB) 1/1994 indica que a relação a/H seja menor ou igual a 1/500 e que o deslocamento relativo entre os pavimentos não ultrapasse 4 mm (OLIVEIRA, 1998).

2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIDADE GLOBAL

Como visto anteriormente, quando uma estrutura ultrapassa certos limites e passa a ser considerada como de nós móveis, não se pode desprezar os efeitos de

segunda ordem gerados pelos deslocamentos laterais, e assim, se faz necessária uma análise mais criteriosa.

De acordo com a NBR 6118:2014, nesse tipo de estrutura devem obrigatoriamente serem considerados os efeitos da não-linearidade geométrica e física, e posteriormente no dimensionamento, devem ser considerados tanto efeitos globais como locais de segunda ordem.

Nos itens a seguir, será descrito do que se tratam esses efeitos de não-linearidade, bem como alguns métodos para suas determinações.

2.3.1 Não-linearidade geométrica

Assim como já foi dito, quando forças verticais e horizontais atuam simultaneamente, em alguns casos somente pela ação de forças verticais, os nós da estrutura são deslocados horizontalmente, e por decorrência disso, os elementos que compõem a estrutura sofrem um aumento de solicitações. Dessa maneira, é necessário então prestar atenção aos esforços adicionais de segunda ordem, pois o equilíbrio agora será na posição deformada da estrutura (WORDELL, 2003).

A seguir serão apresentados três processos para determinação dos efeitos de segunda ordem, desde o mais simples ao mais rigoroso.

- Processo simplificado

Esse método é citado na NBR 6118:2014, pelo item 15.7.2, da seguinte maneira:

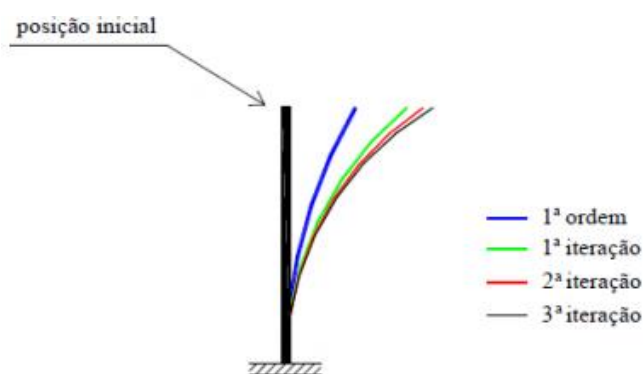
Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \cdot \gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$. (NBR 6118:2014, p. 106)

De acordo com Carmo (1995, apud Oliveira, 1998, p. 24) a utilização desse processo para determinar os esforços de segunda ordem é segura pois todos os valores percentuais de acréscimo de esforços em relação aos de primeira ordem obtidos em estudos são superiores aos calculados pelo processo mais rigoroso.

- Método P- Δ

Também conhecido como método N-a, é um dos métodos mais conhecidos e utilizados, inclusive em programas de dimensionamento e análise estrutural. O método P- Δ relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ), e consiste em uma análise iterativa, como mostrado na Figura 6.

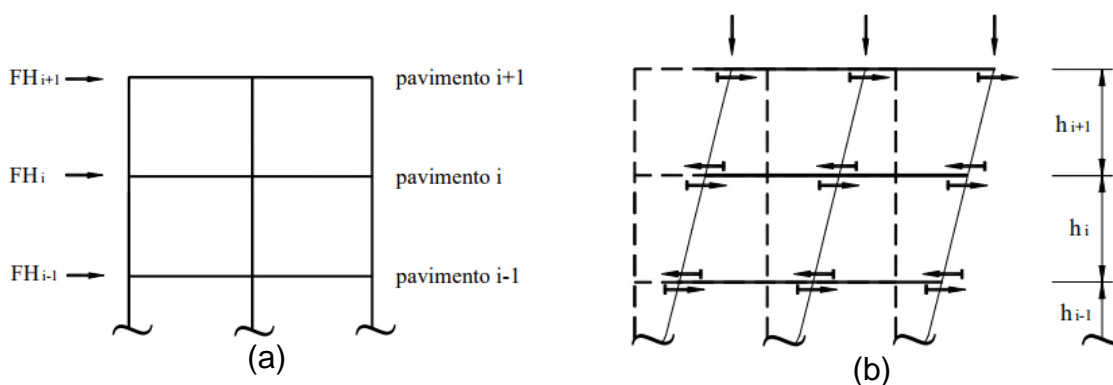
Figura 6 - Posições deslocadas em iterações sucessivas.

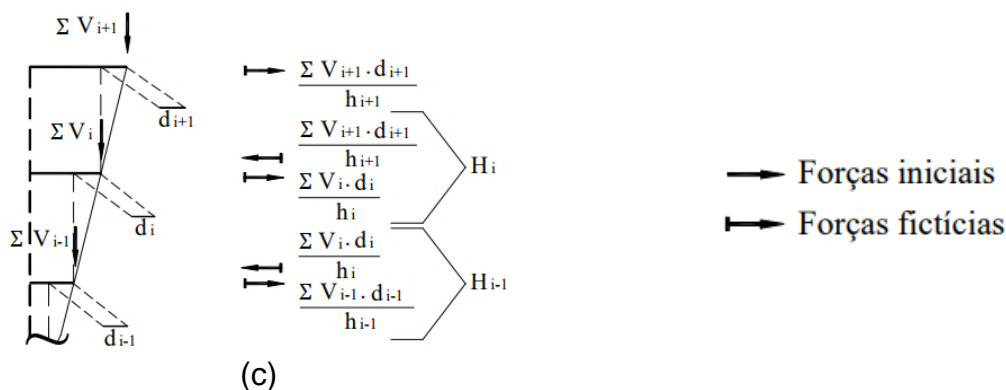


Fonte: LIMA, 2001.

A primeira análise é feita com a estrutura indeformada submetida às ações horizontais (Figura 7-a), encontrando os deslocamentos resultantes e determinando os deslocamentos relativos entre pavimentos. As forças verticais geram então momentos proporcionais aos deslocamentos em cada pavimento, que podem ser substituídos por binários equivalentes constituídos de forças horizontais (Figura 7-b), tendo como resultantes em cada pavimento as forças horizontais fictícias (Figura 7-c), calculadas pela Expressão (15) (LIMA, 2001).

Figura 7 - Processo P- Δ . (a) Estrutura indeformada, (b) Estrutura deformada, (c) Forças horizontais fictícias.





Fonte: LIMA, 2001.

$$H_i = \frac{\sum V_i \cdot d_i}{h_i} - \frac{\sum V_{i+1} \cdot d_{i+1}}{h_{i+1}} \quad (15)$$

onde,

$\sum V_i$ e $\sum V_{i+1}$ são as forças verticais acumuladas até os pavimentos i e $i + 1$, respectivamente;

h_i e h_{i+1} são os pés direitos dos pavimentos i e $i + 1$, respectivamente;

d_i e d_{i+1} são os deslocamentos horizontais relativos do pavimento i em relação ao pavimento $i - 1$ e do pavimento $i + 1$ em relação ao pavimento i , respectivamente.

De acordo com Lima (2001, p. 83), as forças horizontais fictícias encontradas são então somadas às forças horizontais iniciais, resultando em forças horizontais modificadas que são utilizadas para uma nova análise onde se encontrarão novos deslocamentos, e novas forças horizontais fictícias e modificadas são calculadas dando continuidade ao processo iterativo.

As análises do processo P- Δ são feitas até que se encontre uma convergência dos deslocamentos, que corresponde à posição de equilíbrio, que acontece quando os deslocamentos não excedem em mais de 5% os anteriores. Os esforços encontrados nesta posição são os esforços finais procurados, já incluindo os de segunda ordem MacGregor (1988, apud Lima, 2001).

Lima (2001, p. 83) ainda ressalta que para ter maior precisão nos deslocamentos laterais, deve-se modificar a rigidez EI a cada iteração devido aos novos valores de momentos, considerando os diagramas momento-curvatura. Porém, por ser bastante trabalhosa e exigir o conhecimento prévio das armaduras, pode-se adotar o processo simplificado descrito pela norma, citado no item 2.3.2 a seguir.

- Método rigoroso

De acordo com Franco (1985, apud Oliveira, 1998, p.28) o método rigoroso é também um processo iterativo, repetido até que haja uma diferença entre os esforços solicitantes e os esforços internos menor que um valor limite estipulado. Através desse método é possível prever o valor da carga crítica de flambagem da estrutura, porém para sua realização, deve-se conhecer a geometria, o carregamento aplicado e as armaduras das peças estruturais.

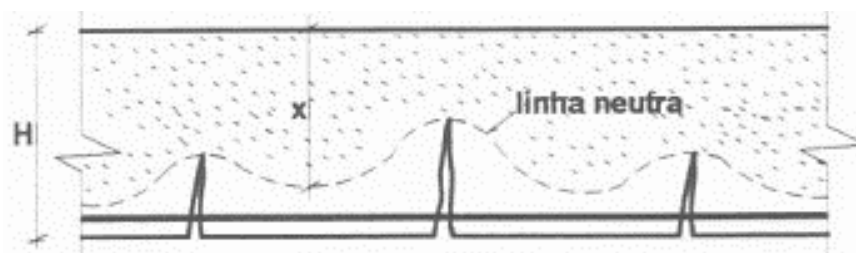
2.3.2 Não-linearidade física

Enquanto a não-linearidade geométrica leva em conta a variação da geometria da estrutura com a variação do carregamento, a não-linearidade física diz respeito às propriedades do material. No caso do concreto armado, pelo fato de ser um material heterogêneo não é um material linear elástico, então, para a avaliação dos efeitos de segunda ordem, é necessário fazer uma redução da rigidez das peças estruturais.

O concreto armado apresenta uma curva tensão deformação não linear, fazendo com que o comportamento do módulo de elasticidade (E) não permaneça constante. Outro problema a ser considerado é a fissuração do material, que pelo aumento das solicitações, faz com que o momento de inércia da seção reduza de forma significativa, e conseqüentemente, reduz o valor da rigidez desta (WORDELL, 2003).

Para Oliveira (1998, p. 12), na peça de concreto armado existem seções fissuradas e seções não fissuradas, causando variação da linha neutra da peça e resultando em diferentes valores de rigidez de seção para seção, tendo valor mínimo no local da fissura e máximo entre as fissuras, como pode ser visto na Figura 8.

Figura 8 - Variação da linha neutra no concreto armado em função da fissuração.



Fonte: OLIVEIRA, 1998.

Apesar de existirem alguns métodos mais sofisticados para determinar a rigidez equivalente, a NBR 6118.2014 em seu item 15.7.3 permite uma correção da rigidez em diferentes elementos estruturais para dar sequência à análise de esforços globais de segunda ordem para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares, de acordo com as equações (16) a (19).

Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_c I_c \quad (16)$$

Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c \text{ para } A_s' \neq A_s \quad (17)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_c I_c \text{ para } A_s' = A_s \quad (18)$$

Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c \quad (19)$$

onde,

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto, em kN/cm²;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, em cm⁴;

A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração, em cm²;

A_s' é a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão, em cm².

Vale lembrar que esses valores só são válidos na avaliação global da estrutura, não podendo ser utilizados na análise de efeitos locais de segunda ordem.

2.3.3 Força de vento

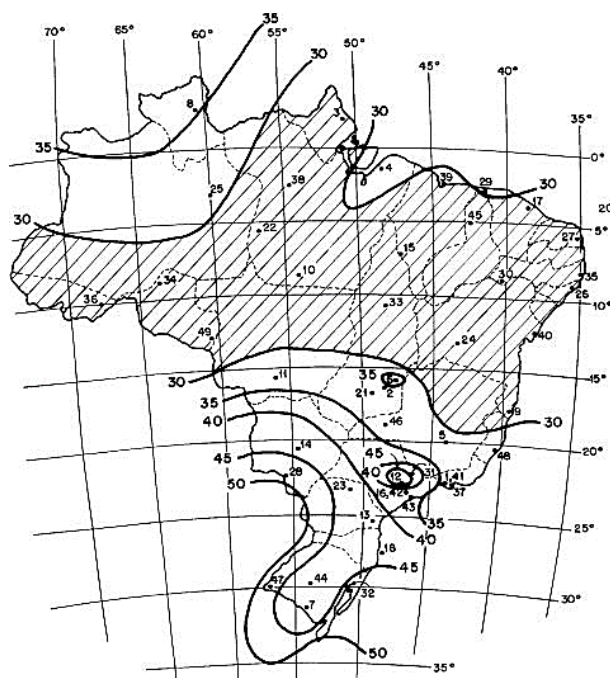
Uma das ações responsáveis pelos efeitos de segunda ordem são as ações horizontais, sendo a ação do vento a principal. Sendo assim, torna-se indispensável a realização de um estudo para quantificar a influência que o vento terá na estrutura, principalmente quando se tratam de estruturas cada vez mais altas. Esse estudo é feito com base na NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

A seguir serão mostrados de maneira simplificada os processos utilizados para determinação da ação dos ventos em edificações, de acordo com a norma citada.

- Velocidade e pressão dinâmica do vento

A velocidade do vento é uma característica que varia de acordo com o lugar que se deseja fazer o estudo, pelas diferentes massas de ar que existem no planeta. Dessa maneira, a NBR 6123:1988 define como velocidade básica do vento sendo a “máxima velocidade média medida sobre 3 s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano”. Para isso, a norma apresenta um mapa de isopletas (Fig. 9), onde é possível determinar a velocidade básica do vento de todo o território brasileiro.

Figura 9 - Mapa de isopletas, com V_0 em m/s.



Fonte: NBR 6123:1988.

A partir dessa velocidade básica, é determinada a velocidade que o vento incide na edificação, denominada velocidade característica do vento (V_k), de acordo com três fatores específicos de cada caso, como pode ser visto na equação (20).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (20)$$

onde,

V_0 é a velocidade básico do vento, em m/s;

S_1, S_2 e S_3 são os fatores de influência, adimensionais.

- Fator S_1

Esse fator leva em conta a topografia e as variações do relevo do terreno em que será construída a edificação, podendo ser classificado em 3 casos:

- a) Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- b) Taludes e morros (Consultar item 5.2, p. 5 da NBR 6123:1988);
- c) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

- o Fator S_2

O fator S_2 considera o efeito da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento de acordo com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação. Para sua determinação é necessário fazer uma classificação de cada situação.

A rugosidade do terreno pode ser classificada em:

- a) Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- b) Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas, tendo a cota média do topo dos obstáculos inferior ou igual a 1,0 metro;
- c) Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas tendo a cota média do topo dos obstáculos igual a 3,0 metros;
- d) Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, tendo a cota média do topo dos obstáculos igual a 10 metros;
- e) Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, tendo a cota média do topo dos obstáculos igual ou superior a 25 metros.

