



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CAMPUS RUSSAS**  
**CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ARTHUR DE OLIVEIRA ALVES**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM  
CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS VIGAS  
BALDRAME E DA ESBELTEZ DOS PILARES**

**RUSSAS**  
**2019**

ARTHUR DE OLIVEIRA ALVES

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO  
ARMADO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS VIGAS BALDRAME E DA  
ESBELTEZ DOS PILARES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Graduação em Engenharia Civil do  
Campus de Russas da Universidade Federal do  
Ceará, como requisito parcial à obtenção do  
título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira  
e Cavalcante

RUSSAS

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

A477a Alves, Arthur de Oliveira.  
Análise estrutural de um edifício em concreto armado considerando a influência das vigas baldrame e da esbeltez dos pilares / Arthur de Oliveira Alves. – 2019.  
68 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas, Curso de Curso de Engenharia Civil, Russas, 2019.  
Orientação: Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira e Cavalcante.

1. Dimensionamento estrutural de edifícios. 2. Concreto armado. 3. Estabilidade global. 4. Índice de esbeltez. 5. Vigas baldrame. I. Título.

CDD 620

---

ARTHUR DE OLIVEIRA ALVES

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO  
ARMADO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS VIGAS BALDRAME E DA  
ESBELTEZ DOS PILARES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Graduação em Engenharia Civil do  
Campus de Russas da Universidade Federal do  
Ceará, como requisito parcial à obtenção do  
título de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: \_\_/\_\_/\_\_\_\_.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira e Cavalcante (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Profª. Ms. Camila Lima Maia  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Profª. Ms. Andriele Nascimento de Souza  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

A Deus.

Aos meus pais, Verônica e Assis.

A todos os meus familiares.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por me dar forças para continuar nos momentos de dificuldade.

Aos meus pais, por não medirem esforços fazendo o possível e o impossível para tornar meu sonho realidade, dando todo o apoio necessário.

Aos meus familiares, por estarem sempre ao meu lado, em especial a minha avó Angelita por todo carinho e amor.

Aos amigos que fiz durante a graduação e que tornaram essa caminhada menos árdua com sua amizade e companheirismo, em especial, Marcelo Freires, Dyckson Matheus, Filipe Falcão, Hyago Marques, Juarez e Mateus Campos.

Ao meu orientador Prof. Doutor Otávio Rangel de Oliveira e Cavalcante, por todos os conhecimentos passados para a realização deste trabalho.

Aos demais professores e professoras do curso, pelos ensinamentos repassados durante a graduação.

Aos demais colegas de curso, por terem participado da minha formação.

## RESUMO

Esse trabalho trata-se da análise comparativa entre um edifício em concreto armado de 4 pavimentos para dois tipos de concepção estrutural, com vigas baldrame e sem vigas baldrame. O objetivo é analisar a influência desses elementos estruturais no comportamento da estrutura ao que diz respeito a sua estabilidade global e os deslocamentos sofridos no topo do edifício, analisando ainda o consumo de materiais para os dois tipos de concepção. Para isso foi dimensionado um modelo padrão no *Software* comercial AltoQi Eberick 2019 e este modelo foi usado como base para o dimensionamento e análise dos demais modelos estudados. Além de analisar a influência das vigas baldrame nesse estudo, buscou-se verificar ainda a influência da variação de esbeltez dos pilares de fundação no comportamento da estrutura sem vigas baldrame. Os resultados obtidos demonstraram que a concepção estrutural sem as vigas baldrame pode representar uma economia de materiais em estruturas de concreto armado para pilares de fundação com índice de esbeltez " $\lambda$ " menor ou igual a 90.

**Palavras-chave:** Vigas baldrame; Estabilidade global; Índice de esbeltez; Dimensionamento estrutural de edifícios.

## ABSTRACT

This work is the comparative analysis between a reinforced concrete building of 4 floors for two types of structural design, with baldrame beams and no baldrame beams. The objective is to analyze the influence of these structural elements on the behavior of the structure with respect to its overall stability and the displacements suffered at the top of the building, as well as analyzing the material consumption for both types of design. For this, a standard model was dimensioned in the commercial software AltoQi Eberick 2019 and this model was used as basis for the sizing and analysis of the other models studied. In addition to analyzing the influence of baldrame beams in this study, it was also sought to verify the influence of the slenderness variation of the foundation pillars on the behavior of the structure without baldrame beams. The results showed that the structural design without baldrame beams can represent a material savings in reinforced concrete structures for foundation columns with slenderness index " $\lambda$ " less than or equal to 90.

**Keywords:** Baldrame beams; Overall stability; Slimness index; Structural sizing of buildings.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Curva estatística de Gauss.....	18
Figura 2.2 - Classes de resistência para concretos estruturais.....	19
Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação do concreto.....	20
Figura 2.4 - Módulo de elasticidade secante.....	21
Figura 2.5 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	23
Figura 2.6 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento mínimo.....	24
Figura 2.7 - Idealização do comportamento linear de uma estrutura .....	25
Figura 2.8 - Diagrama tensão x deformação de um material não linear .....	26
Figura 2.9 - Modelo de pórtico espacial.....	29
Figura 2.10 - Modelo de grelhas.....	30
Figura 2.11 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma$ .....	31
Figura 2.12 - Coeficiente $\gamma_{f2}$ .....	31
Figura 2.13 - Combinações de serviço.....	32
Figura 2.14 - Combinações últimas usuais.....	33
Figura 2.15 - Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ .....	34
Figura 2.16 - Isopletas de velocidade básica $V_0$ (m/s).....	35
Figura 2.17 - Processo P-Delta.....	38
Figura 2.18 - Comprimentos de flambagem.....	39
Figura 3.1 - Fluxograma das etapas da pesquisa.....	41
Figura 3.2 - Planta de forma do pavimento térreo.....	43
Figura 3.3 - Planta de forma do pavimento tipo.....	44
Figura 3.4 - Representação em 3D do modelo padrão.....	44
Figura 3.5a - Descrição dos modelos analisados: Edifício com vigas baldrame.....	50
Figura 3.5b - Descrição dos modelos analisados: Edifício sem vigas baldrame.....	50
Figura 3.6a - Dimensão dos pilares para os modelos B2,5* e B3,0*: Modelo B2,5*.....	51
Figura 3.6b - Dimensão dos pilares para os modelos B2,5* e B3,0*: Modelo 3,0* .....	51
Figura 4.1 - Resultados para a “ $\lambda$ ” dos pilares de fundação e térreo.....	52
Figura 4.2 - Resultados para o coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ” no eixo x.....	53
Figura 4.3 - Resultados para o coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ” no eixo y.....	54
Figura 4.4 - Deslocamentos no topo do edifício na direção x.....	55

Figura 4.5 - Deslocamentos no topo do edifício na direção y.....	56
Figura 4.5 - Quantitativo global de concreto em m <sup>3</sup> .....	57
Figura 4.7 - Quantitativo global de aço em kg.....	58
Figura 4.8 - Consumo global de formas em m <sup>2</sup> .....	59
Figura 4.9 - Consumo de concreto local no pavimento térreo em m <sup>3</sup> .....	60
Figura 4.10 - Consumo de aço local no pavimento térreo em kg.....	61
Figura 4.11 - Consumo de formas local no pavimento térreo em m <sup>2</sup> .....	62

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – $\alpha E$ para diferentes agregados .....	21
Tabela 3.1 – Configurações de materiais e durabilidade utilizadas nos modelos.....	47
Tabela 3.2 – Cargas distribuídas por área utilizadas nos modelos.....	49
Tabela 3.3 – Descrição dos modelos analisados.....	50

## LISTA DE SÍMBOLOS

$f_c$	Resistência à compressão do concreto (Mpa)
$f_{cm}$	Resistência média do concreto à compressão (Mpa)
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão (Mpa)
$\sigma$	Tensão (N)
$\varepsilon$	Deformação (cm)
E	Módulo de elasticidade (Mpa)
I	Momento de inércia (Kg.m <sup>2</sup> )
V <sub>0</sub>	Velocidade básica do vento
$\gamma_z$	Coefficiente de estabilidade global
$\lambda$	Índice de esbeltez dos pilares

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	Justificativa.....	16
1.2	Objetivos.....	16
1.2.1	<i>Objetivo geral</i> .....	16
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i> .....	16
1.3	Organização do trabalho.....	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	17
2.1	Concreto armado.....	17
2.2	Propriedades do concreto.....	18
2.2.1	<i>Resistência à compressão (<math>f_c</math>)</i> .....	18
2.2.2	<i>Resistência à tração do concreto</i> .....	19
2.2.3	<i>Diagramas tensão-deformação e módulo de elasticidade do concreto</i> .....	20
2.2.4	<i>Aço para o concreto armado</i> .....	22
2.3	Diretrizes para a durabilidade das estruturas em concreto armado.....	22
2.3.1	<i>Vida útil de projeto</i> .....	22
2.3.2	<i>Agressividade ambiental</i> .....	22
2.3.3	<i>Cobrimento das armaduras</i> .....	23
2.4	Concepção estrutural.....	24
2.5	Análise estrutural.....	24
2.5.1	<i>Análise linear</i> .....	25
2.5.2	<i>Análise não linear</i> .....	26
2.5.2.1	<i>Não linearidade física (NLF)</i> .....	27
2.5.2.2	<i>Não linearidade geométrica (NLG)</i> .....	28
2.6	Modelos estruturais.....	28
2.6.1	<i>Pórticos espaciais</i> .....	29
2.6.2	<i>Modelo de grelhas</i> .....	29
2.7	Ações e combinações.....	30
2.7.1	<i>Combinações de serviço</i> .....	32
2.7.2	<i>Combinações últimas</i> .....	32
2.8	Estado Limite Último (ELU).....	33
2.9	Estado Limite de Serviço (ELS).....	34
2.10	Vento.....	35

2.11	Estabilidade global dos edifícios .....	36
2.11.1	<i>Coeficiente gama-z (<math>\gamma_z</math>)</i> .....	37
2.11.2	<i>Processo P-Delta</i> .....	37
2.12	Esbeltez dos pilares .....	38
2.13	Vigas baldrame .....	40
3	MATERIAIS E MÉTODOS .....	40
3.1	Delineamento da pesquisa .....	40
3.2	Etapas da pesquisa .....	41
3.3	Projeto arquitetônico base .....	42
3.4	Estudo de caso .....	42
3.4.1	<i>Lançamento da estrutura</i> .....	42
3.4.2	<i>Configurações do Software comercial AltoQi Eberick 2019</i> .....	45
3.4.3	<i>Combinações de ações</i> .....	45
3.4.4	<i>Configurações de análise</i> .....	45
3.4.5	<i>Configurações de dimensionamento</i> .....	46
3.4.6	<i>Configurações de materiais e durabilidade</i> .....	47
3.4.7	<i>Configurações de vento</i> .....	47
3.4.8	<i>Verificações ao estado limite de serviço (ELS)</i> .....	48
3.4.9	<i>Carregamentos adotados</i> .....	48
3.5	Descrição dos modelos .....	49
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	52
4.1	Resultados para a esbeltez “ $\lambda$ ” dos pilares .....	52
4.2	Resultados para o coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ” .....	53
4.3	Deslocamentos no topo do edifício .....	55
4.4	Consumo de materiais global .....	57
4.5	Consumo de materiais local .....	59
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	64
	REFERÊNCIAS .....	66
	ANEXO A .....	67

## 1 INTRODUÇÃO

Para Riemke (2015) o emprego do concreto armado continua sendo a técnica mais utilizada no Brasil para a concepção de estruturas de edificações residenciais e comerciais. Este cenário parece não sofrer muitas modificações nos próximos anos, levando em consideração o menor custo financeiro em relação a outros tipos de estruturas como as metálicas, associado ao conhecimento técnico acumulado mais consolidado entre os engenheiros nacionais.

A elevada exigência do setor de construção civil leva à busca constante por soluções mais econômicas para projetos estruturais em concreto armado. Segundo Giongo (2007) o custo da estrutura em concreto armado moldado *in loco* para edifícios convencionais representa cerca de 20% a 25% do custo total, considerando a obra pronta para utilização.

A concepção estrutural é uma das etapas iniciais que tem mais influência sobre o projeto final, pois consiste em definir os materiais a serem empregados, determinar as ações atuantes sobre a estrutura, dispor o posicionamento e realizar o pré-dimensionamento dos elementos que compõem a estrutura (KIMURA, 2007).