Também é necessário classificar de acordo com as dimensões da edificação. Para isso existem 3 classes, mostradas a seguir.

- a) Classe A: toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- b) 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;

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

Por fim, para determinar o valor do fator S_2 , basta relacionar essas duas classificações com a altura sobre o terreno, e isso pode ser feito de duas maneiras. A primeira consiste em utilizar a expressão (21) que utiliza parâmetros apresentados na tabela 1, p. 9 da NBR 6123:1988.

$$S_2 = b F_r(z/10)^p \quad (21)$$

Outra maneira de se determinar esse fator é utilizando a tabela 2, p. 10 da NBR 6123:1988, onde estão dispostos alguns valores de altura de sobre o terreno, e o valor de S_2 para cada categoria e classe existente. Caso seja necessário, é feita a interpolação da altura.

- Fator S_3

Por fim, o fator S_3 é conhecido por fator estatístico e considera o grau de segurança necessário durante a vida útil da edificação. É dividido em 5 grupos, mostrados na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores do fator S_3 .

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após 1 uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de 1,10 bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para 1,00 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.

Por fim, conhecendo o valor de V_k é possível determinar a pressão dinâmica exercida pelo vento na estrutura através da Equação (22).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (22)$$

- Força de arrasto

Após determinar a pressão dinâmica do vento é necessário transformá-la em uma força à fim de ser aplicada na estrutura, e para isso calcula-se a força de arrasto, que é a componente da força global do vento sobre a edificação. A força de arrasto (F_a) pode ser obtida pela Equação (23).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (23)$$

onde,

C_a é o coeficiente de arrasto, adimensional;

q é a pressão dinâmica do vento, em N/m²;

A_e é a área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra"), em cm².

O coeficiente de arrasto é, segundo Lins (2013, p. 68) "um fator adimensional que pondera pressão dinâmica do vento para levar em consideração a influência das dimensões da edificação na determinação da força de arrasto". Para sua determinação, é necessário primeiro identificar se o vento atuante é de baixa ou alta turbulência. Essa classificação pode ser observada no item 6.5.3, p. 21 da NBR 6123:1988.

Após essa classificação, através de um ábaco específico para ventos de baixa ou alta turbulência encontrado nas figuras 4 e 5 da norma, respectivamente, que está em função da relação altura (h) e a largura (l_1) pela relação largura (l_1) e profundidade (l_2), determina-se o coeficiente de arrasto da edificação.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

3.1.1 Projeto arquitetônico

Para a realização da pesquisa, faz-se necessário o uso de algum projeto onde serão realizados diferentes arranjos estruturais e as verificações pertinentes. Com este objetivo buscou-se projetos onde se tenha uma liberdade para realizar lançamentos com diferentes características, a fim de ser possível obter diferentes graus de rigidez.

O projeto selecionado consiste em um edifício de dez pavimentos, sendo um térreo e oito pavimentos tipo, cada um com quatro apartamentos de 101,03 m², e um terraço. A estrutura foi complementada com a adição de um reservatório situado acima do terraço. Os pavimentos possuem pé-direito de 2,7 m e o edifício possui escada, elevador e ao lado um shaft, totalizando uma área de 509,63 m² por pavimento tipo. O projeto arquitetônico encontra-se no Apêndice A.

3.1.2 Parâmetros para o dimensionamento

Antes de se realizar a análise estrutural, faz-se necessária a determinação de alguns parâmetros importantes que serão utilizados no dimensionamento. Para isso, juntamente com as normas já citadas anteriormente, foram adotados alguns valores e métodos.

A estrutura da edificação será executada em concreto armado *in-loco*, e o método construtivo baseia-se no uso de lajes maciças, vigas e pilares, formando pórticos tridimensionais.

Como não existe uma localização específica para a edificação, foi considerado que esteja situada em área urbana, e assim se encaixe na classe de agressividade ambiental II (CAA II). Para essa classe, a NBR 6118:2014 exige relação água/cimento menor ou igual a 0,60 e classe de concreto maior ou igual a C25, porém será adotado concreto C40, uma vez que estudos apontam que apesar do elevado custo de concretos mais resistentes, a economia feita com a menor quantidade de aço utilizada é maior, além da possibilidade de se trabalhar com menores seções de

pilares (CESCO, 2015; FARTO; HILLESHEIM; PINHEIRO, 2017). Além desses dois fatores, para a CAA II, a norma exige cobertura mínimo de 25 mm para lajes, e 30 mm para vigas e pilares. Para o módulo de elasticidade será utilizada a Tabela 1, que considera agregado graúdo de granito.

Para as armaduras, será utilizado aço tipo CA-50 e CA-60, que possuem resistência característica (f_{yk}) de 500 MPa e 600 MPa, respectivamente, ambos com módulo de elasticidade (E) de 210 GPa e nervuras transversais.

Os carregamentos considerados na estrutura foram obtidos pela NBR 6120:1980 (Versão corrigida:2000) e de outros materiais de apoio, dependendo de cada local e material a ser analisado. Para as cargas de vento, porém, como não há um local estabelecido adotou-se a máxima velocidade do mapa de isopletras (Figura 9), sendo então V_0 50 m/s, podendo ser considerada a cidade de Foz do Iguaçu, PR. Para os demais fatores de vento, serão considerados os seguintes valores:

- Fator S_1 : para terrenos planos, S_1 1,0;
- Fator S_2 : categoria IV, classe B e altura sobre o terreno variando de acordo com o pavimento;
- Fator S_3 : grupo 2, S_3 1,0.

Além disso, as combinações de carregamentos e os coeficientes de majoração e minoração foram obtidos de acordo com a NBR 6118:2014.

3.2 METODOLOGIA

A análise estrutural e o dimensionamento foram realizados utilizando o software de projetos estruturais Eberick V10 versão plena, da empresa AltoQi, disponível nos laboratórios de informática da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) – Câmpus Toledo. A partir desse programa foi possível realizar todos os lançamentos estruturais, obtendo diversos resultados e relatórios, como modelos 3D de esforços, análise P- Δ , coeficientes de estabilidade, quantitativos de materiais, entre muitos outros.

Dentre os 4 parâmetros de análise de estabilidade global explicados anteriormente, foi utilizado para as análises finais somente o coeficiente γ_z . Essa escolha foi feita a partir de pesquisas que confirmam que este coeficiente estima com boa aproximação os esforços finais, conforme afirma Oliveira (1998). Por outro lado,

o parâmetro α é mais aconselhado para estruturas feitas em alvenaria estrutural ou de elementos pré-moldados, e a relação a/H para a avaliação do estado limite de deformações (OLIVEIRA, 1988). Por fim, o coeficiente FAVt é exclusivo do sistema TQS, logo não será analisado.

A análise de estabilidade, quando necessária, foi realizada através do método P- Δ , usando o software Eberick. Ao fim da análise, o software fornece um relatório com os deslocamentos médios e esforços finais em cada pavimento, das análises de primeira e segunda ordem, para que se possa ver o acréscimo de esforços.

O primeiro passo a ser realizado será a elaboração de um arranjo estrutural, utilizando um número mínimo de pilares e com as menores seções possíveis, com a intenção de que o coeficiente γ_z fique mais próximo de 1,10. A partir deste lançamento foram elaborados diversos outros arranjos estruturais com maior e menor rigidez lateral, avaliando esta com base no coeficiente γ_z . O aumento ou redução da rigidez lateral será feito basicamente pelo acréscimo ou decréscimo das dimensões das seções dos pilares e também pela adoção de elementos de contraventamento como pilares-parede.

Ao fim de cada dimensionamento serão obtidos relatórios de quantitativos dos materiais necessários. A partir dos relatórios de preços de insumos disponibilizados pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (Sinapi), será realizado um levantamento de custos da superestrutura de cada arranjo.

Por fim, tendo todos os resultados em mãos serão feitas comparações dos custos da superestrutura de cada arranjo junto com sua rigidez lateral, avaliada através do coeficiente γ_z . Para ilustrar melhor os resultados serão desenvolvidos tabelas e gráficos, comparando os modelos, e procurando relações entre os parâmetros analisados.

3.3 ESPECIFICAÇÕES DE ARMADURAS

Um ponto importante de se ressaltar e que pode influenciar nos resultados de quantidade de aço são os parâmetros para escolha da armadura considerados pelo Eberick. Estes coeficientes são valores adotados pelo projetista a fim de otimizar o detalhamento automático dos elementos de acordo com a principal necessidade. Existem três coeficientes considerados pelo software, sendo eles área de aço, mão

de obra (quantidade de barras) e diâmetro das barras. A prioridade de cada coeficiente, de acordo com o apresentado no site de suporte da AltoQi (2018), é:

- Área de aço: O programa seleciona a armadura com a bitola que proporcionar a área de aço mais próxima ao valor calculado;
- Mão de obra: O programa seleciona a armadura com menor número de barras, proporcionando uma menor demanda de mão de obra;
- Diâmetro das barras: O programa seleciona a armadura com barras de menor diâmetro, proporcionando maior facilidade no dobramento.

Antes de se realizar o dimensionamento dos elementos estruturais, é possível fazer a configuração do software quanto aos valores que serão considerados para cada coeficiente, sendo que quanto maior for o valor, maior será a importância do parâmetro no detalhamento. Sendo assim, apesar de se compreender que os projetos poderiam ser otimizados alterando algumas armaduras manualmente, como forma de evitar variações optou-se por padronizar os coeficientes adotados em todos os elementos dimensionados, adotando o pré-disposto pelo software, sendo então 4 para área de aço, 2 para mão de obra e 1 para diâmetro das barras.

3.4 MODELO INICIAL

O início das análises estruturais foi feito buscando um modelo básico, cujo coeficiente γ_z , em ambas as direções, seja o mais próximo de 1,10, e ao mesmo tempo fosse o mais simétrico possível, a fim de se obterem resultados mais constantes e não tão variáveis entre si. Dessa maneira, foi estabelecido como padrão lajes maciças armadas em duas direções com espessura de 10 cm e vigas com seção 20x45 cm. Em algumas situações, porém, houve a necessidade de alterar esse padrão. No caso da laje do reservatório, foi dimensionada com uma espessura de 12 cm. Vigas apoiadas em vigas (considerando apoio articulado) tiveram suas alturas diminuídas para que o comportamento real se aproximasse ao teórico.

A determinação do arranjo padrão iniciou pela elaboração do lançamento estrutural, ou seja, os locais onde seriam alocados os pilares, vigas e lajes. A partir disso, foi concebido um modelo com pilares de seção 20x20 cm, próximos a área mínima exigida pela NBR 6118:2014, e foi feito o processamento deste arranjo pelo Eberick. Inicialmente, muitos elementos não foram dimensionados pois as seções não

eram suficientes para os carregamentos, como era esperado. O próximo passo então foi incrementar as seções dos pilares aos poucos até chegar ao objetivo proposto.

Após algumas tentativas, o melhor resultado obtido foi com a utilização de pilares de seção 20x35 cm, levando a um γ_z de 1,10 e 1,09 para as direções x e y, respectivamente. Porém, durante as diferentes tentativas de lançamentos, percebeu-se que em alguns pontos específicos, as cargas recebidas nos pilares eram maiores, e, dessa maneira, estes elementos necessitariam de maiores seções. Assim, além dos 51 pilares com seção 20x35 cm, foram considerados 4 pilares com seção 20x40 cm localizados no centro da estrutura, que dão suporte ao reservatório, e 2 pilares de seção 20x45 cm, pois o vão entre estes pilares e os outros mais próximos eram os maiores presentes na estrutura. Como forma de evitar mais uma variação nos diferentes modelos, não foi considerado o escalonamento dos pilares, ou seja, os pilares possuem a mesma seção desde o pavimento baldrame até a laje do reservatório. As plantas de fôrmas deste modelo padrão, adotado como modelo 1.0, podem ser observadas no Apêndice A.

Durante a elaboração deste modelo foi necessária a adoção de alguns valores para os carregamentos, que como citado anteriormente, seriam obtidos através da NBR 6120:1980 ou de outros materiais de apoio. Sendo assim, foram considerados como carregamentos para as lajes, os dispostos na Tabela 5.

Tabela 5 – Carregamentos nas lajes.

	Cargas (kN/m²)		
	Adicional	Acidental	Água
Lajes Gerais	1,60	2,00	-
Laje Terraço	0,50	2,00	-
Laje Fundo Reservatório	0,50	2,00	19,58
Escada	2,47	2,50	-

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quanto ao reservatório, foi realizado o pré-dimensionamento apenas para estimar a sua carga. Para isso foi considerado que cada apartamento possui 4 pessoas, com consumo de 200 L/pessoa. Considerando os 4 apartamentos por andar e 9 pavimentos residenciais, chegou-se ao valor de 28.800 L/dia. Porém, foi considerado também que o abastecimento seja garantido por pelo menos 1 dia a mais como é estabelecido por normas, e desta forma a edificação necessitaria de um reservatório de 57.600 litros. Entretanto, de acordo com a NPT 022 do Corpo de

Bombeiros do Paraná, em edifícios de maior porte é comum a adoção de um reservatório inferior e o outro superior, desta maneira foi considerado o montante de 2/5 do total ao reservatório superior. Desta maneira, a carga do reservatório superior seria de 23.040 litros, porém, foi considerado 25.000 litros, a favor da segurança. Para a inserção deste carregamento na respectiva laje pelo software Eberick, havia a necessidade de utilização da carga distribuída pela área da laje, e como a laje na qual o reservatório seria apoiado possuía 4,08 m x 3,13 m, a carga introduzida foi de 19,58 kN/m².

Para as cargas de paredes, foram consideradas paredes com peso específico de 13 kN/m³ e espessura de 15 cm. Desta maneira, para as paredes, em geral, foi considerado o carregamento de 4,58 kN/m, uma vez que o pé direito é de 270 cm e descontou-se 45 cm da altura da viga, e para as platibandas e beirais de sacadas com 1 m de altura foi considerado o carregamento de 1,95 kN/m.

3.5 DEMAIS ARRANJOS

3.5.1 Determinação dos padrões

Após a elaboração deste modelo básico, iniciou-se então a concepção dos outros arranjos para realizar a análise da variação da rigidez em função do seu custo. Inicialmente, a proposta consistia em um total de 4 modelos, porém após a realização dos primeiros lançamentos viu-se que seria possível a elaboração de mais tipos de lançamentos, o que torna a análise mais abrangente e com maior número de dados a serem levados em conta. A única mudança realizada nos diferentes arranjos foi a seção dos pilares, mantendo todo o restante como seção de vigas, espessura de laje, número de pilares e valores de carregamento de maneira igual. Desta forma, dividiu-se os diferentes modelos através de grupos numerados de 1 a 6, cada um com uma característica específica, e sendo o grupo 1 composto apenas pelo modelo 1.0. Todos os modelos e grupos estão dispostos na Tabela 6, que apresenta as características variáveis, as quantidades de cada seção e as áreas totais.

O grupo 2, apresenta os modelos de 2.0 a 2.3, sendo que a diferença entre cada um é o incremento de 5 cm na seção de cada pilar na direção x. Ou seja, para o modelo 2.0 foi acrescentado 5 cm na direção x para todos os pilares, resultando em 29 pilares 35x35 cm, 22 pilares 20x40 cm, 4 pilares 20x45 cm e 2 pilares 20x50 cm.

Para o modelo 2.1 foi acrescentado mais 5 cm na direção x para todos os pilares, ou seja, um acréscimo de 10 cm em relação ao modelo 1.0. Esse processo foi repetido para os outros modelos, e então os modelos 2.2 e 2.3 consistem no acréscimo de 15 cm e 20 cm na direção x, respectivamente.

Para os grupos 3 e 4, o processo foi repetido e cada um também possui 4 modelos, variando de +5 cm a +20 cm. A diferença, porém está na direção, sendo que para o grupo 3 o acréscimo foi feito na direção y, e para o grupo 4 as parcelas foram incrementadas tanto na direção x como na direção y.

O grupo 5 consiste no contrário realizado nos outros grupos, ou seja, ao invés de aumentar as seções dos pilares, e conseqüentemente a rigidez estrutural, buscou-se diminuí-las, a fim de elevar o γ_z . Porém, ao contrário dos demais, que foi possível realizar as modificações gradativamente, ao se diminuir as seções dos diversos pilares de maneira uniforme, muitos deles não conseguiam ser dimensionados pelo software. Desta maneira, foram desenvolvidos 3 diferentes modelos para este grupo variando as seções de pilares de maneiras distintas, algumas vezes por meio de tentativa e erro, até que o programa fosse capaz de dimensionar todos os elementos sem apresentar erros. As plantas para os modelos deste grupo estão dispostas no Apêndice A.

Por fim, o grupo 6 consiste em 3 modelos em que foram substituídos 4 pilares normais por pilares paredes de dimensão 20x100 cm nos cantos do edifício, variando a direção destes, sendo que no modelo 6.0 os 4 pilares paredes foram posicionados com a maior dimensão na direção x, e para o modelo 6.1 todos foram arranjados com a maior dimensão na direção y. Quanto ao modelo 6.2, os pilares paredes foram dispostos intercalados, ou seja, 2 na voltados à direção x e 2 à direção y. Assim como foi feito para o grupo anterior, as plantas para os modelos do grupo 6 também estão dispostas no Apêndice A.

Com todos os arranjos elaborados e modelados no software Eberick, foi feito então o seu processamento e dimensionamento estrutural. Cada modelo demorou cerca de 20 minutos para ser totalmente analisado. Com isso, foram obtidos diversos dados que são necessários para a análise, como os coeficientes γ_z e os deslocamentos em ambas as direções, bem como os quantitativos de materiais necessários. Por se tratarem de muitos modelos e dados, os resultados foram organizados e estão dispostos nas Tabelas 8 e 7.

Tabela 6 – Variação das seções para os diversos modelos.

Grupo/Modelo	Variações	Quantidade de seções												Área Total (cm²)			
		Qty	Seção	Qty	Seção	Qty	Seção	Qty	Seção	Qty	Seção	Qty	Seção				
1	1.0 -	51	20x35	4	20x40	2	20x45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40.700
2	2.0 +5 cm x	29	25x35	22	40x20	4	20x45	2	20x50	-	-	-	-	-	-	-	48.575
	2.1 +10 cm x	29	30x35	22	45x20	4	20x50	2	20x55	-	-	-	-	-	-	-	56.450
	2.2 +15 cm x	29	35x35	22	50x20	4	20x55	2	20x60	-	-	-	-	-	-	-	64.325
	2.3 +20 cm x	29	40x35	22	55x20	4	20x60	2	20x65	-	-	-	-	-	-	-	72.200
3	3.0 +5 cm y	29	20x40	22	35x25	4	25x40	2	25x45	-	-	-	-	-	-	-	48.700
	3.1 +10 cm y	29	20x45	22	35x30	4	30x40	2	30x45	-	-	-	-	-	-	-	56.700
	3.2 +15 cm y	29	20x50	22	35x35	4	35x40	2	35x45	-	-	-	-	-	-	-	64.700
	3.3 +20 cm y	29	20x55	22	35x40	4	40x40	2	40x45	-	-	-	-	-	-	-	72.700
4	4.0 +5 cm xy	29	25x40	22	40x25	4	25x45	2	25x50	-	-	-	-	-	-	-	58.000
	4.1 +10 cm xy	29	30x45	22	45x30	4	30x50	2	30x55	-	-	-	-	-	-	-	78.150
	4.2 +15 cm xy	29	35x50	22	50x35	4	35x55	2	35x60	-	-	-	-	-	-	-	101.150
	4.3 +20 cm xy	29	40x55	22	55x40	4	40x65	2	40x65	-	-	-	-	-	-	-	127.800
5	5.0 -	19	20x30	17	20x25	11	20x35	4	25x25	4	20x40	2	20x45	-	-	-	35.100
	5.1 -	51	25x25	4	20x40	2	20x45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	36.875
	5.2 -	25	20x25	11	20x30	8	25x30	4	25x25	4	20x40	30	20x35	2	20x45	-	53.600
6	6.0 P.P. em x	47	20x35	4	20x40	4	20x100	2	20x45	-	-	-	-	-	-	-	45.900
	6.1 P.P. em y	47	20x35	4	20x40	4	20x100	2	20x45	-	-	-	-	-	-	-	45.900
	6.2 P.P. em xy	47	20x35	4	20x40	4	20x100	2	20x45	-	-	-	-	-	-	-	45.900

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 7 – Quantitativos de materiais para cada configuração.

Grupo/Modelo	Volume de concreto (m³)	Peso de Aço por bitolas Φ (kg)						Áreas de formas (m²)		
		6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	20,0		5,0	
1	1.0	785,40	6.478,90	10.031,30	17.687,00	7.327,70	2.286,70	1.555,40	7.950,40	9.076,30
2	2.0	805,50	6.574,90	11.693,80	18.177,00	5.836,60	2.266,60	396,80	8.629,70	9.223,80
	2.1	825,60	6.501,10	7.468,90	19.364,80	5.197,80	1.956,70	455,70	11.524,00	9.372,10
	2.2	845,70	7.895,80	9.970,30	15.721,50	8.249,50	1.410,30	474,10	8.916,70	9.521,10
	2.3	865,90	7.290,20	11.365,40	19.323,40	5.324,10	1.200,10	660,70	10.500,40	9.670,10
3	3.0	806,00	6.259,00	10.519,60	18.721,40	6.846,60	1.722,50	1.031,00	8.697,70	9.223,00
	3.1	827,20	6.504,80	10.790,70	17.561,70	7.680,50	1.365,20	1.290,20	9.078,20	9.375,00
	3.2	848,10	4.897,50	12.462,30	15.892,40	8.563,60	1.606,10	1.274,80	9.736,80	9.525,50
	3.3	870,20	4.819,80	13.510,00	16.751,70	7.762,70	2.552,20	1.024,80	10.704,50	9.680,90
4	4.0	829,80	6.532,90	11.917,90	17.446,50	5.949,10	2.536,80	308,20	8.993,80	9.372,70
	4.1	881,60	6.439,70	7.698,10	20.461,90	6.060,90	1.678,90	220,20	12.961,20	9.670,90
	4.2	940,60	8.177,10	7.452,90	14.749,30	13.711,60	783,80	481,00	10.723,60	9.970,30
	4.3	1.006,80	6.831,70	11.215,20	17.520,70	13.829,60	989,80	558,60	13.437,00	10.269,80
5	5.0	771,30	6.198,40	10.369,90	16.775,50	8.617,10	3.567,50	1.961,30	7.748,50	8.932,50
	5.1	775,70	6.127,10	10.658,80	15.265,90	8.400,20	4.575,20	1.557,30	7.807,30	8.948,20
	5.2	770,20	6.305,80	10.359,20	17.034,80	8.674,10	3.055,40	1.862,80	7.804,80	8.911,60
6	6.0	797,70	6.462,20	10.044,40	17.839,20	7.783,10	2.780,60	571,90	8.276,20	9.197,10
	6.1	797,70	6.487,00	10.003,70	17.812,40	7.805,20	2.373,20	1.298,60	8.263,30	9.197,10
	6.2	797,70	6.427,10	10.341,20	17.145,80	7.643,70	2.837,90	1.336,70	8.277,00	9.197,10

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 8 – Resultados das análises estruturais de cada arranjo.

Grupo/Modelo		γ_z			Deslocamento horizontal (cm)		
		X	Y	Média	X	Y	Limite
1	1.0	1,10	1,09	1,095	1,15	0,96	1,79
2	2.0	1,08	1,08	1,080	0,88	0,87	1,79
	2.1	1,06	1,08	1,070	0,72	0,80	1,79
	2.2	1,05	1,07	1,060	0,62	0,74	1,79
	2.3	1,05	1,07	1,060	0,55	0,70	1,79
3	3.0	1,09	1,07	1,080	1,04	0,70	1,79
	3.1	1,09	1,05	1,070	0,97	0,56	1,79
	3.2	1,08	1,04	1,060	0,92	0,47	1,79
	3.3	1,08	1,04	1,060	0,87	0,40	1,79
4	4.0	1,07	1,06	1,065	0,81	0,64	1,79
	4.1	1,06	1,05	1,055	0,64	0,48	1,79
	4.2	1,05	1,04	1,045	0,54	0,39	1,79
	4.3	1,04	1,03	1,035	0,46	0,33	1,79
5	5.0	1,11	1,11	1,110	1,27	1,19	1,79
	5.1	1,11	1,10	1,105	1,22	1,06	1,79
	5.2	1,11	1,11	1,110	1,29	1,18	1,79
6	6.0	1,08	1,09	1,085	1,00	0,96	1,79
	6.1	1,10	1,08	1,090	1,12	0,85	1,79
	6.2	1,09	1,08	1,085	1,06	0,90	1,79

Fonte: Elaborado pelo autor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 ANÁLISE DE CUSTOS

Com os dados de quantitativos de materiais necessários para cada modelo, foi possível determinar os custos básicos de cada estrutura. A princípio, quando se tratavam de 4 modelos, iriam ser desenvolvidos orçamentos de cada estrutura levando em conta mais aspectos que podem ter influência no custo final. Porém, devido ao alto número de modelos e resultados, optou-se por fazer a análise de custos restrita apenas ao volume de concreto e ao peso de aço levando em conta as diferentes bitolas.

Quanto às áreas de formas, apesar de possuir grande representatividade quando se leva em conta o custo da estrutura, esta não será analisada quanto ao seu custo pelo fato de ser mais variável do que os outros materiais e não possui um valor médio nas tabelas utilizadas, e desta maneira será utilizado para comparação os seus valores em m².

Para a elaboração dos levantamentos de custos individuais de cada estrutura, foram utilizados valores unitários de insumos presentes no relatório de insumos e composições de valores desonerados do SINAPI (2018), do mês de fevereiro de 2018 para o Estado do Paraná, o mais recente até a data de análise. Dentre os insumos presentes, foram considerados os insumos de aço com diferentes bitolas e para concreto foi utilizado o item 00034496, que diz respeito a concreto C40 excluindo o serviço de bombeamento. Os valores individuais de cada insumo podem ser observados de acordo com a Tabela 9, enquanto os custos de cada modelo podem ser observados na Tabela 10. Para dar suporte à esta tabela, também foi desenvolvido o Gráfico 1, que apresenta os resultados em comparação com o modelo 1.0.

Tabela 9 - Preços unitários de insumos.

Item	Custo (R\$)	Item	Custo (R\$)
Aço CA-50 Φ 6,3 mm	3,62	Aço CA-50 Φ 16,0 mm	3,29
Aço CA-50 Φ 8,0 mm	4,06	Aço CA-50 Φ 20,0 mm	3,07
Aço CA-50 Φ 10,0 mm	3,46	Aço CA-60 Φ 5,0 mm	3,43
Aço CA-50 Φ 12,5 mm	3,29	Concreto C40	243,78

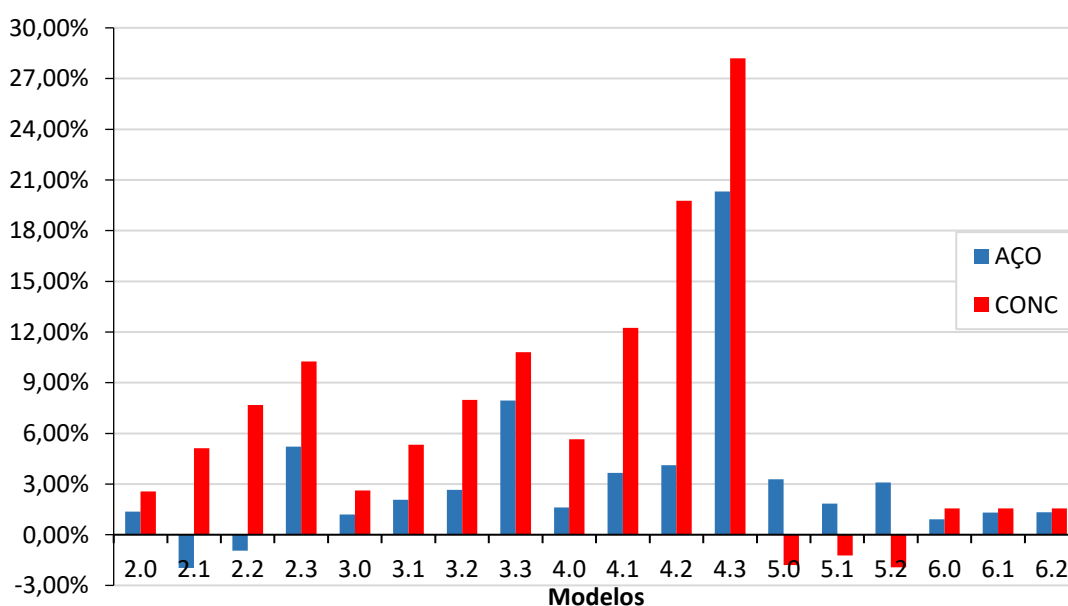
Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 10 – Custos por insumo e totais para cada arranjo.