Ertel (2016) salienta que o fato de existirem várias imposições aos projetos estruturais como as arquitetônicas, normativas e de infraestruturas regionais fazem com que o engenheiro estrutural busque por concepções capazes de atender a todos esses parâmetros. É necessário ainda concebendo uma estrutura segura, econômica, que otimize recursos e apresente consumo de materiais adequado além de causar a mínima interferência na arquitetura da edificação. Em alguns locais do país, nota-se estruturas concebidas sem as vigas baldrame, principalmente em edificações de poucos pavimentos e que apresentam garagem em seu pavimento térreo.

Poucos são os estudos disponíveis referentes a esse tipo de concepção estrutural, o que faz com que várias dúvidas sejam levantadas em relação a segurança e a estabilidade desse tipo de construção. Tal concepção estrutural pode representar uma construção mais econômica se comparada a construções convencionais que utilizam vigas baldrame para a amarração dos pilares no pavimento térreo.

Diante disto, este trabalho visa estudar e analisar a influência das vigas baldrame no comportamento estrutural de uma edificação de 4 pavimentos em concreto armado. O estudo visa considerar ainda a influência da esbeltez dos pilares de fundação visto que, com o desenvolvimento das técnicas e controle rigoroso de materiais, as estruturas estão cada vez mais esbeltas, o que diminui a sua rigidez e conseqüentemente a estabilidade global e a torna mais suscetível a deslocamentos devido a ação do vento.

## 1.1 Justificativa

O trabalho parte da premissa de que existem poucos estudos acerca do comportamento das estruturas em concreto armado que não utilizam vigas baldrame em sua concepção afim de se reduzir os custos com a construção. Para tanto, percebe-se válida a análise da influência desses elementos no travamento da estrutura, visto que, a NBR6118/2014 prevê limites de deslocamentos horizontais no topo do edifício que devem ser respeitados para minimização do desconforto sensorial e possíveis patologias que venham a surgir como trincas e fissuras na alvenaria de vedação.

É importante considerar ainda, que, por existirem construções cada vez mais esbeltas, torna-se válida a análise da influência da esbeltez dos pilares nas concepções sem uso das vigas baldrame afim de se verificar as situações que possam inviabilizar esse tipo de construção, tanto no que diz respeito a segurança da estrutura quanto ao efetivo consumo de materiais.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 *Objetivo geral*

Analisar o comportamento estrutural de um edifício em concreto armado, considerando a influência das vigas baldrame para diversas situações de esbeltez dos pilares de fundação.

### 1.2.2 *Objetivos específicos*

- Modelar e analisar a estrutura de um edifício padrão no *Software* comercial AltoQi Eberick 2019, considerando dois tipos de concepção, edifício com vigas baldrame e edifício sem vigas baldrame;
- Conceber e analisar diferentes modelos variando-se o comprimento dos pilares de fundação;
- Analisar a influência da esbeltez dos pilares de fundação no comportamento da estrutura e o impacto no consumo de materiais;

- Realizar um levantamento quantitativo de formas, aço e concreto para os diferentes modelos desenvolvidos para a realização de análises comparativas.

### **1.3 Organização do trabalho**

Esse trabalho encontra-se dividido em 5 seções, sendo elas: Introdução, Referencial Teórico, Materiais e Métodos, Resultados e Discussões e Considerações Finais.

Na seção 1 é apresentada a introdução do trabalho, onde aborda o tema de maneira sucinta. Além disso, nesta seção também é apresentada a justificativa deste trabalho e os objetivos a serem alcançados com o estudo.

Na seção 2 o referencial teórico acerca do tema tratado é apresentado, para que se possa obter o embasamento teórico necessário a compreensão do estudo.

A seção 3 trata dos materiais e métodos utilizados para a confecção deste trabalho, abordando as etapas da realização da pesquisa e o estudo de caso.

A seção 4 apresenta os resultados e as discussões acerca do estudo de caso desenvolvido.

Por fim, na seção 5 são apresentadas as conclusões e considerações finais acerca do trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Concreto armado**

Santos (2014) comenta que o concreto possui como principal característica a elevada resistência à compressão e baixa resistência à tração, o que leva ao surgimento de fissuras e o rompimento frágil dos elementos estruturais na zona tracionada, onde a influência da resistência à compressão é pouco utilizada. A inserção de barras de aço em posições convenientes tornam o concreto viável a aplicação em estruturas que são solicitadas a esforços de tração, visto que o aço é um material com alta resistência a esse tipo de esforço. Assim, ao fissurar o concreto em sua zona comprimida, os esforços de tração passam a ser absorvidos pelas barras de aço e ao concreto são atribuídas tensões de compressão, aumentando a resistência do elemento e garantindo a viabilidade da sua utilização.

## 2.2 Propriedades do concreto

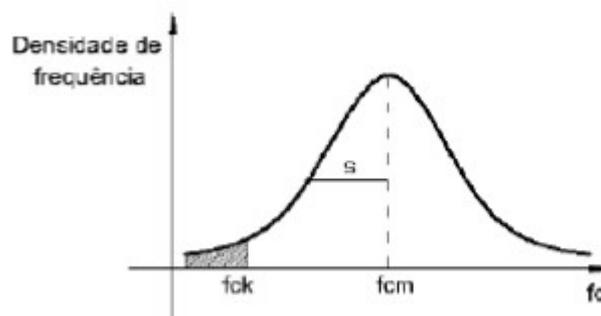
### 2.2.1 Resistência à compressão ( $f_c$ )

Segundo Carvalho (2014) a resistência a compressão é a principal característica do concreto, a qual é determinada através do ensaio de corpos de prova submetidos à compressão centrada. O autor cita ainda que diversos fatores influenciam a resistência do concreto endurecido, dos quais os principais são a relação entre as quantidades de cimento, agregados e água (Traço) e a idade do concreto.

Para a obtenção dos valores de compressão, a NBR 5739/2007 estabelece os critérios para esse tipo de ensaio, e a NBR 5738/2015 é responsável pelas diretrizes de moldagem dos corpos de prova.

Libânio (2007) comenta que o ensaio de compressão deve ser realizado com vários corpos de prova, e, através dos resultados se faz um gráfico com os valores obtidos da resistência a compressão ( $f_c$ ) pela quantidade de corpos-de-prova relativos a determinado valor de resistência a compressão. A partir deste ensaio forma-se uma curva chamada de Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal para a resistência do concreto à compressão. A curva estatística de Gauss pode ser visualizada abaixo (Figura 2.1).

Figura 2.1 – Curva estatística de Gauss



Fonte: Pinheiro (2007)

Os dois principais resultados do ensaio podem ser obtidos na curva de Gauss, sendo eles: resistência média do concreto à compressão ( $f_{cm}$ ) que consiste na média aritmética dos valores de  $f_c$  e resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ), obtido através do  $f_{cm}$  de acordo com a Equação 1:

$$F_{ck} = f_{cm} - 1,65s \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde “s” é o desvio-padrão e representa a distância entre a abscissa de  $f_{cm}$  e o ponto de inflexão da curva. O valor de 1,65 representa o quantil de 5%, ou seja, apenas 5% dos corpos de prova apresentam resistência a compressão inferior a  $f_{ck}$ . A NBR 8953/2015 define as classes de resistência em função do  $f_{ck}$ , conforme a Figura 2.2.

Figura 2.2 – Classes de resistência para concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: NBR 8953/2015

Para este trabalho foram utilizados concretos de classe de resistência do grupo I, sendo C25 para vigas, lajes e sapatas e C30 para os pilares.

### 2.2.2 Resistência à tração do concreto

A resistência à tração do concreto assim como a resistência à compressão, é obtida através de ensaios. Segundo Carvalho (2014) existem três tipos de ensaios para se obter a resistência a tração, são eles: tração direta, compressão diametral e tração na flexão.

Na ausência de ensaios, a NBR 6118/2014 permite a obtenção da resistência média a tração ( $f_{ctm}$ ), a partir da resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ). Pode-se obter ainda, através de  $F_{ctm}$ , a resistência característica à tração inferior,  $f_{ctk,inf}$  e superior,  $f_{ctk,sup}$ , através das Equações 2, 3 e 4:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} \quad (\text{Eq. 3})$$

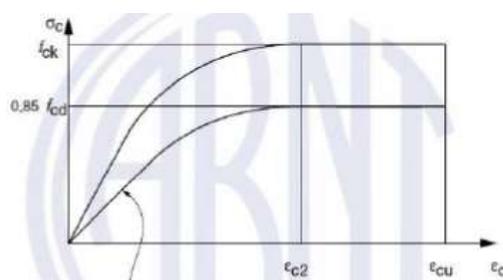
$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ctm} \quad (\text{Eq. 4})$$

As resistências à tração são dadas em Mpa, e a Equação 2 só é válida para concretos até a classe C50. Para este trabalho, o software utilizado permite que as resistências a tração sejam determinadas automaticamente por meio das equações descritas, através da classe de concreto escolhido.

### 2.2.3 Diagramas tensão-deformação e módulo de elasticidade do concreto

Os diagramas tensão-deformação do concreto mostram a relação entre a tensão ( $\sigma$ ) e a deformação ( $\epsilon$ ) do concreto. Carvalho (2014) cita que na compressão os diagramas são obtidos por ensaios de corpo de prova de compressão centrada, apresentando uma parte curva (parabólica na classe I) e outra sensivelmente retilínea. Na tração são utilizados diagramas bilineares. O diagrama proposto pela NBR 6118/2014 para tensão-deformação do concreto pode ser visualizado na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: NBR 6118/2014

Módulo de elasticidade (ou módulo de deformação) é uma grandeza mecânica que mede a rigidez de um material sólido, e pode ser definido a partir das relações entre tensões e deformação, de acordo com os diagramas tensão-deformação (CARVALHO, 2014).

Para o concreto, são definidos dois módulos de elasticidade: tangente e secante. O módulo de deformação tangente inicial  $E_{ci}$  pode ser obtido através da curva tensão-deformação do concreto, e consiste no coeficiente angular da parte retilínea da curva, na ausência de parte retilínea, utiliza-se a tangente à curva na origem, como cita Sodré (2018). Na falta de ensaios a NBR 8522/2017 define o método de ensaio para a obten o do módulo de deformação tangente inicial, onde, o valor pode ser estimado a partir das Equa es 5 e 6:

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Para } f_{ck} \text{ 20Mpa a 50Mpa} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 55Mpa a 90 Mpa} \quad (\text{Eq. 6})$$

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em Mpa e  $\alpha E$  depende da natureza do agregado utilizado no concreto conforme a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 –  $\alpha E$  para diferentes agregados

---

 $\alpha E = 1,2$  para basalto e diabásio     $\alpha E = 0,9$  para calcário

---

 $\alpha E = 1,0$  para granito e gnaisse     $\alpha E = 0,7$  para arenito

---

 Fonte: NBR 8522/2017

O módulo de elasticidade secante,  $E_{cs}$ , é utilizado nas análises elásticas do projeto, para a determinação dos esforços solicitantes e verificações de serviço, também pode ser obtido através dos ensaios descrito na NBR 8522/2017. Na ausência de ensaios, o valor pode ser obtido através da Equação 7:

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

Em que:

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

A NBR 6118/2014 apresenta valores de módulo de elasticidade estimados e arredondados, para diversas classes de concreto, considerando o granito como agregado graúdo. Esses valores podem ser visualizados abaixo (Figura 2.4).

Figura 2.4 – Módulo de elasticidade tangente e secante estimados

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
$\alpha_i$	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

O *Software* Eberick utilizado neste trabalho permite que os módulos de elasticidade sejam calculados automaticamente a partir do  $f_{ck}$  do concreto utilizando as equações descritas acima, para este trabalho considerou-se o granito como agregado e foram utilizados concretos com  $f_{ck}$  de 30 e 25 Mpa.

### **2.2.4 Aço para o concreto armado**

O aço utilizado em estruturas de concreto armado devem atender as prescrições da NBR 7480/2007, este aço é denominado pela NBR 6118/2014 de armadura passiva. A NBR 7480/2007 classifica os aços para concreto armado em CA-25, CA-50 e CA-60. A parte numérica representa a tensão de escoamento característica do aço,  $f_{yk}$  em kN/cm<sup>2</sup>. A NBR ISO 6892-1/2013 determina os ensaios para a obtenção do diagrama tensão-deformação, bem como dos valores característicos de resistência ao escoamento, da resistência à tração,  $f_{stk}$  e da deformação na ruptura,  $\epsilon_{uk}$ .

## **2.3 Diretrizes para a durabilidade das estruturas em concreto armado**

### **2.3.1 Vida útil de projeto**

De acordo com a NBR 6118/2014, a vida útil de uma estrutura é definida pela capacidade de resistir as influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo projetista e pelo contratante. As estruturas de concreto devem ser projetadas para resistir sob condições ambientais prevista na época da elaboração do projeto, e quando utilizadas para os fins a que foi projetada, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço num período de no mínimo 50 anos, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

### **2.3.2 Agressividade ambiental**

A classe de agressividade ambiental (CAA) é um parâmetro importante e que deve ser considerado no projeto estrutural quanto a durabilidade da estrutura. A NBR 6118/2014 define as classes de agressividade ambiental e o risco de deterioração da estrutura. A Figura 2.5 abaixo traz as classes de agressividade ambiental previstas na norma.

Figura 2.5 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fracá	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	
<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). <sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove. <sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Fonte: NBR 6118/2014

Para este trabalho, considerou-se uma classe de agressividade moderada em um ambiente urbano, resultando num risco de deterioração da estrutura pequeno.

### 2.3.3 Cobrimento das armaduras

Para Carvalho (2014), o cobrimento mínimo é distância livre da face da peça estrutural e a camada de barras mais próxima a esta face. O cobrimento mínimo visa criar uma camada de proteção para a armadura, evitando que ela fique exposta aos efeitos do ambiente, impedindo a sua corrosão. De acordo com a NBR 6118/2014 o cobrimento nominal é obtido através de um acréscimo de tolerância através na execução ao mínimo e pode ser obtido na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento mínimo

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: NBR 6118/2014

Para este trabalho, utilizou-se os cobrimentos nominais para a classe de agressividade II, onde eles são pré-configurados no *Software* Eberick.

## 2.4 Concepção estrutural

A fase de concepção estrutural consiste no lançamento dos elementos no projeto arquitetônico. O lançamento da estrutura na fase de concepção deve tentar o máximo possível preservar a estética dos ambientes, minimizando a poluição visual escondendo a parte estrutural atrás de paredes e outros recursos. Segundo Alva (2007), para a concepção estrutural primeiramente é preciso conhecer a finalidade e as necessidades do edifício a ser construído, para posteriormente se projetar uma estrutura que atenda todos os requisitos desejados, concebendo uma estrutura que resista aos esforços verticais (peso próprio, cargas de trabalho e acidentais) e esforços horizontais atuantes na edificação (vento, desaprumo, efeitos sísmicos).

## 2.5 Análise estrutural

Para Martha (2010) a análise estrutural é a fase do projeto estrutural em que se realizam, a partir de um modelo estrutural, os levantamentos dos esforços internos e externos da estrutura perante as ações impostas. A idealização do comportamento da estrutura nesta etapa do projeto é de fundamental importância, pois ao final desta análise obtém-se os resultados de

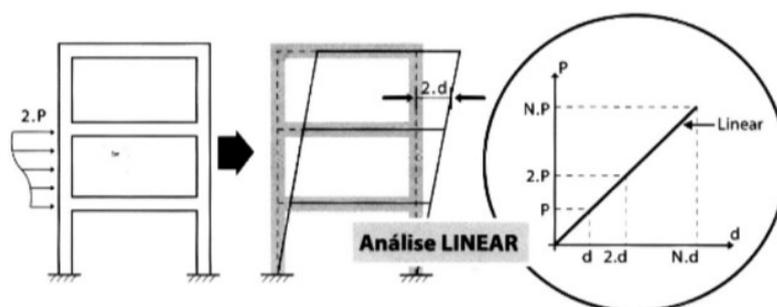
esforços correspondentes, deslocamentos, e deformações na estrutura em estudo.

Segundo a NBR 6118/2014 a análise estrutural pode ser efetuada por diferentes métodos que se diferenciam pelo comportamento admitido para os materiais constituintes da estrutura e as limitações correspondentes a cada modelo.

### 2.5.1 *Análise linear*

Nesse tipo de análise, admite-se que os materiais constituintes da estrutura assumem comportamento elástico linear. Para Alva (2007) um material é considerado elástico-linear quando, após sofrer deformação devido a ações externas retorna a sua configuração inicial após cessadas as ações. A Figura 2.7 mostra a idealização do comportamento da estrutura em uma análise linear.

Figura 2.7 – Idealização do comportamento linear de uma estrutura



Fonte: Kimura (2007)

Um comportamento elástico-linear significa que o material tem propriedades elásticas e assim sua deformação é proporcional a intensidade das ações externas, ou seja, existe uma constante de proporcionalidade responsável por essa relação. Essa constante é definida como módulo de elasticidade e o cientista inglês Robert Hooke, em 1678, foi o primeiro a estabelecer experimentalmente essa relação, e por isso, a Equação 8 que determina o módulo de elasticidade é conhecida como lei de Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (\text{Eq. 8})$$

Em que:

$\sigma$ : Tensão atuante;

E: Módulo de elasticidade longitudinal do material;

$\varepsilon$ : Deformação específica do material.

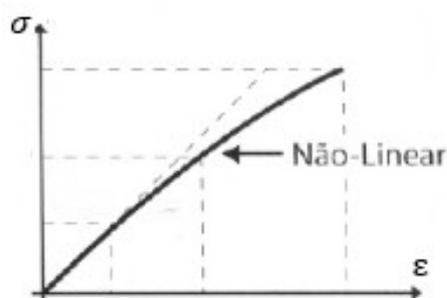
De acordo com a NBR 6118/2014 a análise linear é usualmente empregada para a verificação dos estados limites de serviço (ELS), porém essa análise pode servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado limite último (ELU), desde que se garanta uma ductilidade mínima às peças.

### 2.5.2 Análise não linear

Conforme explicitado no tópico 14.5.5 da NBR 6118/2014 considera-se o comportamento não linear geométrico e dos materiais. Desse modo, toda a geometria das estruturas precisam ser conhecidas para que a análise não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada.

Um material dito não linear é aquele que apresenta uma relação de não linearidade entre tensões e deformações, ou seja, essa relação não pode ser definida por uma constante. Apesar de se saber que o comportamento do concreto armado é não linear, acima de certos limites de tensão, na prática é comum a utilização da análise linear devido a sua maior simplicidade e à maior familiaridade dos projetistas (FONTES, 2005). A Figura 2.8 traz o comportamento do diagrama tensão x deformação de um material não linear.

Figura 2.8 – Diagrama tensão x deformação de um material não linear



Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

Devido à complexidade envolvida nesse tipo de análise, o tempo de processamento de uma análise não linear torna-se maior do que uma análise linear. De acordo com Kimura (2007), nos tempos passados isso onerava demasiadamente a elaboração de um projeto, no entanto, hoje em dia, devido ao grande avanço do desempenho dos computadores, esse problema não mais existe.

Dois fatores principais são responsáveis pelo surgimento de comportamento não linear de uma estrutura à medida que o carregamento é aplicado, dividindo a não linearidade

em dois tipos:

- Não linearidade física (NLF): Refere-se à alteração das propriedades dos materiais que compõe a estrutura;
- Não linearidade geométrica (NLG): Considera a relação não linear entre tensões e deformações e deslocamentos e o equilíbrio na posição deformada das estruturas.

#### 2.5.2.1 Não linearidade física (NLF)

Segundo Fontes (2005) a não linearidade física (NLF) desenvolve-se a partir de fissuração, fluência, deformação plástica do concreto, escoamento das armaduras, entre outros fatores e está associado ao comportamento dos materiais. Ainda segundo o autor, é possível implementar a NLF por meio de sucessivas análises lineares, com a utilização de um carregamento incremental. A rigidez dos elementos sofre alterações de acordo com o nível de solicitação da etapa anterior, como, por exemplo, atingindo o momento de fissuração de determinada seção do elemento.

Outro modo de considerar a NLF, menos preciso, porém mais simples, é embutindo-a na análise linear, com uma redução na inércia bruta da seção transversal dos elementos estruturais. A redução da rigidez de uma seção está relacionada à diminuição do módulo de deformação 'E' do concreto, com o aumento da tensão, e com a redução do momento de inércia 'I', provocado pela fissuração (Fontes, 2005).

A NBR 6118/2014 permite uma redução simplificada da rigidez para a consideração da NLF de acordo com as Equações 9, 10, 11, 12 e 13:

- Lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci} \cdot I_c$  (Eq. 9)

- Vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci} \cdot I_c$  para  $A_{s'} \neq A_s$  (Eq. 10)

$$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci} \cdot I_c \text{ para } A_{s'} = A_s \quad (\text{Eq. 11})$$

- Pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci} \cdot I_c$  (Eq. 12)

- Estruturas de contraentamento formadas somente por vigas e pilares:  $(EI)_{sec} = 0,7E_{ci} \cdot I_c$  (Eq. 13)

Em que:

$E_{ci}$  = Módulo de deformação tangente inicial;

$I_c$  = Momento de inércia da seção bruta de concreto.

Para a realização deste trabalho o *Software* comercial AltoQi Eberick 2019 foi

configurado utilizando os fatores de redução da rigidez indicados na NBR 6118:2014 para a consideração aproximada da não linearidade física. Os valores utilizados foram 0,3 para lajes, 0,4 para vigas e 0,8 para os pilares.

#### 2.5.2.2 Não linearidade geométrica (NLG)

A Não linearidade geométrica (NLG), segundo Fontes (2005) é decorrente dos efeitos de segunda ordem, provenientes da análise da estrutura em sua posição indeformada, e estes devem ser somados aos efeitos de primeira ordem. Geralmente as estruturas apresentam resposta não linear aos efeitos de segunda ordem, ou seja, os deslocamentos extras não são diretamente proporcionais ao carregamento aplicado. Essa análise de segunda ordem pode ser global (edifício como um todo) ou local (elementos isolados como tramos de pilares).

A consideração da não linearidade geométrica, assim como na NLF, deve ser feita por meio de uma análise incremental, interativa, ou incremental-interativa, a partir da qual se tem a atualização da geometria deformada para cada passo de carga ou iteração (Fontes 2005).

O *Software* comercial AltoQi Eberick 2019 utilizado nesse trabalho permite a utilização do processo P-Delta para o cálculo dos efeitos de segunda ordem provenientes da não linearidade geométrica da edificação de forma interativa, onde é configurada o número máximo de iterações e a precisão mínima. Para este trabalho utilizou-se um número máximo de 10 iterações e uma precisão mínima de 1%. Dessa forma o processo P-Delta é realizado 10 vezes e os resultados para os deslocamentos horizontais da última análise são comparados com a penúltima com o objetivo dessa diferença não ultrapassar a precisão mínima de 1% e a estrutura ser processada.

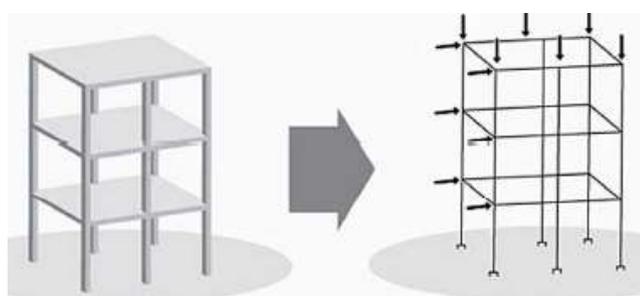
## 2.6 Modelos estruturais

Os modelos estruturais visam representar as características condicionante da estrutura como, condições de contorno, esforço, ligações entre os elementos e a discretização deles. Esses modelos estruturais são utilizados para a análise da estrutura. Ao simular a estrutura através desse protótipo, chamado de ‘modelo estrutural’, os efeitos das ações expressadas pela análise estrutural e a consequente verificação do estado limite último (ELU) e de serviço (ELS) refletem em resultados mais próximos da realidade a ser executada (MARTHA, 2010). Existem diversos modelos estruturais que podem ser utilizados na análise estrutural, desde os modelos mais simples aos mais complexos.