Grupo/Modelo		Custo Concreto (R\$)	Custo Aço (R\$)	Total (R\$)
1	1.0	191.464,81	189.054,04	380.518,85
2	2.0	196.364,79	191.647,96	388.012,75
	2.1	201.264,77	185.324,55	386.589,32
	2.2	206.164,75	187.279,11	393.443,86
	2.3	211.089,10	198.902,35	409.991,45
3	3.0	196.486,68	191.333,82	387.820,50
	3.1	201.654,82	192.980,59	394.635,41
	3.2	206.749,82	194.082,77	400.832,58
	3.3	212.137,36	204.057,75	416.195,11
4	4.0	202.288,64	192.114,18	394.402,83
	4.1	214.916,45	195.961,05	410.877,49
	4.2	229.299,47	196.840,94	426.140,41
	4.3	245.437,70	227.445,73	472.883,43
5	5.0	188.027,51	195.269,11	383.296,63
	5.1	189.100,15	192.523,86	381.624,01
	5.2	187.759,36	194.905,07	382.664,43
6	6.0	194.463,31	190.794,73	385.258,04
	6.1	194.463,31	191.545,62	386.008,93
	6.2	194.463,31	191.554,09	386.017,39

Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 1 - Custos por insumos



Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir do Gráfico 1 pode-se perceber que para os grupos 2, 3 e 4, como as alterações de seções foram proporcionais, os acréscimo com os custos de concreto também são proporcionais. Porém os custos com a armação dos elementos não variaram de maneira igual, sendo que em dois casos, os modelos 2.1 e 2.2, os custos diminuiram. Para o grupo 5, como pretendeu-se reduzir as seções de pilares percebe-se que os custos com concreto realmente foram reduzidos, porém os custos com aço se elevaram com maior proporção. Já para o grupo 6, os resultados foram bastante parecidos, apresentando um pequeno aumento em relação ao arranjo inicial.

4.2 COMPARAÇÕES ENTRE OS MODELOS

4.2.1 Perante ao arranjo inicial

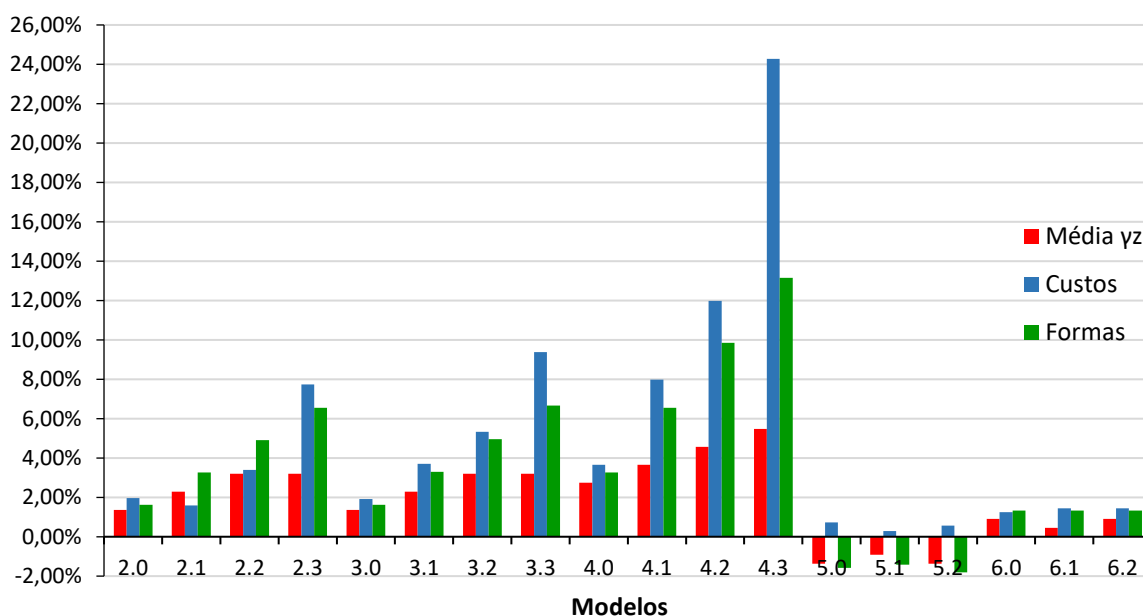
As comparações entre os diferentes modelos foram feitas de diversas maneiras, sendo que o principal fator levado em conta foi o coeficiente γ_z . A primeira maneira de se analisar os resultados, foi comparando cada configuração com o modelo 1.0, e desta forma foi gerada a Tabela 11. Como forma de facilitar a visualização, os dados com fundo verde representam que o resultado melhorou quando comparado com o arranjo inicial, enquanto os fundos vermelho e amarelo representam piora ou resultado igual, respectivamente. Novamente como amparo, foi desenvolvido o Gráfico 2, que compara os resultados de γ_z médio, custos e área de formas dos diversos arranjos com o inicial.

De início, pode-se perceber que todos os modelos que sofreram incrementos, também tiveram aumento na área de pilares, área de formas e no custo total. Porém, para o grupo 5 que sofreu decréscimos, apesar de apresentarem menor área de formas, os três modelos analisados resultaram em custos maiores que o modelo inicial. Além disso, o modelo 5.2 em específico também apresentou um acréscimo considerável na área de pilares. Estas variações podem ser explicadas de duas formas:

O modelo 5.2 apresentou resultados piores em praticamente todos os aspectos, sendo que a única melhora é nas áreas de formas. Porém, este modelo foi o que possui a maior variedade de seções (sete), logo, essa melhora pode não ser justificada. A maior quantidade de seções pode resultar em menor reaproveitamento

de formas e maior tempo gasto para suas montagens, do que quando se possui uma seção padrão.

Gráfico 2 – Média γ_z vs custos vs formas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por outro lado, apesar de apresentarem custos ligeiramente maiores, os modelos 5.0 e 5.1 podem ser vantajosos quando se procura uma estrutura com menor área de pilares. Neste caso não se altera a quantidade de pilares, mas sim as seções, e isto pode levar a uma melhora da flexibilidade arquitetônica dos ambientes sem comprometer a rigidez estrutural. Também levando em conta a quantidade de seções, o modelo 5.0 se torna mais desvantajoso por possuir 6 diferentes seções, mas em contrapartida o modelo 5.1 possui apenas 3 seções diferentes, se igualando com o modelo inicial.

Para os modelos do grupo 6, pode-se perceber pequenas variações nos diferentes aspectos, uma vez que as alterações causadas não foram grandes. A variação igual de área de pilares e formas se deu ao fato de que variação foi apenas no sentido dos pilares paredes. Quanto à variação do coeficiente γ_z e do deslocamento, percebe-se que o modelo 6.1 houve menor alteração que os demais pela alteração ter sido feita na direção que já era mais rígida.

Para os grupos e configurações restantes, à primeira vista o comportamento dos resultados se dá de forma esperada, e para isso foram feitas outras análises.

Tabela 11 – Comparativo de resultados com o modelo 1.0.

Modelo	Área de Pilares	Y _z					Deslocamento Horizontal			Áreas de Formas	Custos
		X	Y	Média	X	Y	Média				
1.0	0,00%	0,00%	0,00	0,00%	0,00	0,000	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
2.0	19,35%	-1,82%	-0,02	-0,92%	-0,01	-0,015	-23,48%	-9,38%	-17,06%	1,63%	1,97%
2.1	38,70%	-3,64%	-0,04	-0,92%	-0,01	-0,025	-37,39%	-16,67%	-27,96%	3,26%	1,60%
2.2	58,05%	-4,55%	-0,05	-1,83%	-0,02	-0,035	-46,09%	-22,92%	-35,55%	4,90%	3,40%
2.3	77,40%	-4,55%	-0,05	-1,83%	-0,02	-0,035	-52,17%	-27,08%	-40,76%	6,54%	7,75%
3.0	19,66%	-0,91%	-0,01	-1,83%	-0,02	-0,015	-9,57%	-27,08%	-17,54%	1,62%	1,92%
3.1	39,31%	-0,91%	-0,01	-3,67%	-0,04	-0,025	-15,65%	-41,67%	-27,49%	3,29%	3,71%
3.2	58,97%	-1,82%	-0,02	-4,59%	-0,05	-0,035	-20,00%	-51,04%	-34,12%	4,95%	5,34%
3.3	78,62%	-1,82%	-0,02	-4,59%	-0,05	-0,035	-24,35%	-58,33%	-39,81%	6,66%	9,38%
4.0	42,51%	-2,73%	-0,03	-2,75%	-0,03	-0,030	-29,57%	-33,33%	-31,28%	3,27%	3,65%
4.1	92,01%	-3,64%	-0,04	-3,67%	-0,04	-0,040	-44,35%	-50,00%	-46,92%	6,55%	7,98%
4.2	148,53%	-4,55%	-0,05	-4,59%	-0,05	-0,050	-53,04%	-59,38%	-55,92%	9,85%	11,99%
4.3	214,00%	-5,45%	-0,06	-5,50%	-0,06	-0,060	-60,00%	-65,63%	-62,56%	13,15%	24,27%
5.0	-13,76%	0,91%	0,01	1,83%	0,02	0,015	10,43%	23,96%	16,59%	-1,58%	0,73%
5.1	-9,40%	0,91%	0,01	0,92%	0,01	0,010	6,09%	10,42%	8,06%	-1,41%	0,29%
5.2	31,70%	0,91%	0,01	1,83%	0,02	0,015	12,17%	22,92%	17,06%	-1,81%	0,56%
6.0	12,78%	-1,82%	-0,02	0,00%	0,00	-0,010	-13,04%	0,00%	-7,11%	1,33%	1,25%
6.1	12,78%	0,00%	0,00	-0,92%	-0,01	-0,005	-2,61%	-11,46%	-6,64%	1,33%	1,44%
6.2	12,78%	-0,91%	-0,01	-0,92%	-0,01	-0,010	-7,83%	-6,25%	-7,11%	1,33%	1,45%

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2 Entre o mesmo grupo

Uma outra maneira encontrada foi através da comparação de cada modelo internamente com os de seu mesmo grupo. Este procedimento foi realizado a fim de se observar a variação contínua dos diferentes aspectos, com cada incremento de seção. Desta maneira, cada arranjo foi comparado com o seu antecessor, de modo que os modelos com terminação “.0” eram os iniciais. Ou seja, a configuração 2.1 foi comparada com a 2.0, a 2.2 com a 2.1 e a 2.3 com a 2.2. O mesmo foi efetuado para os grupos 3 e 4, pois os incrementos foram feitos de maneira constante, ao contrário dos grupos 5 e 6, e por consequência não foram analisados para este critério. Os resultados obtidos para esta comparação estão dispostos na Tabela 12.

Tabela 12 - Comparação entre configurações do mesmo grupo.

Modelo	γ_z			Deslocamento Horizontal (cm)			Áreas de formas (m ²)	Custos
	X	Y	Média	X	Y	Média		
2.0	-	-	-	-	-	-	-	-
2.1	-0,02	0,00	-0,01	-0,16	-0,07	-0,12	148,30	-0,37%
2.2	-0,01	-0,01	-0,01	-0,10	-0,06	-0,08	149,00	1,77%
2.3	0,00	0,00	0,00	-0,07	-0,04	-0,06	149,00	4,21%
3.0	-	-	-	-	-	-	-	-
3.1	0,00	-0,02	-0,01	-0,07	-0,14	-0,11	152,00	1,76%
3.2	-0,01	-0,01	-0,01	-0,05	-0,09	-0,07	150,50	1,57%
3.3	0,00	0,00	0,00	-0,05	-0,07	-0,06	155,40	3,83%
4.0	-	-	-	-	-	-	-	-
4.1	-0,01	-0,01	-0,01	-0,17	-0,16	-0,17	298,20	4,18%
4.2	-0,01	-0,01	-0,01	-0,10	-0,09	-0,10	299,40	3,72%
4.3	-0,01	-0,01	-0,01	-0,08	-0,06	-0,07	299,50	10,97%

Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir desta tabela, nota-se que o modelo 2.1 se destaca perante aos outros, pois apesar de ter sua rigidez lateral aumentada, o seu custo em relação ao anterior diminuiu. Também pode ser percebido que os arranjos 2.3 e 3.3 não tiveram mais variação no coeficiente γ_z , mas somente nos deslocamentos, e juntamente com a configuração 4.3, mais do que duplicaram o acréscimo de custo perante aos respectivos antecessores.

4.2.3 Custos unitários

Uma outra maneira encontrada de se analisar os modelos foi estabelecendo uma relação dos custos totais com cada aspecto que está sendo levado em conta separadamente, a fim de buscar um valor “unitário” para cada característica. Isso foi feito levando em conta que algumas características se comportam de maneira diferente do que outras. Para área de formas, por exemplo, à medida que as seções dos pilares foram aumentando, as áreas de formas também foram se elevando, como pôde ser percebido pela Tabela 6, fazendo com que esta seja considerada uma grandeza diretamente proporcional ao custo, uma vez que este também aumentou. Por outro lado, à medida que foram feitos os incrementos de dimensão nos pilares, tanto os custos quanto a rigidez estrutural aumentaram, porém, esse aumento da rigidez se dá pela redução do coeficiente γ_z e dos deslocamentos. Isso faz com que essas grandezas sejam inversamente proporcionais.

Dessa forma, para a montagem dessa tabela foram consideradas grandezas diretamente proporcionais as áreas de pilares e áreas de fôrmas, e para estas foram divididos os custos totais pelos respectivos fatores. Já o coeficiente γ_z e os deslocamento horizontais foram considerados grandezas inversamente proporcionais, e para estas os custos totais foram multiplicados pelos respectivos aspectos. Sendo assim, os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 13. Para melhor observar a variação desses valores unitários, novamente foi feita a comparação com o modelo 1.0, e estes resultados estão dispostos na Tabela 14.

A partir destas tabelas é possível tirar algumas outras conclusões a respeito dos modelos, principalmente quando se analisa o coeficiente γ_z . Tanto pelo sistema de cores como pelos sinais, é possível identificar que alguns modelos apresentaram melhor desempenho do que o modelo 1.0 em diferentes aspectos. Os modelos 2.1, 2.2 e 6.0, por exemplo, apresentaram um menor custo para se conseguir um γ_z de 1,0 na direção x. Quanto ao γ_z na direção y, somente o modelo 3.1 conseguiu um resultado melhor de custo unitário. E levando em conta a média entre os coeficientes γ_z de ambas as direções, dos 4 anteriores somente o modelo 2.1 foi capaz de superar o modelo inicial.

Tabela 13 – Custos unitários.

Modelos	Área de Pilares (R\$/m ²)	γ_z (R\$* γ_z)			Deslocamento Horizontal (R\$*cm)			Área de Formas (R\$/m ²)
		X	Y	Média	X	Y	Média	
1.0	9,35	418.570,74	414.765,55	416.668,15	437.596,68	365.298,10	401.447,39	41,92
2.0	7,99	419.053,77	419.053,77	419.053,77	341.451,22	337.571,09	339.511,16	42,07
2.1	6,85	409.784,67	417.516,46	413.650,57	278.344,31	309.271,45	293.807,88	41,25
2.2	6,12	413.116,05	420.984,93	417.050,49	243.935,19	291.148,46	267.541,82	41,32
2.3	5,68	430.491,03	438.690,85	434.590,94	225.495,30	286.994,02	256.244,66	42,40
3.0	7,96	422.724,35	414.967,94	418.846,14	403.333,32	271.474,35	337.403,84	42,05
3.1	6,96	430.152,60	414.367,18	422.259,89	382.796,35	220.995,83	301.896,09	42,09
3.2	6,20	432.899,19	416.865,89	424.882,54	368.765,98	188.391,31	278.578,65	42,08
3.3	5,72	449.490,71	432.842,91	441.166,81	362.089,74	166.478,04	264.283,89	42,99
4.0	6,80	422.011,02	418.066,99	420.039,01	319.466,29	252.417,81	285.942,05	42,08
4.1	5,26	435.530,14	431.421,37	433.475,76	262.961,60	197.221,20	230.091,40	42,49
4.2	4,21	447.447,43	443.186,02	445.316,72	230.115,82	166.194,76	198.155,29	42,74
4.3	3,70	491.798,77	487.069,93	489.434,35	217.526,38	156.051,53	186.788,95	46,05
5.0	10,92	425.459,25	425.459,25	425.459,25	486.786,72	456.122,98	471.454,85	42,91
5.1	10,35	423.602,65	419.786,41	421.694,53	465.581,29	404.521,45	435.051,37	42,65
5.2	7,14	424.757,51	424.757,51	424.757,51	493.637,11	451.544,02	472.590,57	42,94
6.0	8,39	416.078,68	419.931,26	418.004,97	385.258,04	369.847,72	377.552,88	41,89
6.1	8,41	424.609,82	416.889,64	420.749,73	432.330,00	328.107,59	380.218,80	41,97
6.2	8,41	420.758,96	416.898,78	418.828,87	409.178,43	347.415,65	378.297,04	41,97

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 14 – Relações unitárias em relação ao modelo 1.0.

Modelos	Área de Pilares	γ_z			Deslocamento Horizontal			Áreas de Formas
		X	Y	Média	X	Y	Média	
1.0	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
2.0	-14,56%	0,1%	1,03%	0,57%	-22,0%	-7,6%	-15,4%	0,34%
2.1	-26,75%	-2,1%	0,66%	-0,72%	-36,4%	-15,3%	-26,8%	-1,61%
2.2	-34,58%	-1,3%	1,50%	0,09%	-44,3%	-20,3%	-33,4%	-1,43%
2.3	-39,26%	2,8%	5,77%	4,30%	-48,5%	-21,4%	-36,2%	1,13%
3.0	-14,82%	1,0%	0,05%	0,52%	-7,8%	-25,7%	-16,0%	0,30%
3.1	-25,56%	2,8%	-0,10%	1,34%	-12,5%	-39,5%	-24,8%	0,41%
3.2	-33,74%	3,4%	0,51%	1,97%	-15,7%	-48,4%	-30,6%	0,37%
3.3	-38,77%	7,4%	4,36%	5,88%	-17,3%	-54,4%	-34,2%	2,54%
4.0	-27,27%	0,8%	0,80%	0,81%	-27,0%	-30,9%	-28,8%	0,37%
4.1	-43,77%	4,1%	4,02%	4,03%	-39,9%	-46,0%	-42,7%	1,34%
4.2	-54,94%	6,9%	6,85%	6,88%	-47,4%	-54,5%	-50,6%	1,95%
4.3	-60,42%	17,5%	17,43%	17,46%	-50,3%	-57,3%	-53,5%	9,83%
5.0	16,80%	1,6%	2,58%	2,11%	11,2%	24,9%	17,4%	2,35%
5.1	10,69%	1,2%	1,21%	1,21%	6,4%	10,7%	8,4%	1,73%
5.2	-23,64%	1,5%	2,41%	1,94%	12,8%	23,6%	17,7%	2,42%
6.0	-10,22%	-0,6%	1,25%	0,32%	-12,0%	1,2%	-6,0%	-0,08%
6.1	-10,05%	1,4%	0,51%	0,98%	-1,2%	-10,2%	-5,3%	0,11%
6.2	-10,05%	0,5%	0,51%	0,52%	-6,5%	-4,9%	-5,8%	0,11%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Isso significa que apesar de possuir um custo ligeiramente maior, a melhora da rigidez estrutural do modelo 2.1 é compensada. A diferença de 0,72% não é gritante, porém as melhoras do coeficiente γ_z e dos deslocamentos horizontais apresentadas por esse modelo são de grande impacto.

Utilizando estas mesmas tabelas, porém agora levando em conta o custo unitário pelo deslocamento horizontal, percebemos que o comportamento se dá de forma bem diferente. Por ser muito mais variável do que o coeficiente γ_z , a melhora dos modelos levando em conta somente os deslocamentos horizontais é muito mais notável, fazendo com que o modelo 4.3, que é possivelmente superdimensionado, apresente uma diferença de R\$ 214.658,44 para o deslocamento unitário médio, equivalente a 53,5%. Por conta disso, esse fator será levado em conta como um segundo critério de análise, priorizando o coeficiente γ_z .

Quanto às grandezas consideradas diretamente proporcionais, novamente nota-se dois opostos. Para a variação da área de pilares, as diferenças para o modelo inicial são enormes, chegando a mais de 60%, tornando este um fator não satisfatório para ser levado em conta, uma vez que esta grande variação não condiz com as demais análises apresentadas. Por outro lado, as variações dos custos unitários para área de formas são pequenas, girando em torno de -2% e 3% com exceção do modelo 4.3 que apresentou mais de 9%. Estes resultados de áreas de formas são relativos, uma vez que não foram feitas as análises de custos para este aspecto, porém auxilia na observação de como este quantitativo foi variando com a alteração da rigidez lateral. A partir disto, percebe-se novamente que os modelos 2.1 e 2.2 apresentaram melhores resultados que os demais, reafirmando que pode valer a pena enrijecer a estrutura.

4.2.4 Classificação por notas

Mediante as Tabelas 13 e 14, foi desenvolvido outro método de se analisar os resultados. Primeiramente, para a categoria de coeficiente γ_z na direção x, os valores foram reorganizados do menor para o maior, obtendo-se desta forma, uma “classificação” de cada modelo de acordo com esse fator. Então, para cada posição foram atribuídas notas, variando de 18 para o modelo com o menor γ_z unitário na direção x e 0 para o maior. Esse mesmo processo foi repetido para os fatores de coeficiente γ_z na direção y e médio. Por fim, os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 15.

Observando esta tabela, percebe-se que o modelo 1.0 obteve a maior nota, seguido do modelo 2.1 com uma diferença de apenas 1 ponto. Isso demonstra que o modelo inicial está bem otimizado e apresentando resultados consistentes, mas também que aumentando a rigidez da maneira que o modelo 2.1 sugere, foi possível obter uma estrutura mais estável e com pouca variação em custos, uma vez que este modelo só possuiu pior pontuação por causa da pouca variação do coeficiente γ_z na direção y. Outros modelos como o 2.2, 3.0, 6.2 e 6.0 também apresentaram boas pontuações, e poderiam ser levados em conta na hora da escolha da estrutura a ser concebida. Isso também pode ser percebido quando se observa apenas a pontuação do coeficiente γ_z médio.

Tabela 15 – Notas e classificação de cada modelo.

Modelo	Y _z			Soma	Classificação
	X	Y	Médio		
1.0	15	17	17	49	1 ^o
2.0	14	10	12	36	7 ^o
2.1	18	12	18	48	2 ^o
2.2	17	7	16	40	3 ^o
2.3	5	2	3	10	16 ^o
3.0	11	16	13	40	3 ^o
3.1	6	18	8	32	10 ^o
3.2	4	15	6	25	12 ^o
3.3	1	3	2	6	17 ^o
4.0	12	11	11	34	8 ^o
4.1	3	4	4	11	15 ^o
4.2	2	1	1	4	18 ^o
4.3	0	0	0	0	19 ^o
5.0	7	5	5	17	14 ^o
5.1	10	9	9	28	11 ^o
5.2	8	6	7	21	13 ^o
6.0	16	8	15	39	6 ^o
6.1	9	14	10	33	9 ^o
6.2	13	13	14	40	5 ^o

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por outro lado, é possível ver que no final desta classificação estão os modelos que sofreram os maiores incrementos, o que demonstra que quanto mais rígida uma estrutura é, maior será o custo para aumentar essa rigidez. Também pode ser observado que os modelos do grupo 5, que sofreram redução das seções de pilares e conseqüentemente da rigidez, estão todos na segunda metade, reafirmando que a redução da rigidez nem sempre proporciona maior economia.

5 CONCLUSÕES

Diversos foram os modelos gerados e os resultados obtidos em suas análises estruturais, e após a organização destes em tabelas e gráficos e de suas apresentações e discussões, foi possível chegar à algumas conclusões.

Iniciando pelo grupo 2, percebeu-se que a configuração 2.1 foi a que apresentou o melhor resultado dentre todos os outros, na maioria das análises e comparações realizadas. Isso foi muito bem percebido pela Tabela 14 dos custos unitários, onde levando em conta o coeficiente γ_z , apresentou o melhor resultado para o eixo X e também na média das duas direções. Os 10 cm incrementados no eixo X ainda conseguiram alterar este coeficiente na direção contrária em 0,01, além de reduzir em 16 cm o seu deslocamento horizontal.

Ainda neste mesmo grupo, o modelo 2.2 também apresentou bons resultados gerais, aumentando a rigidez sem necessitar elevar significativamente os custos, sendo um pouco inferior ao seu antecessor. Por outro lado, comparando o arranjo 2.0 com estes outros dois percebe-se que não apresentou um resultado tão bom, e isso provavelmente ocorreu pois não foi bem otimizado, possivelmente por conta dos coeficientes de escolha de aço. O mesmo pode ser observado para alguns outros modelos.

Já para a última configuração estrutural deste grupo, o modelo 2.3 apresentou pouca variação na rigidez da estrutura e demandou maior aumento no custo para sua realização. Isso também aconteceu nos modelos 3.3, 4.2 e principalmente o 4.3. Como dito anteriormente, isso acontece pelo fato de a estrutura já estar mais rígida que as demais, então cada incremento a fim de enrijecer mais ainda a estrutura demanda cada vez mais um maior custo. Isso pode ser facilmente observado neste arranjo 4.3, que apesar de apresentar grande diminuição de coeficientes γ_z (-0,06 em X e Y) e de deslocamento horizontal (-0,69 cm em X e -0,63 cm em Y), teve um acréscimo de mais de 92 mil reais no custo de concreto e aço, equivalente a 24,27% de aumento, e obteve a pior nota da classificação pela Tabela 15. Também pode ser percebido pela Tabela 12, que enquanto os parâmetros de coeficiente γ_z e deslocamento horizontal possuem uma constância, os últimos modelos de cada grupo elevam bastante os custos.

Em alguns casos específicos, há a necessidade de tornar a estrutura mais rígida ao ponto do encontrado nestes arranjos citados. Isso pode acontecer com

edifícios muito altos e esbeltos, a fim de evitar grandes deslocamentos horizontais, bem como na concepção de vigas de grande comprimento, para proporcionar maiores vãos. Também se encaixam nestes casos as vigas de transição e fachadas ditas frágeis, como exemplo as fachadas envidraçadas.

O grupo 3 apresentou resultados semelhantes aos do grupo 2, diferenciando-se um pouco de acordo com o citado neste último parágrafo. Como o arranjo inicial possuía o coeficiente γ_z para o eixo X ligeiramente maior do que a outra direção, representando que a estrutura está mais rígida na direção Y, e o grupo 3 realizou incrementos somente nesta direção, aconteceu deste necessitar um maior custo para diminuir a rigidez lateral. Neste grupo, porém, notou-se que a melhor configuração foi a 3.0, sendo a segunda geral com menor acréscimo de custos, estando atrás apenas do modelo 2.1.

Para o quarto grupo, como houve incrementos em ambos os eixos, os custos se elevaram em maior proporção, enquanto a rigidez não acompanhou tal crescimento. Dentre os 4 arranjos, o que melhor se saiu foi o 4.0, que conseguiu enrijecer a estrutura em ambos os sentidos, diminuindo o deslocamento médio em 31,28% com um aumento de 3,65% nos custos.

Com a intenção de diminuir a rigidez da estrutura e forçar o coeficiente γ_z a subir, o grupo 5 apresentou resultados opostos aos esperados. Porém, a partir destes foi possível chegar ao entendimento de que nem toda vez que se faz essa redução há economia, uma vez que os três modelos levados em conta apresentaram aumento nos custos de concreto e aço. Isso pôde ser visto facilmente através do Gráfico 1, que em decorrência da redução das seções nos pilares, a quantidade de aço necessária para compensar os esforços é equivalente ao do modelo 4.3. Vendo por outro lado, a diminuição da área de formas só se torna realmente vantajosa para o modelo 5.1, visto que os outros dois arranjos possuem diversas seções diferentes, demandando mais tempo para suas montagens além de possivelmente causar maior perda de materiais. Perante isso, o único possível benefício para tal diminuição seria a tentativa de ampliar a flexibilidade arquitetônica dos ambientes, ou também procurar esconder os elementos estruturais.

Ainda a respeito ao grupo 5, não foram apresentados os resultados das análises P- Δ pois nas suas análises, as variações provocadas pelos efeitos de segunda ordem não foram significativas, pois o coeficiente γ_z se manteve com valores abaixo de 1,11.

Quanto ao grupo 6, por terem sido realizadas poucas alterações nos arranjos, os resultados não foram conclusivos. Houve pequenas diminuições no coeficiente γ_z e nos deslocamentos, assim como os custos e as áreas de formas pouco se elevaram. Desta forma, seria necessária uma análise mais focada neste aspecto, produzindo diferentes arranjos com maiores alterações.