### 2.6.1 Pórticos espaciais

De acordo com Kimura (2007) o modelo de pórtico espacial consiste num modelo tridimensional formado por barras representando todos os pilares e vigas do edifício, possibilitando uma avaliação bastante completa e eficiente do comportamento global da estrutura, a Figura 2.9 abaixo ilustra o modelo de pórtico espacial. A NBR 6118/2014 permite que a rigidez a torção seja reduzida simplificadamente, para 15% da rigidez elástica assim como nas grelhas, devido a fissuração.

Figura 2.9 – Modelo de pórtico espacial



Fonte: Kimura (2007)

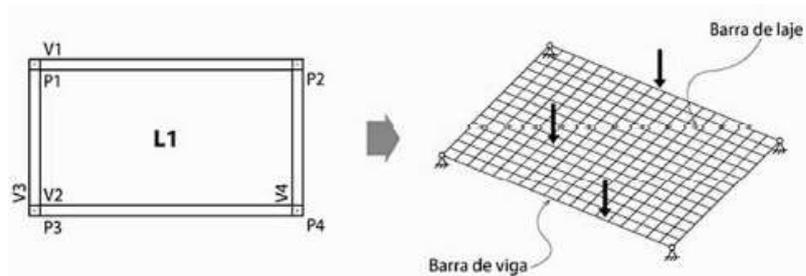
O modelo de pórtico espacial permite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, podendo ser avaliado o comportamento do edifício em todas as direções e sentidos. Na prática atual, o modelo de pórtico espacial é amplamente utilizado em projetos profissionais elaborados com o auxílio de uma ferramenta computacional. É bastante abrangente pois admite tanto o cálculo de edifícios altos e complexos como estruturas de pequeno porte (Kimura, 2007).

### 2.6.2 Modelo de grelhas

De acordo com a NBR 6118/2014 os pavimentos dos edifícios podem ser discretizados como grelhas, para estudo das cargas verticais, considerando-se a rigidez à flexão dos pilares de maneira análoga à das vigas contínuas. A NBR 6118/2014 em seu item 14.6.6.2 permite, assim como nos pórticos espaciais, reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração utilizando-se 15% da rigidez elástica.

Segundo Carvalho (1994), o modelo de grelhas consiste na substituição da placa (laje) por uma malha equivalente de vigas (grelha equivalente). O conceito pode ser estendido para placas que se apoiam diretamente em pilares. No caso de estruturas reticuladas há também a possibilidade do uso de grelhas. A Figura 2.10 traz a representação de um modelo de grelhas.

Figura 2.10 – Modelo de grelhas



Fonte: Kimura (2007)

Conforme Kimura (2007) cada painel de laje é subdividido em diversos alinhamentos de barras (elementos reticulados) posicionados na direção principal e secundária dela. Essa subdivisão é chamada de discretização e faz com que cada barra represente um trecho do pavimento. Usualmente adotam-se barras de laje com comprimento máximo de 50cm. Em regiões que necessitam de uma análise mais detalhada, no caso de regiões com grande concentração de esforços, pode-se gerar uma malha de barras mais densa no local.

## 2.7 Ações e combinações

De acordo com a NBR 6118/2014 deve-se considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura na análise estrutural, levando em consideração os possíveis estados limites últimos e de serviço.

A NBR 8681/2003 classifica as ações segundo a sua variabilidade no tempo em três categorias: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais. As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são considerados permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor limite constante de acordo com a NBR 6118/2014. Dentre as ações permanentes tem-se as diretas que são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelo peso dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes, e as ações indiretas que são constituídas pelas deformações impostas pela retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

Por outro lado, a NBR 8681/2003 diz que as ações variáveis representam o carregamento que pode ou não ser imposto na estrutura durante a sua vida útil ou de construção, como por exemplo, sobrecarga de utilização, variações de temperatura, pressão hidrostática ou hidrodinâmica, forças de impacto ou efeitos do vento.

As ações excepcionais são classificadas de acordo com a NBR 8681/2003 como

ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

Assim como as resistências dos materiais, os valores de cálculo ( $F_d$ ) das ações são obtidos a partir dos valores característicos  $F_k$  e representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação  $\gamma_f$ , definido na NBR 6118/2014 através da Equação 14:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (\text{Eq. 14})$$

No estado limite último esses coeficientes são obtidos 11.1 e 11.2 da NBR 6118/2014 que podem ser visualizadas abaixo nas Figuras 2.11 e 2.12 respectivamente.

Figura 2.11 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
<b>Normais</b>	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
<b>Especiais ou de construção</b>	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
<b>Excepcionais</b>	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: NBR 6118/2014

Figura 2.12 – Coeficiente  $\gamma_{f2}$

Ações	$\gamma_{f2}$			
	$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$	
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118/2014

Já no estado limite de serviço o coeficiente de ponderação das ações é dado pela Equação 15:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (\text{Eq. 15})$$

Em que:

$\gamma_{f2}$ : Tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer, de acordo com a Figura 2.12;

$\gamma_{f2} = 1$  para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$  para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$  para combinações quase permanentes.

### 2.7.1 Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com seu tempo de permanência na estrutura e devem ser verificadas de acordo com a Figura 2.13.

Figura 2.13 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
onde		
$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;		
$F_{q1k}$ é o valor característico das ações variáveis principais diretas;		
$\psi_1$ é o fator de redução de combinação frequente para ELS;		
$\psi_2$ é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: NBR 6118/2014

### 2.7.2 Combinações últimas

Segundo Clímaco (2008) uma combinação última pode ser classificada como normal, especial, de construção ou excepcional, as combinações últimas usuais estão dispostas na Figura 2.14.

Figura 2.14 – Combinações últimas usuais

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado <sup>a</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{iq} F_{iqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{iq} \psi_{0i} F_{iqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{max}$ e $P_{min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gs} G_{sk} + \gamma_q Q_{sk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$ , onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>b</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{iq} F_{iqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{iq} \psi_{0i} F_{iqk}$	
Excepcionais <sup>b</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{iq} F_{iqk} + F_{q1k} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{iq} \psi_{0i} F_{iqk}$	

Fonte: Suprimida da NBR 6118/2014

As combinações de cargas utilizadas neste trabalho seguiram todas as recomendações previstas na NBR 6118/2014. Os coeficientes de ponderação e fatores de combinação foram definidos para combinações de ações normais para edifícios residenciais e as combinações são geradas e analisadas de maneira automática pelo *Software* Eberick para se verificar a situação mais desfavorável a estrutura.

## 2.8 Estado Limite Último (ELU)

Para Carvalho (2014) o Estado Limite Último (ELU) é relacionado ao estado no qual a estrutura não pode ser utilizada devido ao esgotamento da capacidade resistente e o risco iminente de colapso. A estrutura quando atinge esse estado, geralmente, apresenta indícios antes de romper como barulhos, rachaduras em paredes ou elementos estruturais, tombamento parcial e outros.

De acordo com a NBR 6118/2014 o dimensionamento da estrutura nesse estado é feito adotando-se um coeficiente de ponderação para a minoração das resistências, afastando os

materiais do seu estado limite último, permitindo uma maior segurança no dimensionamento da estrutura por parte do projetista. Esses coeficientes de ponderação podem ser visualizados na Figura 2.15 abaixo.

Figura 2.15 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

Combinações	Concreto $\gamma_c$	Aço $\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: NBR 6118/2014

## 2.9 Estado Limite de Serviço (ELS)

Clímaco (2008) considera que os Estados Limites de Serviço são atingidos quando a estrutura deixa de atender aos requisitos específicos da edificação, sob condições normais de uso e ambientais. No entanto, esses estados não estão associados a riscos iminentes de colapso da estrutura.

Para as análises realizadas nesse trabalho considerou-se de maneira especial a verificação dos deslocamentos horizontais no topo do edifício. Segundo a NBR 6118/2014 os deslocamentos limites são valores práticos utilizados para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos pelo *Software* AltoQi Eberick 2019 podem ser analisados e comparados com os valores limites calculados através da Equação 16 prescrita na tabela 13.3 da NBR 6118/2014.

$$\text{Desl. limite} = H/1700 \quad (\text{Eq. 16})$$

Em que:

H = Altura total da edificação.

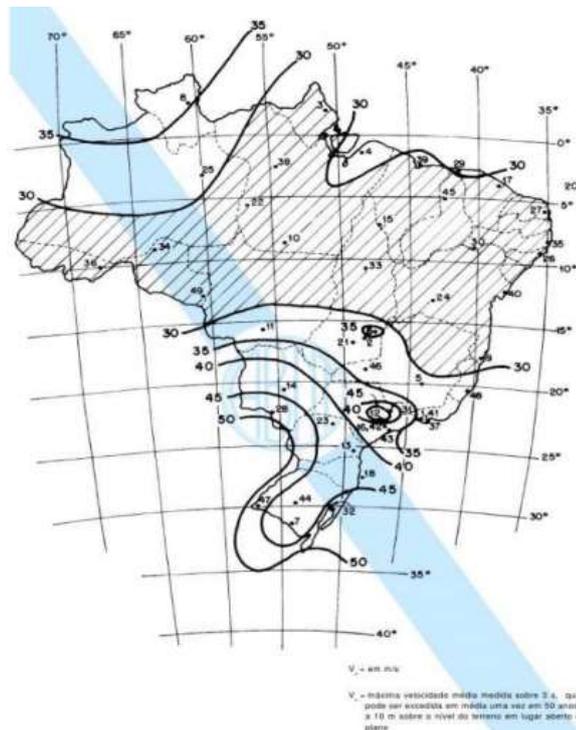
O cálculo dos deslocamentos característicos no topo da estrutura é realizado pelo software pelo método dos deslocamentos, considerando apenas o carregamento horizontal do vento nas direções x e y para uma combinação frequente desses esforços.

## 2.10 Vento

Segundo Medeiros e Souza (2017), o vento é uma ação externa que deve ser sempre considerado, sendo avaliado principalmente em estruturas mais altas e esbeltas, onde o seu efeito é mais relevante.

A previsão de estruturas resistentes a esforços laterais provocados pelo vento deve ser estudada desde a concepção estrutural. A definição desses esforços passa, inicialmente, pela determinação da velocidade básica ( $V_0$ ) adequada ao local onde a estrutura será construída. Essa velocidade deve ser igual ou superior as apresentadas pelo gráfico de isopletas do Brasil presente na NBR 6123/1988 e que pode ser visualizado abaixo na Figura 2.16.

Figura 2.16 – Isopletas de velocidade básica  $V_0$  (m/s)



Fonte: NBR 6123/1988

Definida a velocidade básica do vento, esta é multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  para a obtenção da velocidade característica do vento  $V_k$  através da Equação 17:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{Eq. 17})$$

Em que:

$S_1$ : Fator topográfico;

S<sub>2</sub>: Fator de rugosidade;

S<sub>3</sub>: Fator estatístico.

A partir da obtenção da velocidade característica do vento  $V_k$  é possível determinar a pressão dinâmica “q” em N/m<sup>2</sup> atuante na estrutura, através da Equação 18:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{Eq. 18})$$

Para este trabalho, foram definidos os parâmetros de entrada  $V_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  e a definição dos esforços foi dada pelo *Software* AltoQi Eberick 2019.

## 2.11 Estabilidade global dos edifícios

A análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado envolve dois tipos de análises: análise de 1ª ordem e análise de 2ª ordem. De acordo com Kimura (2007) a análise de 1ª ordem caracteriza-se pela obtenção dos esforços a partir das configurações geométricas iniciais da estrutura, analisando os esforços na configuração indeformada, esses esforços são chamados de “efeitos de primeira ordem”. Já a análise em segunda ordem leva em consideração os esforços da estrutura na sua configuração deformada, analisando assim os chamados “efeitos globais de segunda ordem”.

A NBR 6118/2014 para efeito de cálculo, classifica as estruturas em estruturas de nós fixos e de nós móveis. As estruturas de nós fixos são aquelas que apresentam efeitos de segunda ordem inferiores a 10% em relação aos efeitos de segunda ordem, já as estruturas de nós móveis são aquelas em que os efeitos de segunda ordem são superiores a 10%, tendo como limite 30% dos efeitos de primeira ordem. As estruturas classificadas como de nós fixos podem ter os efeitos globais de segunda ordem desconsiderados, porém, quando ela for classificada como de nós móveis estes efeitos devem ser considerados nos cálculos, segundo a mesma norma.

A análise da estabilidade global de um edifício de concreto armado é realizada na estrutura como um todo e pode ser definida através de alguns parâmetros estudados, para que o projetista conheça o comportamento da edificação perante os efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2007).