Alguns fatores podem ter influenciado nos resultados obtidos, como o tipo de ligações viga-pilar, a classe de concreto e os pilares aumentados não terem sido colocados da maneira mais correta na arquitetura, bem como a maneira que foram realizadas as análises, como não ter sido considerado um custo direto das áreas de formas. Porém, por terem sido feitos vários modelos, não seria possível atender à tantas variáveis, e para isto foram sugeridas algumas ideias para possíveis alterações para a realização de futuras pesquisas, ao fim deste.

Mesmo assim, de modo geral percebe-se que com as análises realizadas foi possível entender um pouco melhor do comportamento estrutural perante a rigidez lateral. A importância desta análise é reafirmada quando se nota que a partir da nova e última versão do software Eberick, lançada neste ano de 2018, foi implementado um recurso para otimizar as seções de vigas e pilares, de maneira semelhante a feita manualmente nesta pesquisa. A partir desta é possível estabelecer alguns critérios como: quantidade de variação em cm e número de tentativas de aumento e redução, tanto para altura como largura. Com estas definições, o programa gera um relatório de custos envolvidos para todas as seções consideradas, indicando qual a melhor opção. Este recurso pode ser utilizado para um único elemento, como também para um grupo de diversos elementos, onde o projetista decide se o critério de escolha será através da melhor opção em conjunto ou na tentativa de buscar uma seção padrão. Feitas as modificações sugeridas é possível analisar novamente a estrutura, e verificar as variações geradas no coeficiente γ_z , nos deslocamentos e em outros parâmetros, de maneira rápida e eficaz.

5.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo em vista algumas possíveis influências encontradas durante as análises, se vê possível a sugestão para realização de futuras pesquisas, seguindo a mesma linha utilizada neste. Como exemplo disso, há a possibilidade de alterar alguns fatores que foram adotados para a realização desta, como uma classe de concreto

maior ou menor, adotar tipos diferentes de ligação viga-pilar, aplicar engastamento entre lajes ou entre laje e viga, e também realizar testes com um maior número de pilares paredes e também com núcleo rígido.

Além disso, também se vê importante buscar uma maior otimização das armaduras de cada arranjo, com o intuito de buscar o melhor resultado possível com cada variação de seção, não ficando totalmente dependente dos coeficientes de aço.

Outro ponto importante está na determinação do custo das áreas de formas, procurando analisar também a influência que variados tipos de seções provocam, uma vez que podem ser desvantajosas quando se pensa na agilidade de corte e montagem, bem como reaproveitamento.

Por fim, também se vê interessante a realização de uma análise semelhante, porém analisando diferentes quantidades de pavimentos, a fim de se observar se os efeitos apresentados nesta análise são próximos ou muito diferentes do que acontecem em estruturas menores, e principalmente, maiores.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A.T. (1998). **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. São Carlos, 1998. 97p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ALTOQI, Eberick. **Coeficientes para escolha das armaduras**. Disponível em: <http://help.altoqi.com.br/Eberick/default.aspx?pageid=dimensionamento_lajes_coeficientes>. Acesso em: 25 fev. 2018.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980 (Versão corrigida:2000).

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2014. 415 p.

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

CESCO, Luiz Henrique. **Simulação das vantagens potenciais do uso de concreto com fck crescentes em projetos estruturais de edifícios padrão 8,16 e 32 pavimentos**. 98 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, PR, 2015.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação da estabilidade global de edifícios**. 96 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 2010.

CORPO DE BOMBEIROS DO PARANÁ BM/7. **NPT 022 - Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio**. Paraná, 2015. 33 p. Disponível em: <http://www.bombeiros.pr.gov.br/arquivos/File/CSCIP2015/NPT_022.pdf>. Acesso em: 08 fev. 2018.

FARTO, Paula Janaina Souza; HILLESHEIM, Maicon José; PINHEIRO, Roberto Vasconcelos. Análise técnica de estruturas de edifícios em concreto armado, de 3 a 10 pavimentos, com variação nos valores de resistência a compressão, considerando a relação geométrica, em planta, de 1:4. In: I CONGRESSO DAS ENGENHARIAS DO ESTADO DE MATO GROSSO, 1., 2017, Sinop. **Anais...** Sinop:

Coeng, 2017. p. 1 - 12. Disponível em:
<<http://coeng.ejcm.com.br/storage/works/24.pdf>>. Acesso em: 05 out. 2017.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto armado**: Solicitações normais. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981. 463 p.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo, SP: Pini, 2007. 624 p.

LESSA, Michelle Navarro. **Parâmetros de estabilidade global de edifícios em concreto armado**. 76 p. Monografia (Especialista em Gestão de Projetos de Sistemas Estruturais – Edificações) – Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2016.

LIMA, J. S. **Verificação da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto**: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. 225 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2001.

LINS, Fernando de Faria Vecchio. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 203 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2013.

OLIVEIRA, J. C. A. de (1988). **Estimativa do Índice Global de Esbeltez de Edifícios Altos de Concreto Armado**, Publicação nº E.DM-06ª/98, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.

PINTO, Rivelli da Silva; RAMALHO, Marcio Antonio. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, SP, n. 19, p. 171-206, 2002.

PORTO, Tiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado**: conforme NBR 6118/2014. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2015. 208 p.

REITAS, Felipe Coelho de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 186 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2015.

SANTOS, Paulo Reiser dos. **Análise e cálculo de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial**. 184 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2014.

SILVA, Karlisson André Nunes da. **Estudo de propriedades mecânicas de concretos produzidos com diferentes agregados reciclados**. 113 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, 2011.

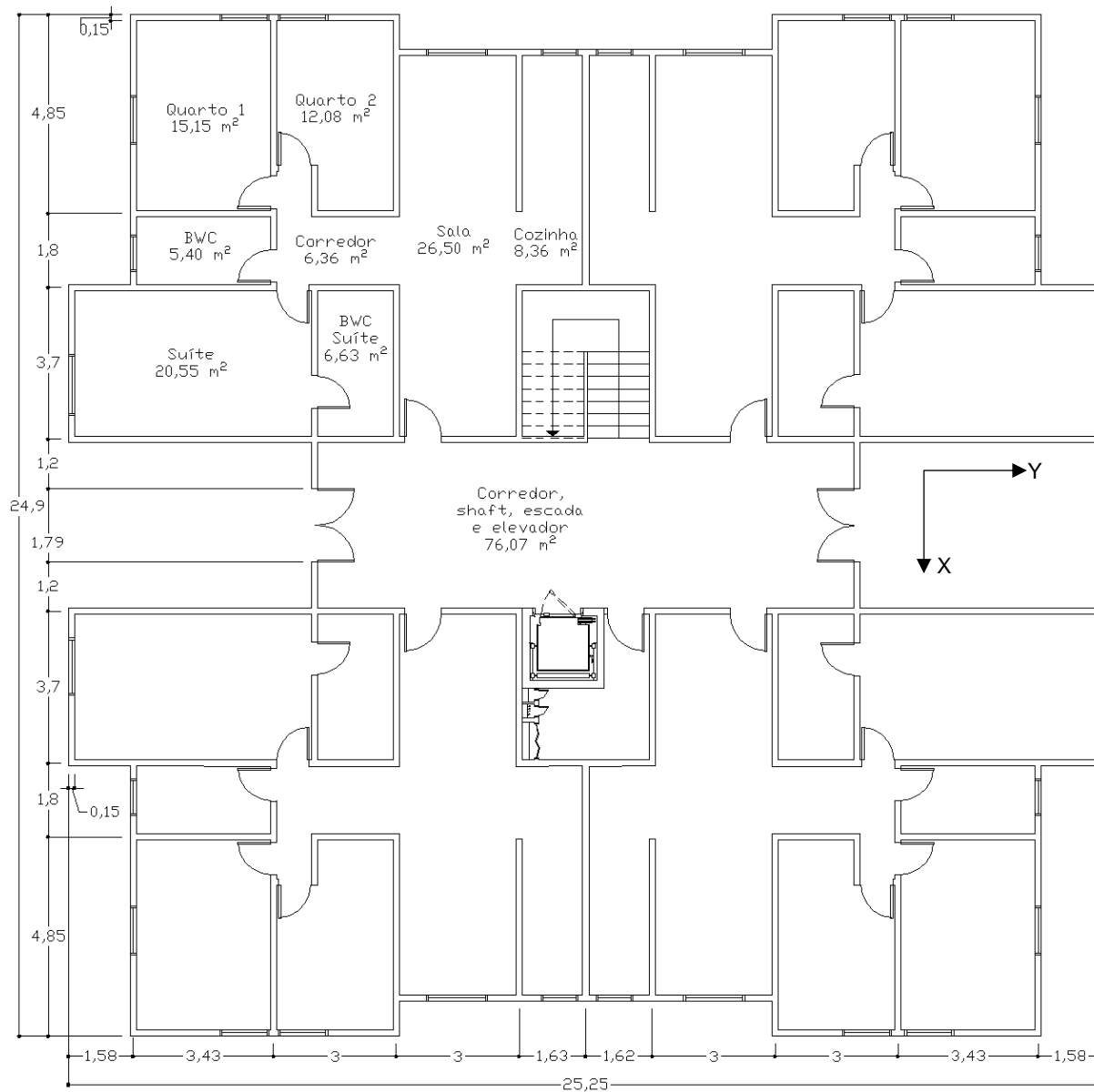
SINAPI. **Relatório de Insumos e composições**. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_655>. Acesso em: 06 abr. 2018.

STRAMANDINOLI, Renata Sá Brito. **Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado**. 220 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2007.

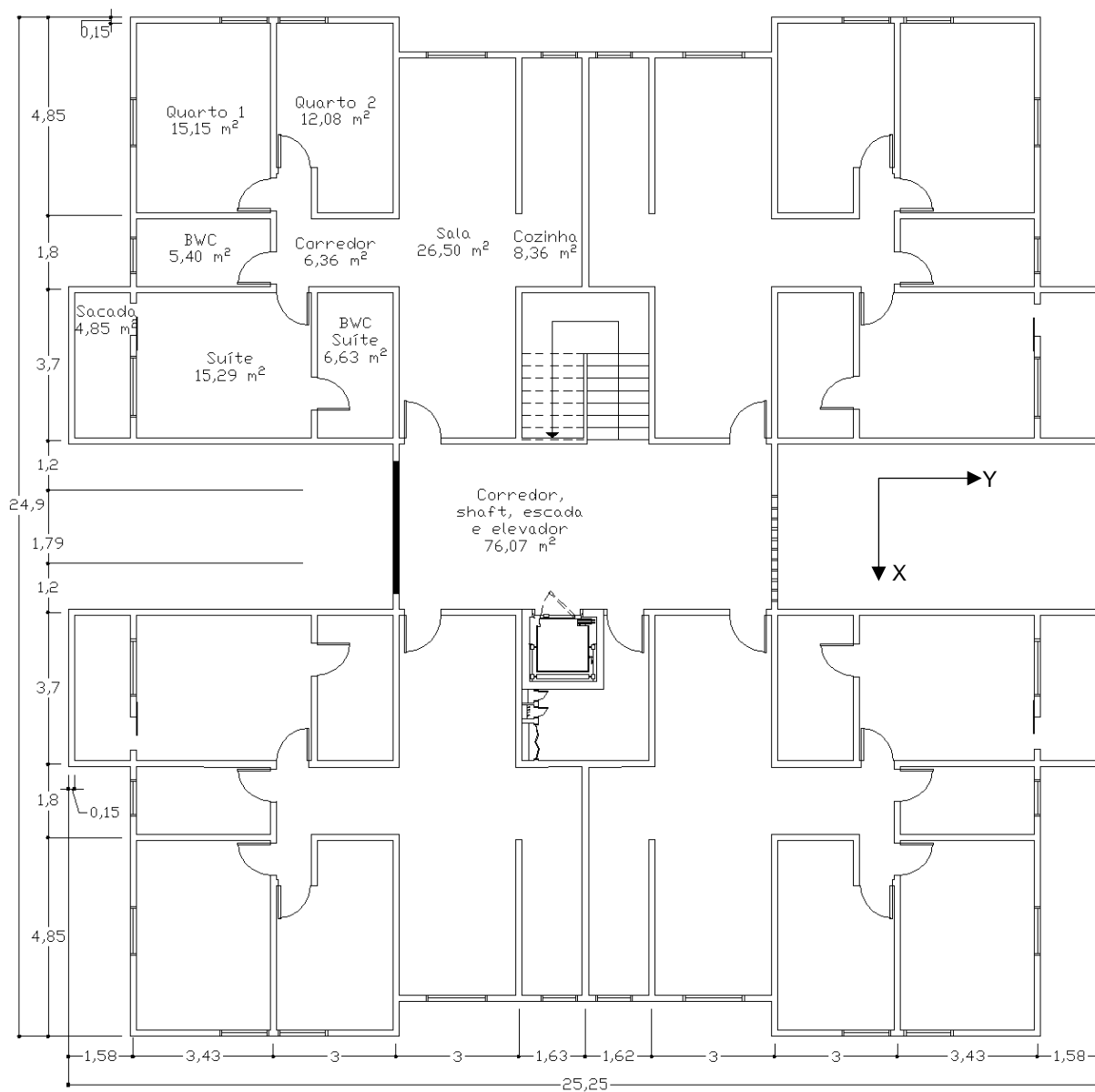
WORDELL, Fernando. **Avaliação da estabilidade global de edifícios**. 93 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003.

APÊNDICE A

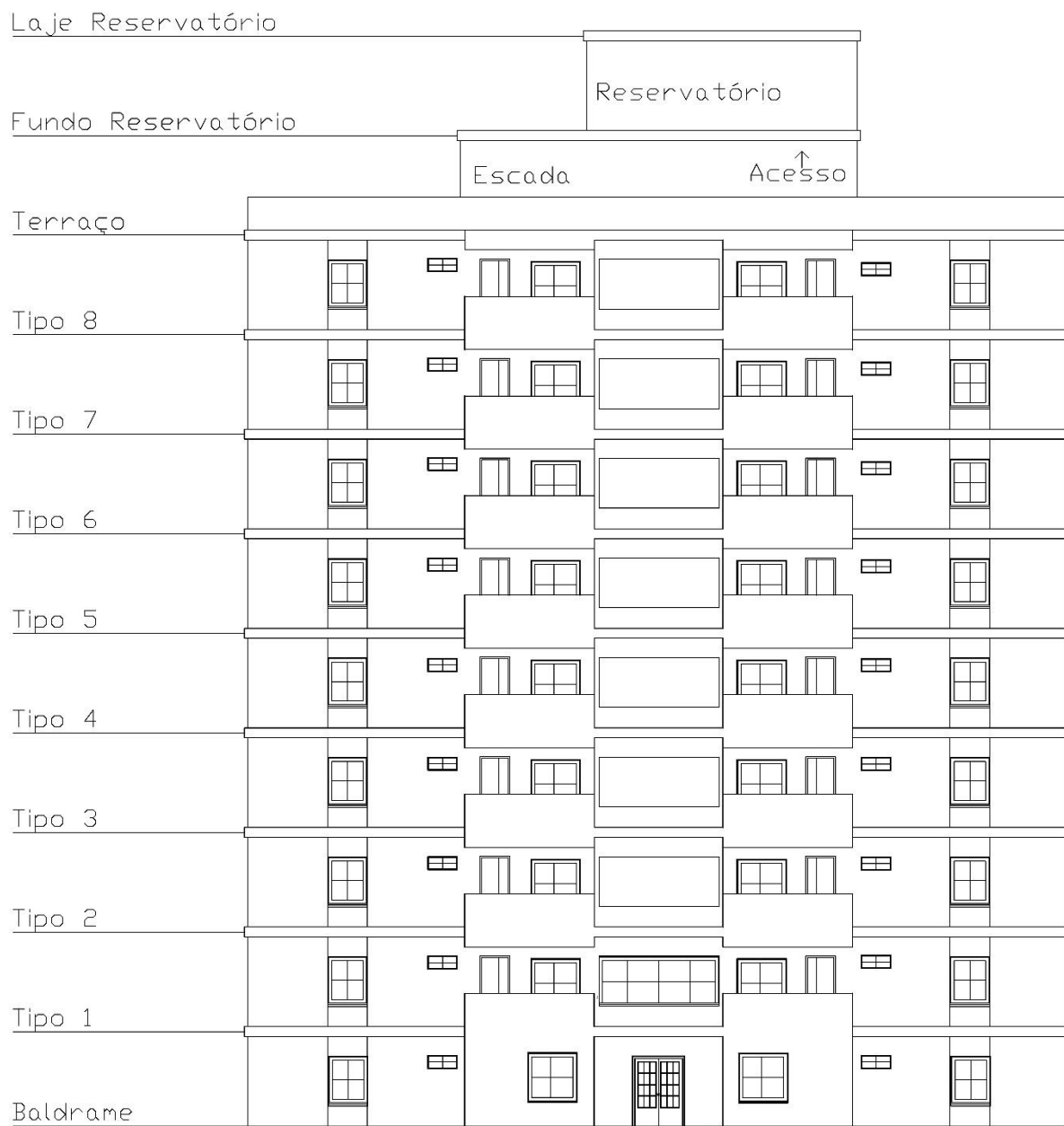
- Planta baixa pavimento térreo.