Dentre os parâmetros utilizados para analisar a estabilidade global das estruturas destacam-se o coeficiente gama-z ( $\gamma_z$ ) e o processo P-Delta.

### 2.11.1 Coeficiente gama-z ( $\gamma_z$ )

Kimura (2007) explica que o coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro criado pelos engenheiros brasileiros Augusto Carlos de Vasconcelos e Mário Franco, amplamente utilizado para análise da estabilidade global de edifícios em concreto armado de maneira simples, rápida e eficiente.

Em Carmo (1995), ressalta-se que esse parâmetro surgiu da necessidade de se desenvolver um meio capaz de classificar as estruturas em nós fixos ou nós móveis e, além disso, obter os esforços de segunda ordem, quando necessário, sem precisar realizar uma análise de segunda ordem.

Segundo a NBR 6118/2014, esse coeficiente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos. Ele pode ser determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se valores de rigidez estabelecidos na mesma norma.

O valor de  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento é dado, segundo a NBR 6118/2014, pela Equação 19:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Eq. 19})$$

Em que:

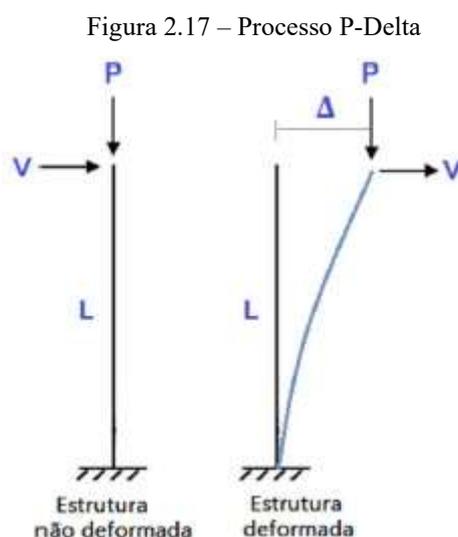
$M_{1,tot,d}$  = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$  = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

De acordo com a NBR 6118/2014 considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição  $\gamma_z \leq 1,1$  e de nós móveis se  $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ . Para estruturas com  $\gamma_z$  superior a 1,3, considera-se que a estrutura apresenta elevada deslocabilidade.

### 2.11.2 Processo P-Delta

Para Iglesia (2016) o processo P-Delta, também conhecido como método da carga lateral fictícia, é um método de realizar a análise não linear considerando os efeitos de segundo ordem gerados por cargas laterais em estruturas, que podem ser causados por excentricidades, mudanças de geometria, rigidez ou massa, onde ocorrem deslocamentos e deformações. As cargas verticais adicionam momentos iguais ao produto da carga vertical ‘P’ pelo deslocamento lateral “Delta”, por isso, a denominação “P-Delta”. A Figura 2.17 abaixo mostra a idealização do processo P-Delta.



Fonte: Iglesia (2016)

Ertel (2016) salienta que o processo P-Delta é um processo iterativo onde, em um primeiro momento as ações verticais e horizontais são aplicadas sobre a estrutura em deformação, verificando-se a posição deformada da estrutura. Em um segundo momento, os esforços originais são aplicados novamente sobre a estrutura indeformada junto com os esforços gerados pelos deslocamentos após a estrutura se deformar. Este processo é repetido até obter-se uma convergência entre os valores de deformação apresentados pela estrutura. Os esforços finais obtidos pelo processo P-Delta são utilizados no dimensionamento da estrutura e a posição final do edifício deve obedecer às verificações dos Estados Limites de Serviço.

## 2.12 Esbeltez dos pilares

O índice de esbeltez de acordo com a NBR 6118/2014 é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, nas direções a serem consideradas, este índice é dado pela Equação 20:

$$\lambda = \frac{le}{i} \quad \text{com } i = \sqrt{\frac{I}{A}}. \quad (\text{Eq. 20})$$

Em que:

$le$  = comprimento de flambagem;

$i$  = Raio de giração;

$I$  = Momento de inércia.

$A$  = Área da seção.

Para seções retangulares, como as utilizadas no projeto o índice de esbeltez é dada pela Equação 21:

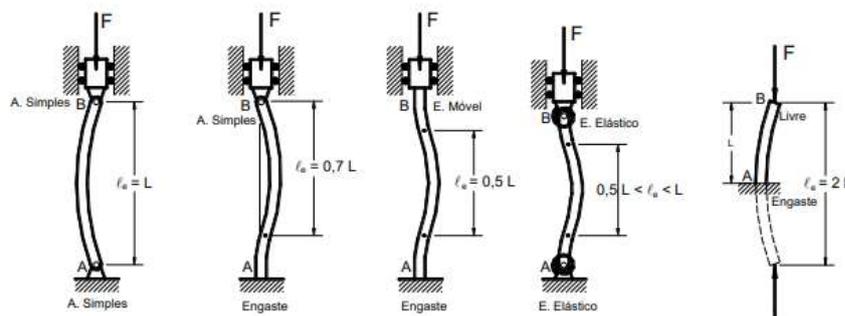
$$\lambda = \frac{3,46le}{h} \quad (\text{Eq. 21})$$

Em que:

$h$  = dimensão do pilar na direção considerada;

O comprimento de flambagem de uma barra isolada depende das vinculações na base e no topo conforme mostra a Figura 2.18.

Figura 2.18 – Comprimentos de flambagem



Fonte: Bastos 2017.

Segundo a NBR 6118/2014 a esbeltez limite,  $\lambda_i$ , corresponde ao valor da esbeltez no qual os efeitos de segunda ordem começam a reduzir a resistência do pilar no Estado Limite Último. A esbeltez limite pode ser obtida pela Equação 22:

$$\lambda_i = \frac{25+12,5\frac{e_1}{h}}{\alpha b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_i \leq 90 \quad (\text{Eq. 22})$$

Em que:

$e_1/h$  = Excentricidade de primeira ordem;

$\alpha b$  = Coeficiente que depende da distribuição de momentos no pilar.

A NBR 6118/2014 garante ainda que os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o valor da esbeltez,  $\lambda$ , for menor que o valor limite  $\lambda_i$ .

Os pilares são classificados quanto a sua esbeltez em:

- Pilares curtos:  $\lambda \leq \lambda_i$ ;
- Pilares mediantemente esbeltos:  $\lambda_i < \lambda \leq 90$ ;
- Pilares esbeltos:  $90 < \lambda \leq 140$ ;
- Pilares muito esbeltos:  $\lambda \leq 200$ .

### 2.13 Vigas baldrame

Vigas baldrame são elementos estruturais normalmente alocados abaixo do nível do solo. Podem ser concebidos em concreto armado, concreto simples ou em blocos maciços. (ERTEL, 2016).

Ainda segundo o autor esses elementos podem ser usados como fundação para edificações de pequeno porte e baixas cargas de solicitação, dependendo da capacidade resistente do solo local. Essas vigas têm ainda a função de travar os pilares e os elementos de fundação entre si, garantindo estabilidade a estrutura.

## 3 MATERIAIS E MÉTODOS

### 3.1 Delineamento da pesquisa

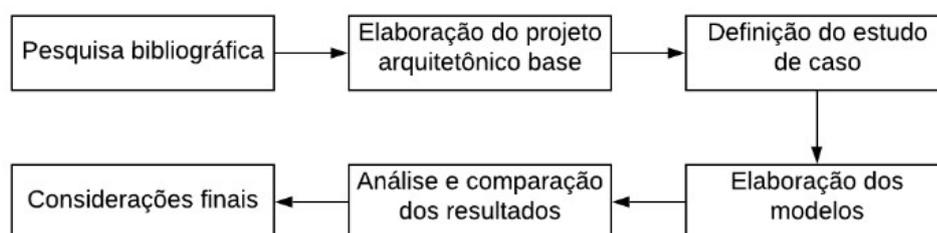
No que se refere aos procedimentos técnicos, a pesquisa se caracteriza como uma pesquisa bibliográfica, sendo denotada de estudo de caso visto que ela visa abordar os resultados de análises estruturais de diversos modelos elaborados.

Por se tratar de um estudo envolvendo pesquisa bibliográfica e estudo de caso, a pesquisa pode ser classificada como exploratória, destacando-se como objetivos principais, o aprimoramento de conceitos e descoberta de intuições.

### 3.2 Etapas da pesquisa

As etapas referentes a pesquisa definidas na metodologia deste estudo estão expostas na Figura 3.1 e descritas logo a seguir.

Figura 3.1 – Fluxograma das etapas da pesquisa



Fonte: Elaborado pelo autor

A primeira etapa deste trabalho trata da realização da pesquisa bibliográfica, onde é realizado o aprofundamento sobre o assunto afim de se obter o embasamento teórico necessário. Normas técnicas, bibliografias direcionadas, dissertações e publicações foram utilizados para o desenvolvimento deste trabalho.

Definiu-se o projeto arquitetônico base com o auxílio do *Software* AutoCAD contando com as dimensões, posições de esquadrias, delimitação de ambientes entre outras, que foi utilizado como base para a elaboração dos modelos estruturais no estudo de caso.

Realizou-se o lançamento da estrutura através do *Software* comercial AltoQi Eberick 2019 para o projeto arquitetônico base e o estudo de caso foi definido dimensionando-se a estrutura do modelo padrão e em seguida realizando a confecção dos demais modelos variando o comprimento dos pilares de fundação e a retirada das vigas baldrame.

Em seguida, a análise dos resultados realizou-se tendo em vista a verificação comparativa entre os modelos com vigas baldrame e sem vigas baldrame para os diferentes comprimentos de pilar de fundação, a análise de alguns parâmetros referentes ao comportamento da estrutura e o quantitativo de materiais foi realizada. Por fim, as considerações finais acerca dos resultados obtidos com o estudo são elencadas.

### 3.3 Projeto arquitetônico base

O projeto arquitetônico utilizado como base para o desenvolvimento dos modelos estruturais estudados é composto por um pavimento térreo mais três pavimentos tipo, totalizando quatro pavimentos. No térreo encontra-se vagas de estacionamento e acesso aos apartamentos. Nos pavimentos tipo tem-se dois apartamentos por pavimento, totalizando seis unidades de aproximadamente 61m<sup>2</sup> cada. Cada apartamento é dividido da seguinte maneira: uma sala de estar/jantar, um banheiro, dois quartos, uma cozinha, uma área de serviço e uma varanda. As plantas baixas contendo os pavimentos térreo e tipo da edificação podem ser encontradas nos Anexos 1 e 2.

### 3.4 Estudo de caso

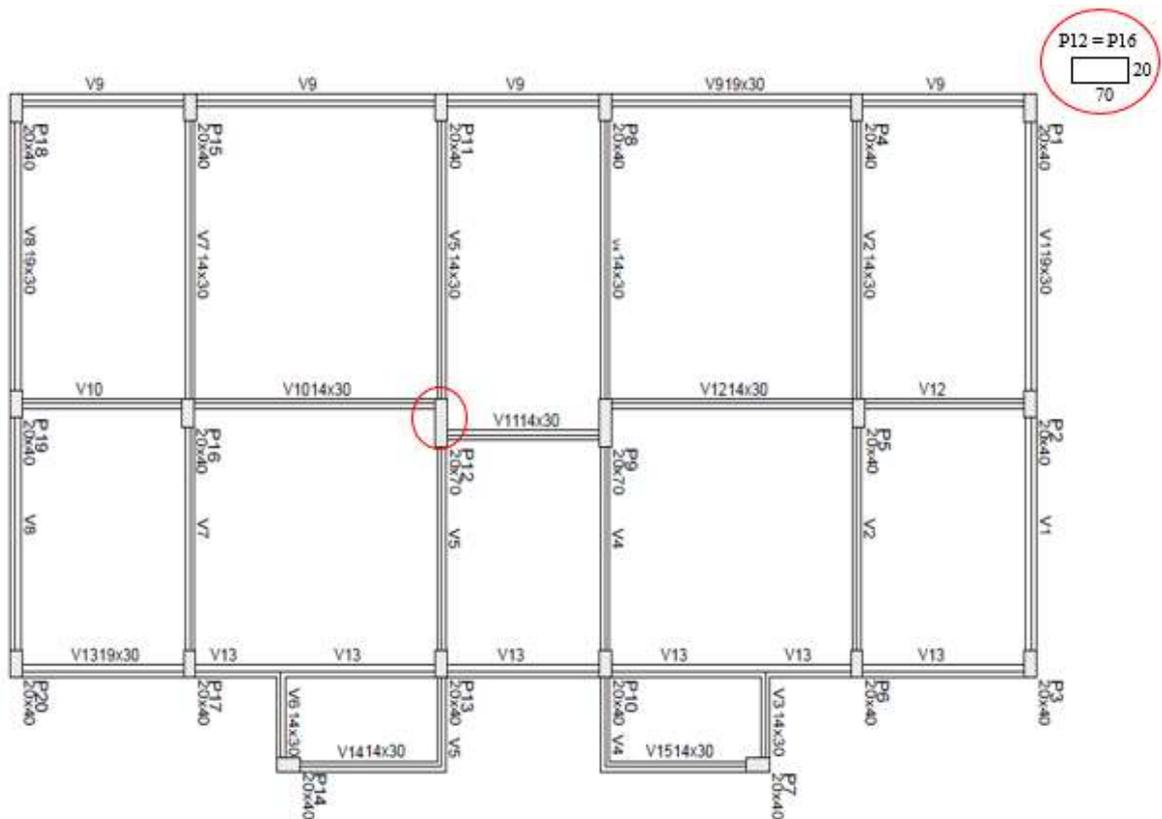
#### 3.4.1 Lançamento da estrutura

O primeiro passo para a elaboração do projeto estrutural do modelo padrão é o lançamento da estrutura após a importação da arquitetura base no *Software* Eberick. O lançamento dos elementos estruturais se deu da seguinte forma:

- Lançamento dos pilares: Os pilares foram lançados partindo do pavimento tipo, para isso foram adotadas as dimensões de 20x40cm, com exceção dos dois pilares próximos a escada que tiveram suas dimensões aumentadas para servirem de apoio a viga de sustentação da mesma como pode ser visto na Figura 3.2, as seções adotadas respeitam a seção mínima de 360cm<sup>2</sup> prevista na NBR 6118/2014. Optou-se por lançá-los na direção de menor comprimento do edifício, ou seja, na direção de menor inércia e buscou-se o mínimo de interferência com o projeto arquitetônico.
- Lançamento das vigas: Para as vigas, adotou-se as dimensões de 19x40 para a estrutura de contraventamento e 14x40 para a estrutura contraventada, respeitando uma folga de 5cm para cada lado da parede de alvenaria para o reboco, como mostra a planta de forma do pavimento tipo (Figura 3.3), na definição da altura desses elementos, levou-se em consideração que os vãos médios eram da ordem de 4 metros onde utilizou-se a relação de 1/10 para a altura das vigas. As vigas baldrame foram lançadas com altura de 30cm pois se encontram apoiadas no solo, e mesmas larguras das demais vigas do pavimento tipo como pode ser visualizado na planta de forma do pavimento térreo (Figura 3.2).

- Lançamento das lajes: Para as lajes, adotou-se uma espessura de 10cm para todas, buscando uma uniformização das seções. As lajes do projeto são todas lajes maciças e foram engastadas umas nas outras na etapa de lançamento.
- Lançamento das fundações: A fundação escolhida para o projeto foi a sapata isolada. Neste trabalho, optou-se por utilizar a opção disponível no Eberick que transforma um pilar de arranque em fundação e as suas dimensões são calculadas automaticamente de acordo com as cargas na fundação e os parâmetros de resistência do solo. Neste trabalho as sapatas foram adotadas de forma genérica e seu dimensionamento não foi considerado pois não contempla os objetivos do estudo.

Figura 3.2 – Planta de forma do pavimento térreo



Fonte: Elaborado pelo autor



### **3.4.2 Configurações do Software comercial AltoQi Eberick 2019**

Antes de realizar o processamento da estrutura no Eberick 2019 é necessário realizar a configuração do software para o projeto, respeitando sempre os valores normativos. Baseado no referencial teórico apresentado e as características da edificação, as configurações do *Software* comercial AltoQi Eberick 2019 foram realizadas.

### **3.4.3 Combinações de ações**

Para as combinações de ações do projeto foram mantidas as configurações *default* do *Software* Eberick 2019, visto que os coeficientes já são configurados de acordo com a NBR 6118/2014 e as combinações necessárias já são previamente configuradas como foi mencionado no tópico 2.7 do referencial teórico. Desse modo, o *Software* Eberick determina a combinação que representa a situação mais desfavorável a estrutura.

### **3.4.4 Configurações de análise**

As configurações de análise definem os parâmetros do modelo de cálculo, pelo qual o software determina os esforços e deslocamentos na estrutura.

Como citado no tópico 2.5 do referencial teórico deste trabalho, o processo de cálculo escolhido nesta análise foi o de grelhas + pórtico espacial. Neste modelo os painéis de lajes são analisados primeiro, através de um modelo bi-dimensional de grelha, em seguida, as reações das lajes nas vigas são adicionadas a um modelo de pórtico espacial que representa somente os pilares e as vigas. A escolha desse modelo deu-se por representar um custo computacional menor, tornando-se mais atrativo tendo em vista a quantidade de modelos estudados.

Para as configurações de análise é importante definir a redução no engaste para nós semi-rígidos, a redução na torção para os pilares e a redução na torção para as vigas.

Com relação a redução no engaste para nós semi-rígidos, a NBR 6118/2014, em seu item 14.6.4.3, define que o coeficiente de redistribuição dos momentos ( $\delta$ ) deve obedecer aos limites de 0,9 para estruturas de nós móveis e 0,75 para estruturas de nós fixos, implicando em uma redução no momento fletor de até 10% para estruturas de nós móveis e até 25% para estruturas de nós rígidos. Como na estrutura em questão utilizou-se apenas ligações totalmente engastadas, não utilizando nós semi-rígidos, foi mantido o valor *default* de 15% do *Software*

Eberick.

Outro ponto a ser considerado nas configurações de análise é a redução na torção para pilares e vigas. O item 16.6.6.2 da NBR 6118/2014 determina o percentual de redução da rigidez à torção destes elementos. Com isso, pode-se reduzir a rigidez a torção das vigas por fissuração, em até 85%, utilizando 15% do valor da rigidez elástica. De forma análoga, o mesmo pode ser considerado para os pilares. Neste trabalho, optou-se por configurar a redução da rigidez a torção das vigas em 85% e não utilizar a redução da rigidez a torção para os pilares.

Na não linearidade física, os fatores de redução da rigidez do material foram configurados de acordo com o que consta no item 15.7.3 da NBR 6118/2014 conforme explicado no item 2.3 do referencial teórico deste trabalho, utilizando os valores de redução de 0,3 para as lajes, 0,4 para as vigas e 0,8 para os pilares.

Diante do fato das análises dos efeitos de segunda ordem serem mais precisos quando realizados pelo processo P-Delta do que pela aproximação do coeficiente  $\gamma_z$ , o *Software* Eberick foi configurado para utilizar este processo na análise da não linearidade geométrica como exemplificado no item 2.5.2.2 do referencial teórico deste trabalho. Utilizou-se um número máximo de 10 iterações e uma precisão mínima de 1%. Dessa forma o processo P-Delta é realizado 10 vezes e os resultados para os deslocamentos horizontais da última análise são comparados com a penúltima com o objetivo dessa diferença não ultrapassar a precisão mínima de 1% e a estrutura ser processada.

### **3.4.5 Configurações de dimensionamento**

Para o dimensionamento dos pilares, a NBR 6118/2014 estabelece uma taxa máxima de até 8% para o limite da taxa de armadura, incluindo as regiões de emendas. Com isto, utilizou-se neste trabalho a taxa máxima de 4% para evitar que nas regiões de emendas a taxa armadura ultrapasse o valor limite normatizado. O *Software* Eberick permite configurar o número máximo de barras em uma face da seção do pilar entre 2 e 90 barras, foi utilizado o número máximo permitido de 90 barras.

A seção transversal mínima foi configurada em 360cm<sup>2</sup> com a menor dimensão sendo 14cm como estabelece a NBR 6118/2014.

Para o dimensionamento das vigas, é importante a definição da relação máxima entre a altura e o centro de gravidade (CG) da armadura. De acordo com a NBR 6118/2014 esta relação é limitada em 10%, assim como foi configurado neste trabalho. A norma de estruturas estabelece ainda que a taxa de armadura máxima nas vigas é de 8%, porém, para garantir que a

soma das armaduras de tração e de compressão neste trabalho não ultrapassem o limite estabelecido na NBR 6118/2014, foi configurado o valor de 2% para a taxa de armadura máxima das vigas.

No dimensionamento das lajes a NBR 6118/2014 em seu item 20.1, determina que o espaçamento máximo para a armadura positiva principal seja de 20cm ou o dobro da altura da laje, prevalecendo o menor valor, como as lajes utilizadas no projeto tem altura de 10cm, utilizou-se a configuração de 20cm para o espaçamento dessa armadura. Em relação a armadura positiva secundária, a NBR 6118/2014 prevê um espaçamento máximo de 20% da armadura principal ou 33cm prevalecendo o menor valor. Nesse caso, utilizou-se 25cm como espaçamento máximo da armadura positiva secundária. A taxa de armadura máxima foi definida de maneira análoga a das vigas.

As configurações de dimensionamento dos elementos são indispensáveis ao desenvolvimento deste trabalho, principalmente no que diz respeito ao quantitativo de materiais que será abordado nos resultados.

#### **3.4.6 Configurações de materiais e durabilidade**

As características dos materiais e durabilidade que engloba as classes de agressividade, a resistência característica do concreto e os cobrimentos dos elementos são configurados nesta etapa, o concreto adotado para este trabalho tem peso específico de 25KN/m<sup>3</sup>. As considerações para os parâmetros iniciais do projeto desenvolvido estão descritas abaixo (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Configurações de materiais e durabilidade utilizadas nos modelos

<b>Classe de agressividade II (Moderada)</b>		
<b>Elementos</b>	<b>Fck (Mpa)</b>	<b>Cobrimento</b>
Pilares	30	3
Vigas	25	3
Lajes	25	2,5
Sapatas	25	3

Fonte: Elaborado pelo autor

#### **3.4.7 Configurações de vento**

Para as cargas de vento, considerou-se que a edificação fica localizada no estado do Ceará, considerando assim que a velocidade básica do vento utilizada para o carregamento na estrutura é de 30 m/s de acordo com o mapa de isopletas presente na NBR 6123/1988. Além da velocidade básica do vento, foram definidos os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  como citado no item 2.10 do referencial teórico. Para esses valores considerou-se que a edificação é uma edificação residencial que se encontram em um terreno plano ou fracamente acidentado e sua maior dimensão horizontal ou vertical é menor do que 20 metros. Desse modo, o valor de  $S_1$  foi igual a 1,0,  $S_2$  igual a 1,04 e  $S_3$  igual a 1,0.

#### ***3.4.8 Verificações ao estado limite de serviço (ELS)***

A tabela 13.3 da NBR 6118/2014 define uma flecha limite para elementos estruturais igual a  $L/250$  referentes a aceitabilidade sensorial (Visual) e  $L/350$  referentes aos limites para vibrações sentidas no piso devido às cargas acidentais. Para os elementos não estruturais a norma define um deslocamento lateral limite no topo de edifício de  $H/1700$  e de  $H_i/850$  entre pavimentos adjacentes. Esses deslocamentos são advindos de cargas de vento. Tais configurações foram adotadas utilizando combinações quase permanentes para as flechas em elementos estruturais e combinações frequentes para as vibrações no piso e deslocamento lateral do edifício.

#### ***3.4.9 Carregamentos adotados***

Para as cargas de parede, foram considerados carregamentos de blocos cerâmicos vazados, que, de acordo com a NBR 6120/1980 é de  $13\text{kN/m}^3$ . As cargas distribuídas por área no edifício foram baseadas nas utilizadas no trabalho de Ertel (2016), para as cargas permanentes considerou-se revestimento, regularização e acabamento de teto e as cargas acidentais foram definidas de acordo com a NBR 6120/1980. Estas cargas estão apresentadas na Tabela 3.2 abaixo.

Tabela 3.2 – Cargas distribuídas por área utilizadas nos modelos

Carregamentos		
Pavimento	Acidental (kN/m <sup>2</sup> )	Permanente (kN/m <sup>2</sup> )
Escada	2,5	1,5
Térreo	0	0
Tipo	1,5	1,5
Cobertura	0,5	0,5

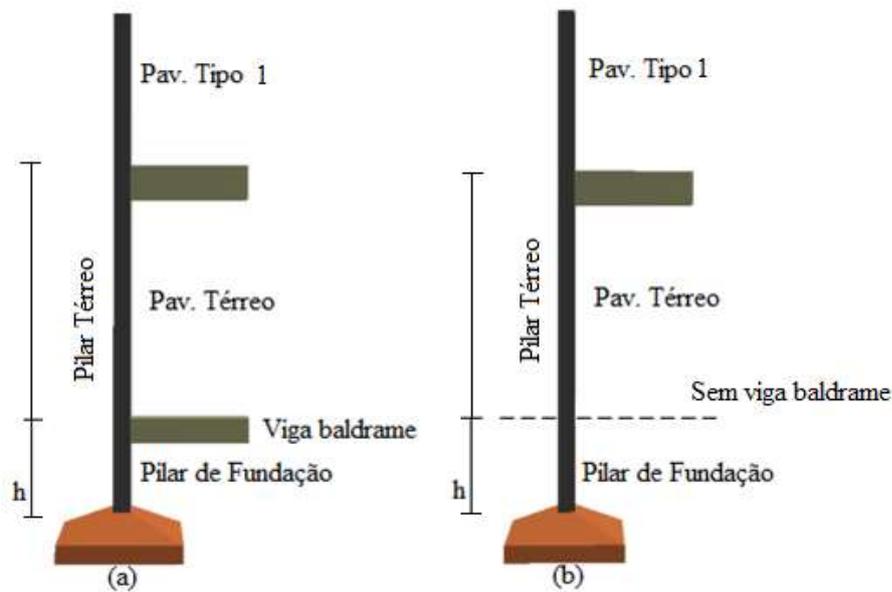
Fonte: Adaptado de Ertel, 2016

Efetuada o lançamento da estrutura, as configurações necessárias no *Software* Eberick e o lançamento das cargas, a estrutura do modelo padrão pode assim ser processada e dimensionada para o estudo.

### 3.5 Descrição dos modelos

Para o trabalho em questão, foram analisadas 10 situações diferentes incluindo o modelo padrão, onde variou-se o comprimento “h” dos pilares que vão desde as vigas baldrame (quando estas são utilizadas na estrutura) até a fundação, e neste trabalho serão chamados de pilares de fundação, para o edifício com vigas baldrame e sem vigas baldrame partindo do modelo padrão com pilar de fundação de comprimento  $h=1,5\text{m}$  até  $h=3,0\text{m}$  variando o comprimento em 50cm. A variação no comprimento desses pilares foi utilizada para variar a esbeltez dos mesmos e poder estudar a influência deste parâmetro. A Figura 3.5 mostra um esquema dos modelos estudados, identificando os tipos de estruturas analisadas e os parâmetros envolvidos.

Figura 3.5 - Descrição dos modelos analisados, (a) Edifício com vigas baldrame, (b) Edifício sem vigas baldrame.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Abaixo, na Tabela 3.3, todos os modelos analisados estão descritos de maneira resumida.

Tabela 3.3 - Descrição dos modelos analisados

<b>Descrição dos modelos analisados</b>	
<b>Tipo A: Edifício com viga baldrame</b>	
<b>Modelo</b>	<b>Descrição</b>
A1,5	Edifício com pilar de fundação de 1,5m
A2,0	Edifício com pilar de fundação de 2,0m
A2,5	Edifício com pilar de fundação de 2,5m
A3,0	Edifício com pilar de fundação de 3,0m
<b>Tipo B: Edifício sem viga baldrame</b>	
<b>Modelo</b>	<b>Descrição</b>
B1,5	Edifício com pilar de fundação de 1,5m
B2,0	Edifício com pilar de fundação de 2,0m
B2,5	Edifício com pilar de fundação de 2,5m
B3,0	Edifício com pilar de fundação de 3,0m
B2,5*	Edifício com pilar de fundação de 2,5m (Considerando aumento na seção dos pilares de fundação e térreo)
B3,0*	Edifício com pilar de fundação de 3,0m (Considerando aumento na seção dos pilares de fundação e térreo)

Fonte: Elaborado pelo autor

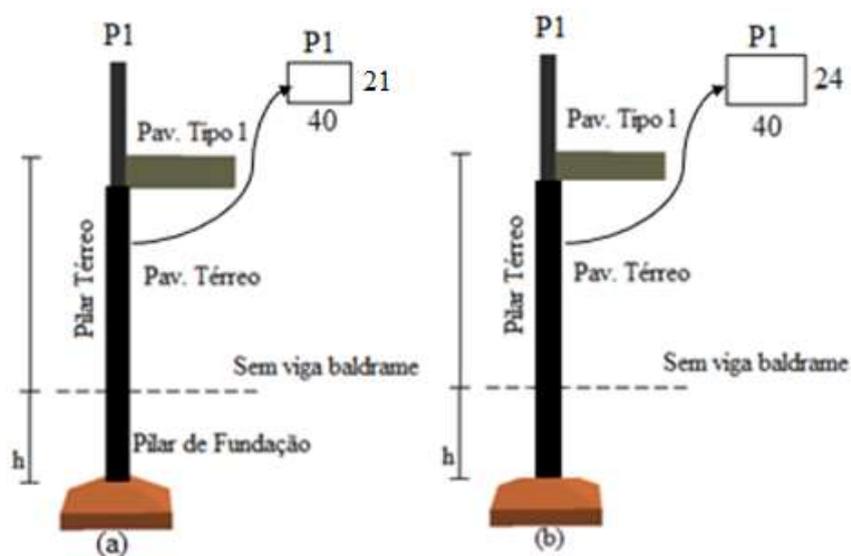
Como evidenciado na Tabela 3.3, os modelos do Tipo A possuem em seu pavimento térreo vigas baldrames engastadas nos pilares. Já os modelos do Tipo B são aqueles que não possuem vigas baldrame.

Partindo do dimensionamento estrutural do modelo padrão A1,5, todos os demais modelos foram reprocessados e analisados no *Software* comercial AltoQi Eberick 2019, onde foi verificada a seção das vigas e pilares definidos na fase de lançamento da estrutura e tais elementos foram dimensionados seguindo os critérios de dimensionamento para os Estados Limites Últimos (ELU) e as verificações para os Estados Limites de Serviço (ELS) com as mesmas seções utilizadas no modelo padrão.

A análise realizada no *Software* Eberick não indicou a necessidade de mudança na seção dos pilares e vigas dos modelos do Tipo A, com vigas baldrame, onde as plantas de forma de todos os modelos são iguais às do modelo padrão (Figura 3.2 e Figura 3.3).

Para os modelos do Tipo B, sem vigas baldrame, a análise realizada no Eberick também não indicou a necessidade de mudança na seção dos elementos estruturais, porém, elaborou-se os modelos B2,5\* e B3,0\* conforme indicado na Tabela 4.3.1, com um aumento na seção de todos os pilares para diminuir a esbeltez dos mesmos. Portanto, para os modelos B2,5\* e B3,0\* a menor dimensão dos pilares que anteriormente era de 20cm no modelo padrão passou a ter 21cm e 24cm respectivamente como mostra a Figura 3.6. Para se chegar a essas novas dimensões foram realizadas várias tentativas para encontrar a mínima dimensão que garantia um índice de esbeltez ( $\lambda$ ) menor do que 90 para os modelos.

Figura 3.6 – Dimensão dos pilares para os modelos B2,5\* e B3,0\*, (a) Modelo B2,5\*, (b) Modelo 3,0\*



Fonte: Elaborado pelo autor

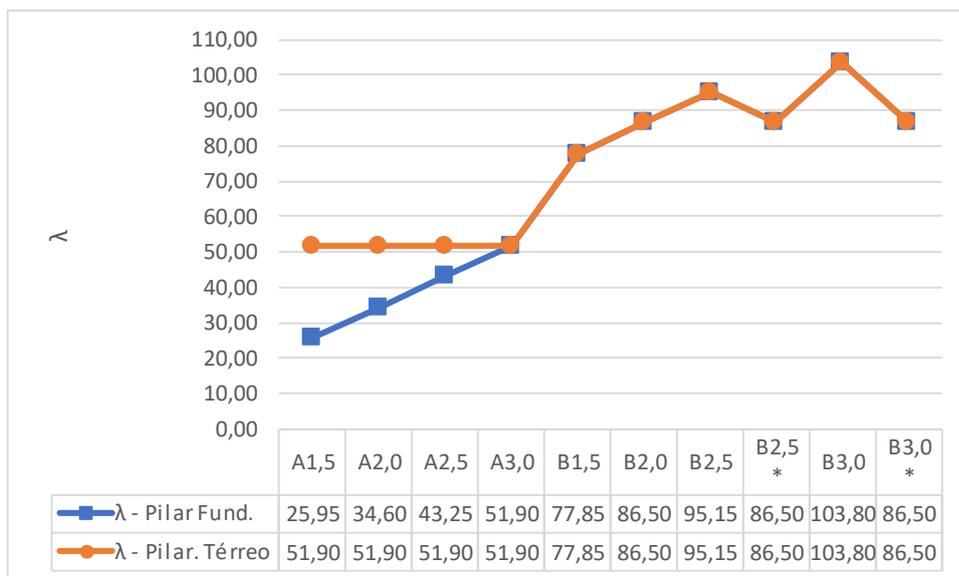
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados serão tratados separadamente divididos entre os seguintes tópicos: Índice de esbeltez “ $\lambda$ ”, Coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ”, deslocamentos no topo do edifício, consumo de materiais globais e consumo de materiais locais no pavimento térreo.

### 4.1 Resultados para a esbeltez “ $\lambda$ ” dos pilares

Foram analisados os resultados para a esbeltez “ $\lambda$ ” dos pilares de fundação e do pavimento térreo, que são os pilares afetados pela retirada das vigas baldrame. Esses resultados estão dispostos na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Resultados para a esbeltez “ $\lambda$ ” dos pilares de fundação e térreo



Fonte: Elaborado pelo autor

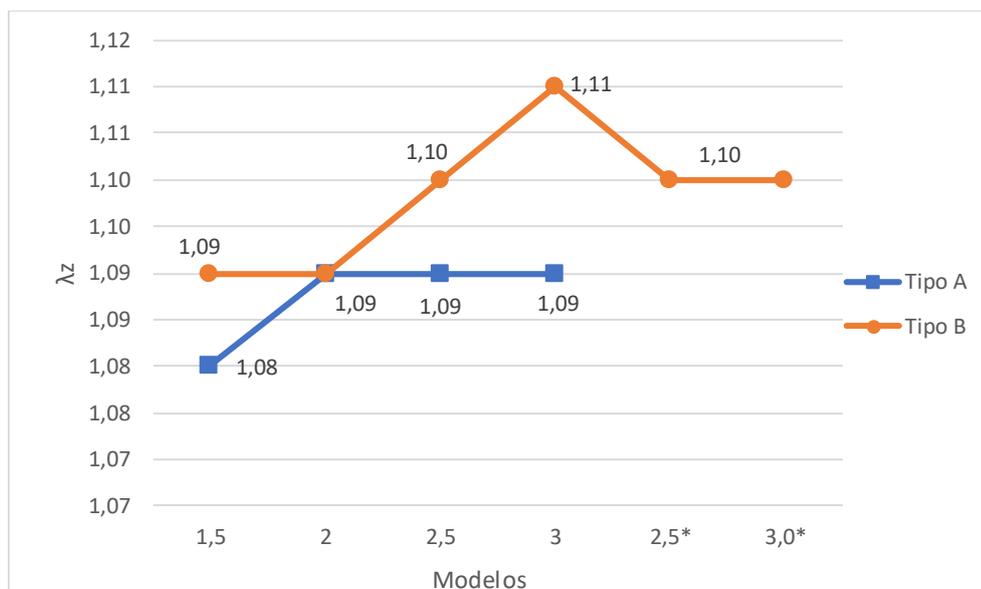
A análise da figura 4.1 indica que nos primeiros modelos, referentes aos modelos com vigas baldrame (A1,5, A2,0, e A2,5) o índice de esbeltez “ $\lambda$ ” é diferente nos pilares de fundação e do pavimento térreo, visto que, existe a ligação da viga baldrame engastada nos pilares sendo que os pilares de fundação tem comprimento diferente dos pilares do pavimento térreo. É possível observar ainda um aumento na esbeltez dos pilares de fundação ao aumentar o seu comprimento, conforme o comportamento crescente do gráfico. A partir do modelo A3,0, modelo com vigas baldrame e pilar de fundação de 3,0m, nota-se que o índice de esbeltez para os pilares de fundação e do térreo são iguais, tal fato ocorre, pois, com a retirada das vigas baldrame esses pilares passam a representar um pilar só com comprimento equivalente.