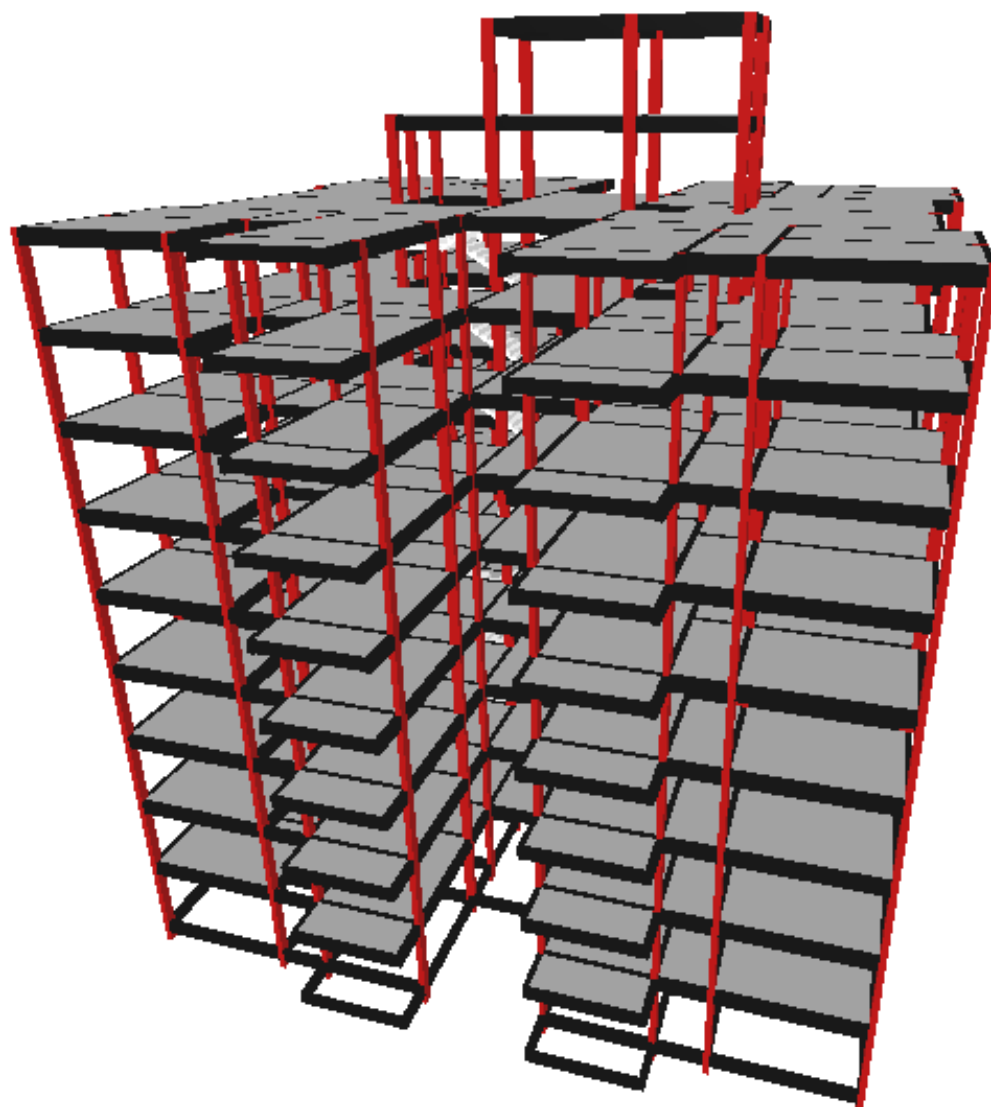
- Planta baixa pavimento tipo



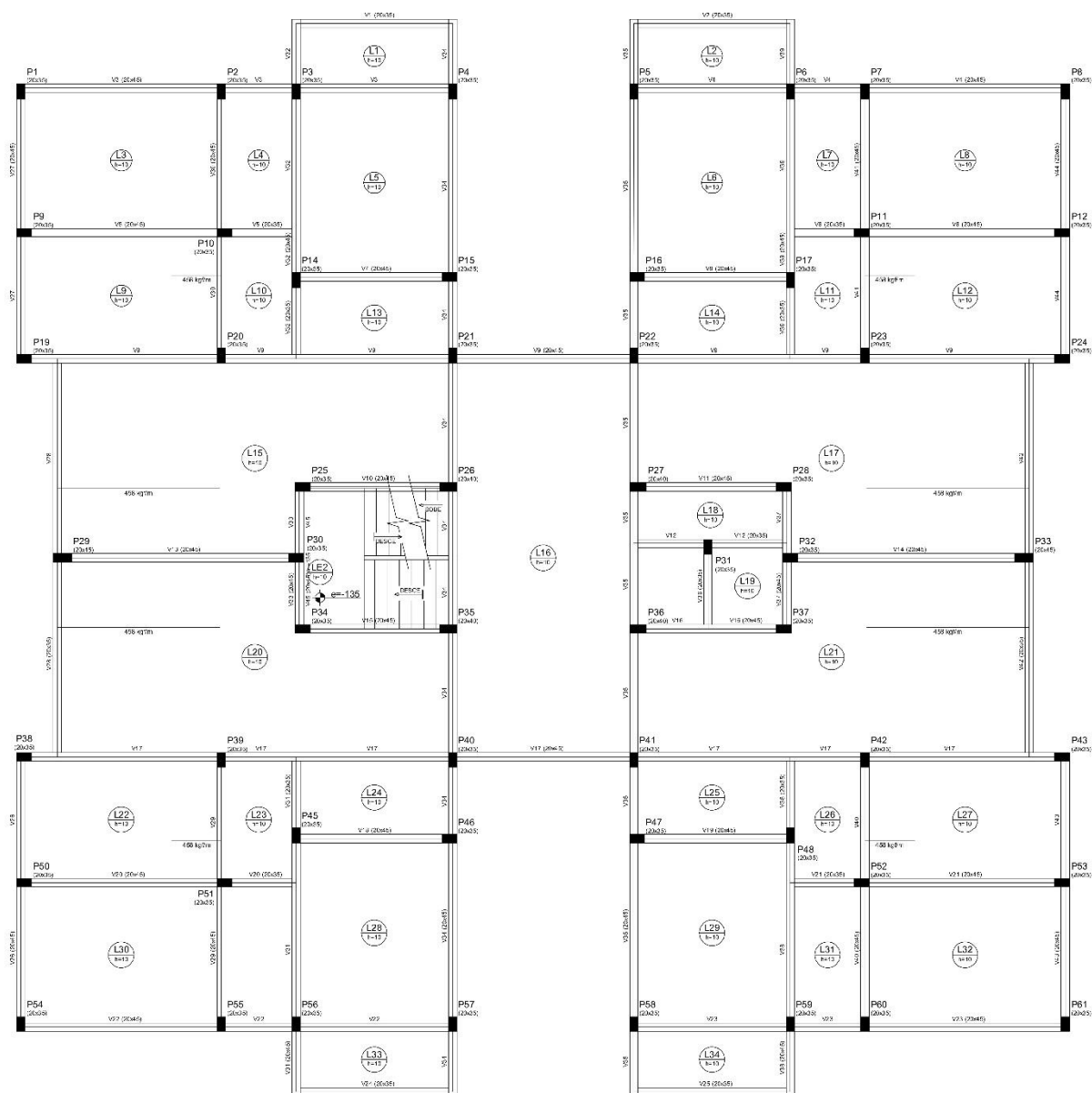
- Corte Esquemático



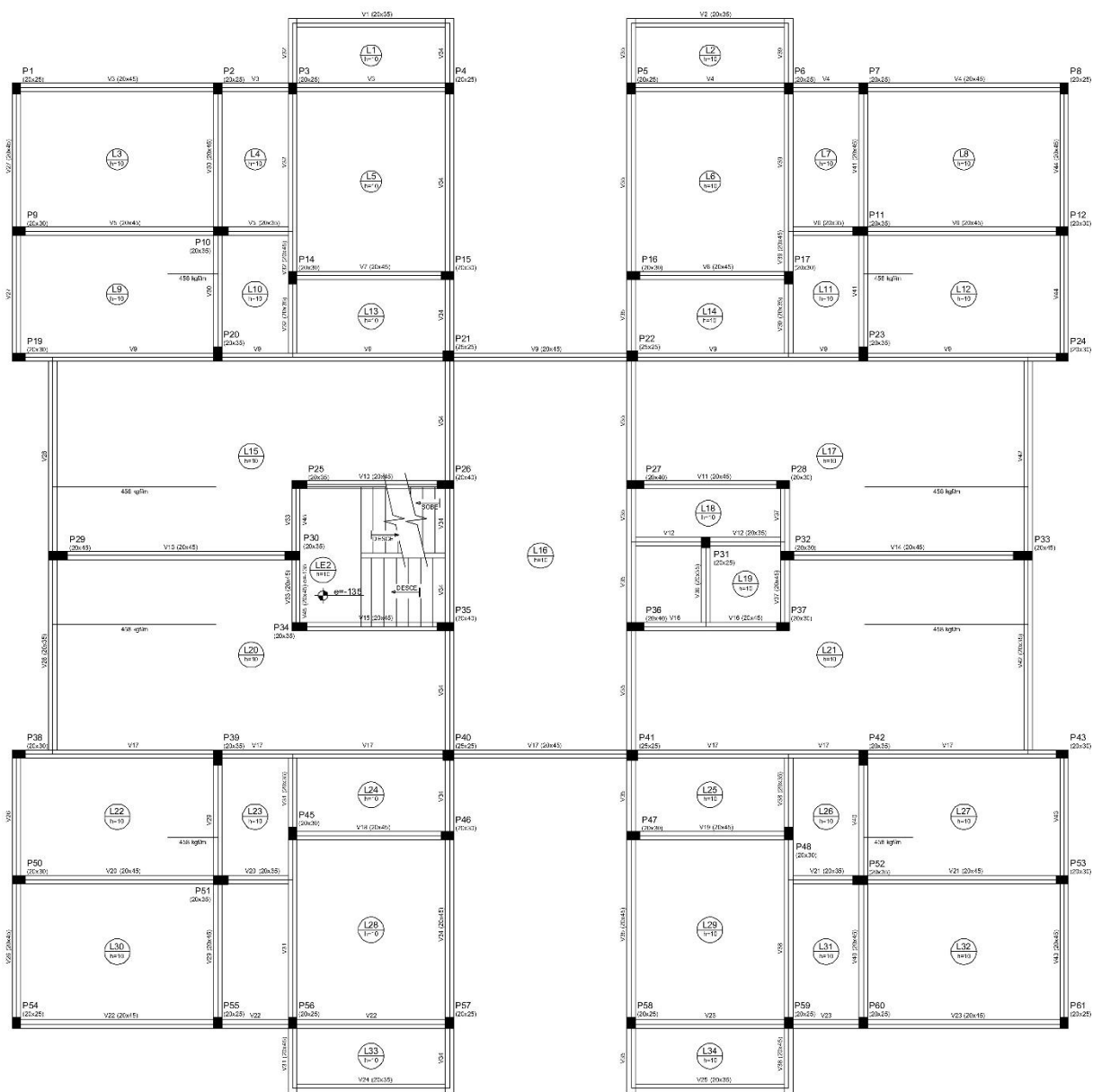
- Pórtico 3D



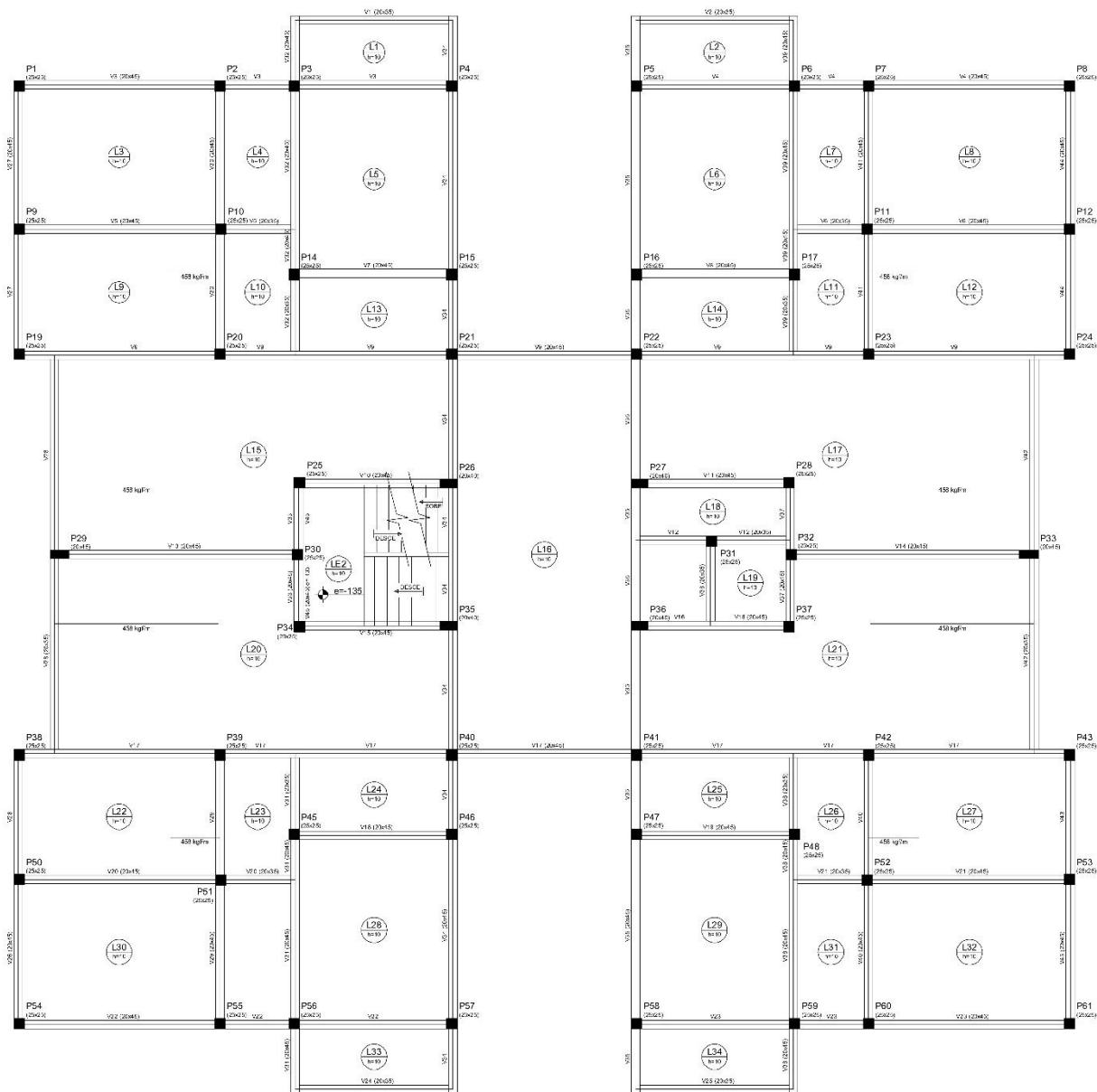
- Planta de formas Modelo 1.0



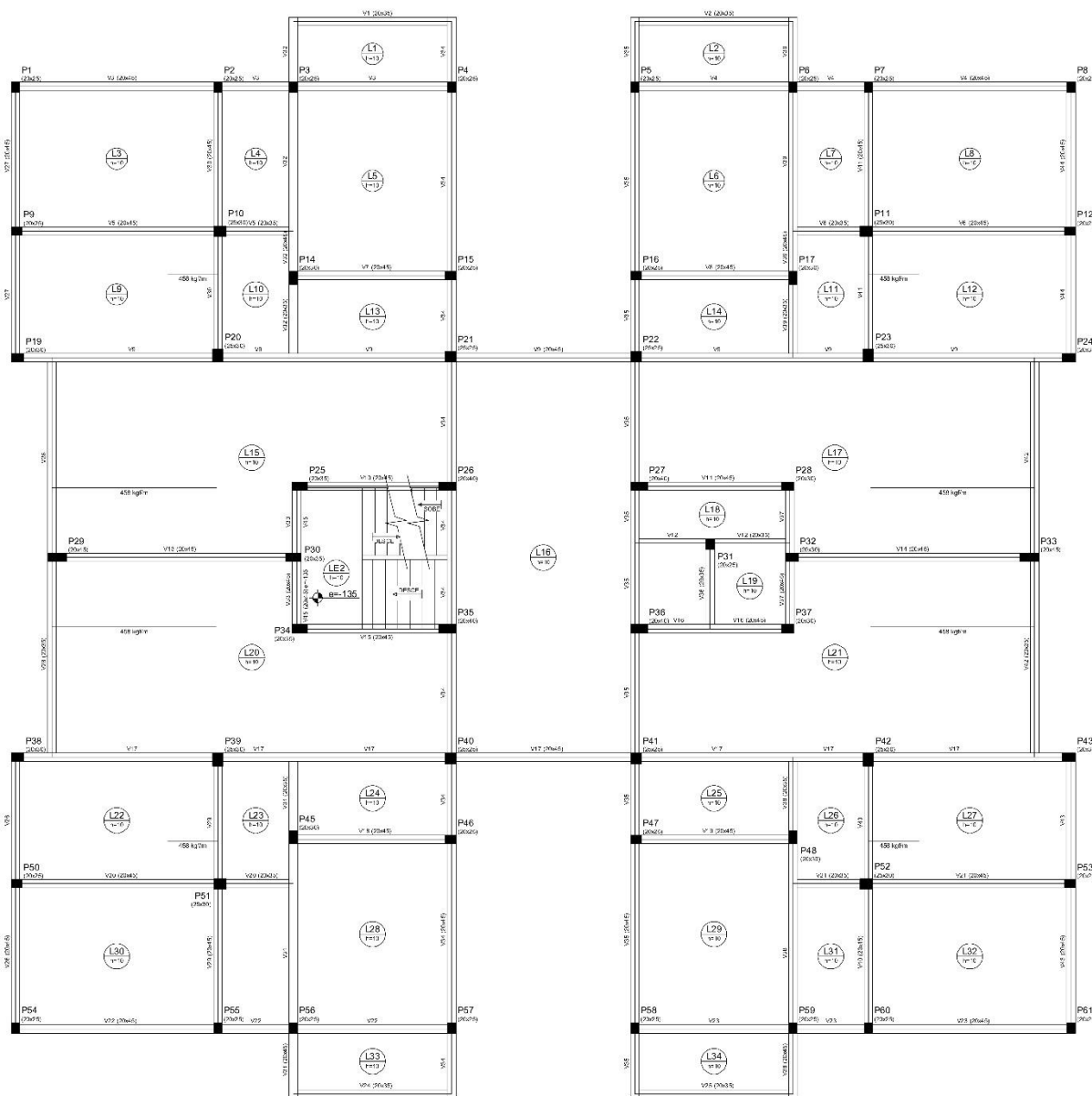
• Planta de formas Modelo 5.0



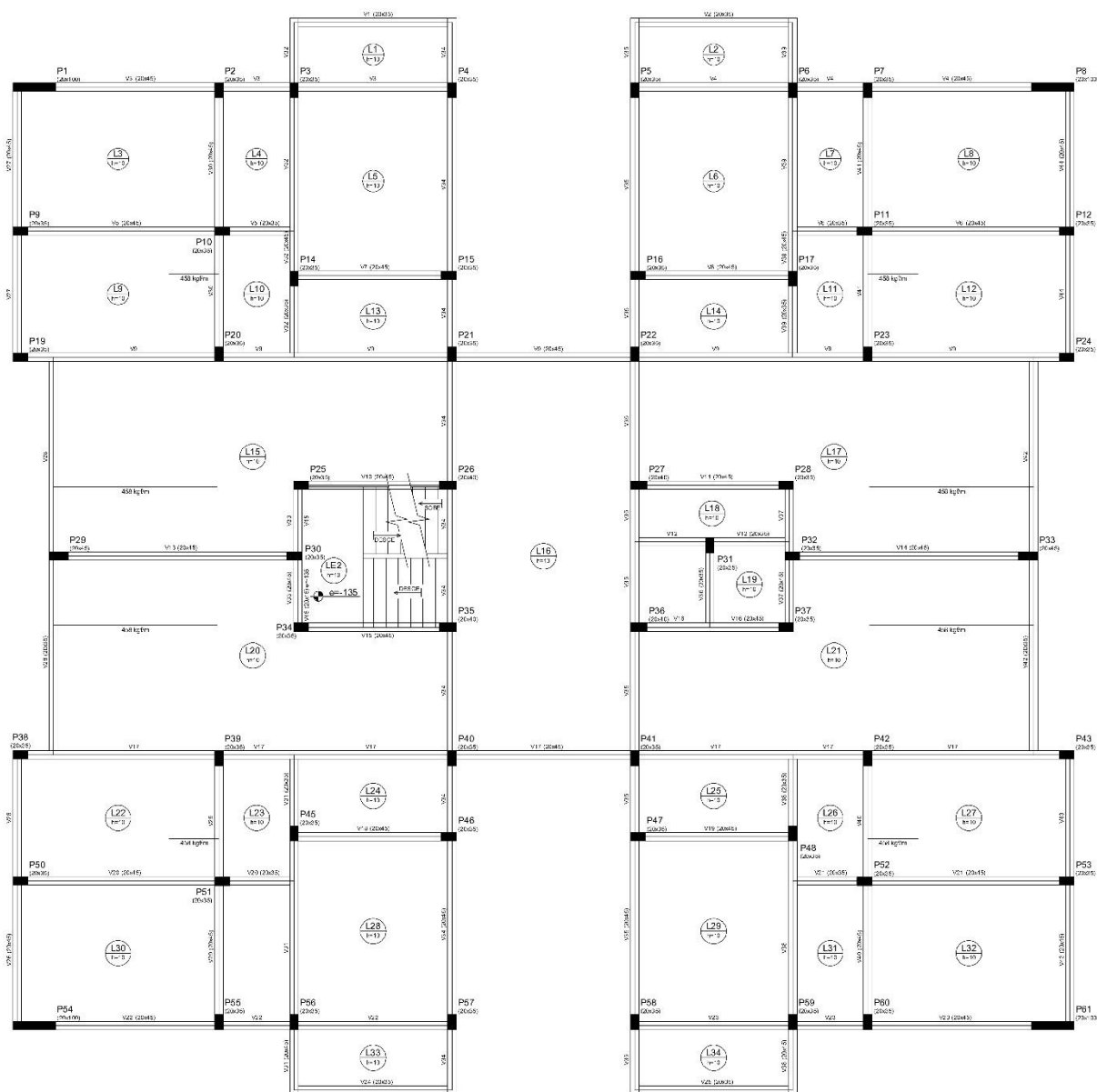
- Planta de formas Modelo 5.1



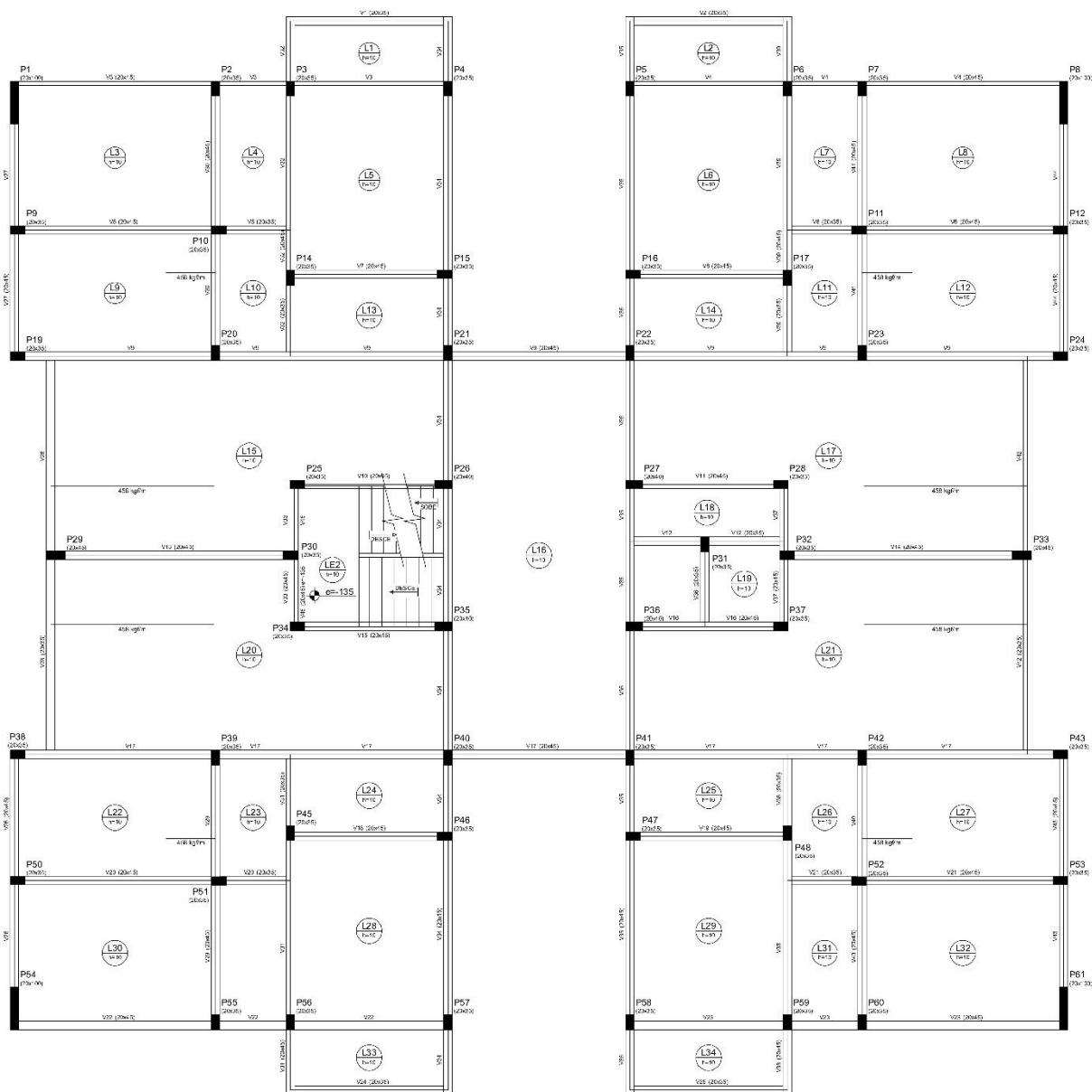
- Planta de formas Modelo 5.2



- Planta de formas Modelo 6.0



- Planta de formas Modelo 6.1



• Planta de formas Modelo 6.2