É importante observar também que os pilares do modelo 2,5 e 3,0 ultrapassam o índice de esbeltez “ $\lambda$ ” de 90, sendo o maior valor igual a 103,80 para o modelo B3,0, e, dessa forma, passam a ser classificados como pilares esbeltos enquanto os demais modelos apresentam pilares mediamente esbeltos, tal ocorrência pode implicar em mudanças significativas no consumo de material devido a consideração dos efeitos locais de segunda ordem no dimensionamento dos pilares como prevê a NBR 6118/2014.

#### 4.2 Resultados para o coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ”

Os resultados para o coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ” são divididos entre o eixo x e y da edificação e dispostos nas Figuras 4.2 e 4.3.

Figura 4.2 – Resultados para o coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ” no eixo x

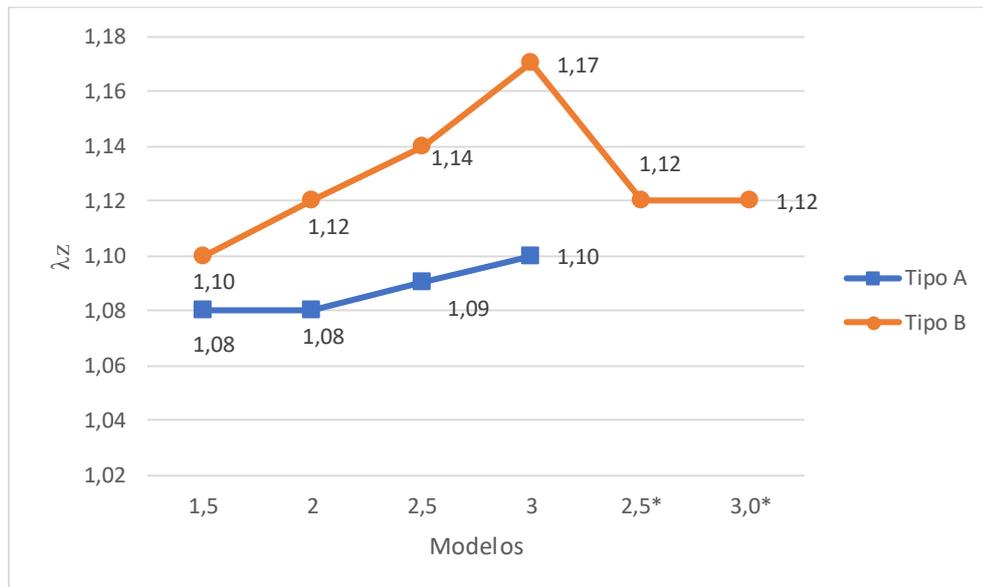


Fonte: Elaborado pelo autor

A figura 4.2 mostra, um pequeno aumento no valor de “ $\gamma_z$ ” para o eixo x da edificação no que diz respeito aos modelos do tipo A (com vigas baldrame) com pilar de fundação de 1,5m e 2,0m de comprimento, para os respectivos modelos do tipo B (sem vigas baldrame) “ $\gamma_z$ ” permanece constante para os pilares de 1,5m e 2,0m, indicando pouca influência das vigas baldrame na estabilidade da estrutura para essa faixa de comprimento de pilar de fundação. A partir dos modelos com pilar de fundação de 2,0m, os modelos do tipo A permanecem com um valor de “ $\gamma_z$ ” constante e os modelos do tipo B sofrem um aumento contínuo, indicando uma maior influência da retirada das vigas baldrame ao se aumentar o

comprimento dos pilares de fundação, principalmente nos pilares de 2,5m e 3,0m que são os que apresentam índice de esbeltez superior a 90. Ao aumentar a seção desses pilares nota-se que os valores de  $\gamma_z$  tendem a cair. Se comparados os valores de  $\gamma_z$ , a maior diferença se dá no modelo com pilar de fundação de 3,0m e que também é o modelo que apresenta maior índice de esbeltez ( $\lambda = 103,8$ ) nos pilares, porém, como essa diferença é de apenas 1,83%, nos leva a crer que a retirada das vigas baldrame e o aumento no comprimento e consequente aumento no índice de esbeltez dos pilares pouco influencia na estabilidade global da estrutura em estudo, indicando que o aumento nos deslocamentos da estrutura são pequenos. Nota-se ainda que o este índice permanece dentro do limite de 1,3 estabelecido em norma para considerar que a estrutura não apresenta deslocabilidade excessiva.

Figura 4.3 – Resultados para o coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ” no eixo y



Fonte: Elaborado pelo autor

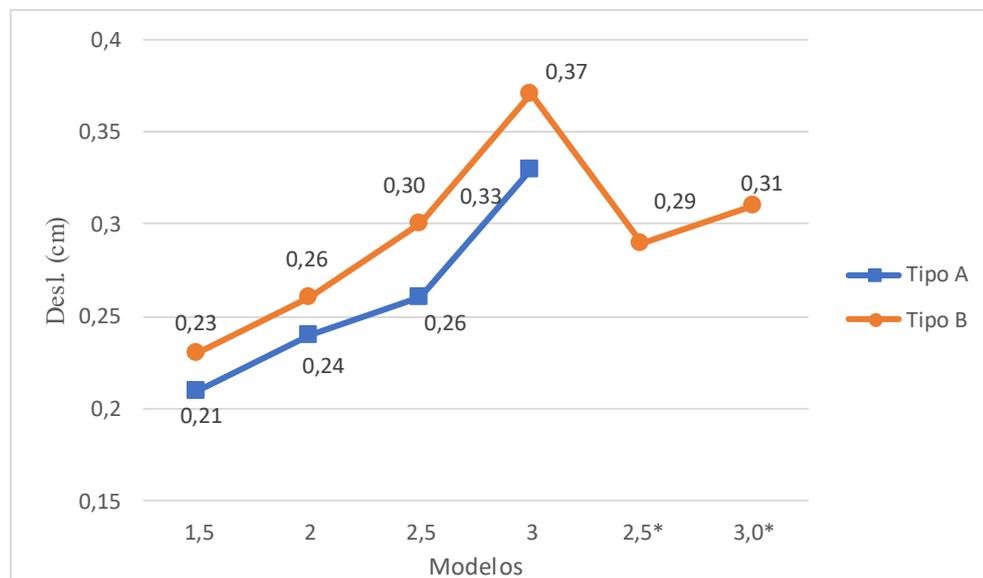
A figura 4.3 mostra um aumento praticamente linear no coeficiente “ $\gamma_z$ ” com a retirada das vigas baldrame para o eixo y da edificação. Inicialmente, com os pilares de fundação de 1,5m de comprimento, a diferença desse coeficiente entre os modelos do tipo A (com vigas baldrame) e do tipo B (sem vigas baldrame) era de 1,85% e passou a ser de 6,36% entre os modelos com pilar de fundação de 3,0m de comprimento e maior esbeltez ( $\lambda = 103,8$ ), valor bem superior a maior variação observada para este mesmo parâmetro em relação ao eixo x. Pode-se observar, de acordo com o gráfico 4.3, uma diminuição nesse coeficiente de estabilidade global com o aumento da seção dos pilares de fundação e térreo e diminuição da esbeltez representados através dos modelos B2,5\* ( $\lambda = 86,5$ ) e B3,0\* ( $\lambda = 103,8$ ), indicando um

aumento na estabilidade global da estrutura com o aumento da seção desses pilares. O fato do modelo que apresentou maior variação no seu coeficiente de estabilidade global “ $\gamma_z$ ” ter apresentado um aumento de 6,36% com a retirada das vigas baldrame e o aumento da esbeltez dos pilares indica que estas não impactam de maneira significativa a estabilidade da estrutura, ou seja, o aumento nos deslocamentos da estrutura são pequenos. Os resultados mostram que nenhum dos modelos apresentam deslocamentos excessivos tanto para x quanto para y, visto que o valor de “ $\gamma_z$ ” não ultrapassa o limite de 1,3 estabelecido na NBR 6118/2014.

### 4.3 Deslocamentos no topo do edifício

Os resultados da análise para os deslocamentos no topo do edifício causados pela ação do vento e limitados pela verificação do estado limite de serviço de deslocamentos excessivos dos modelos estudados estão apresentados abaixo divididos entre o eixo x e y da edificação e dispostos nas Figuras 4.4 e 4.5.

Figura 4.4 – Deslocamentos no topo do edifício na direção x

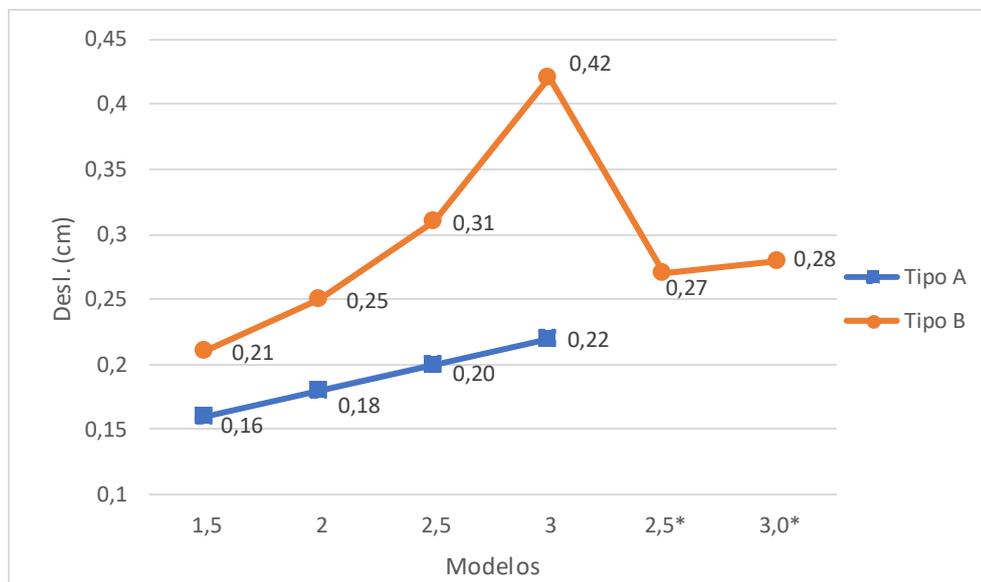


Fonte: Elaborado pelo autor

Através da figura 4.4 pode-se notar que, a medida em que se aumenta o comprimento dos pilares de fundação, observa-se um aumento contínuo nos deslocamentos no topo do edifício na direção x. Nota-se também que os deslocamentos para os modelos sem vigas baldrame são maiores do que para os modelos com esses elementos. Os resultados para os modelos B2,5\* e B3,0\* mostram que o aumento na seção dos pilares reduz esses deslocamentos,

devido ao aumento de rigidez da estrutura. A maior variação encontrada para esses deslocamentos com a retirada das vigas baldrame é percebida para o modelo com pilares de fundação de 3,0m e é da ordem de 15,4%, valor relativamente baixo, o que nos leva a crer que as vigas baldrame tem pouca influência no travamento da estrutura em estudo. Nota-se ainda que para nenhum dos modelos o valor de deslocamento ultrapassa o limite estabelecido na NBR 6118/2014, no caso do modelo com maior deslocamento no valor de 0,37cm, que é o modelo B3,0 o limite de deslocamento no topo do edifício é de 0,88cm. É importante observar que os maiores valores de deslocamento são para o mesmo modelo que apresenta maior índice de esbelteza “ $\lambda$ ”.

Figura 4.5 – Deslocamentos no topo do edifício na direção y



Fonte: Elaborado pelo autor

Para os deslocamentos no topo do edifício na direção y, vide figura 4.5, os resultados evidenciam que, assim como na direção x, quanto mais se aumenta o comprimento dos pilares de fundação maiores são os valores de deslocamentos. É possível notar ainda que a retirada das vigas baldrame causa uma grande variação nesses deslocamentos devido à perda de estabilidade gerada pela retirada desses elementos.

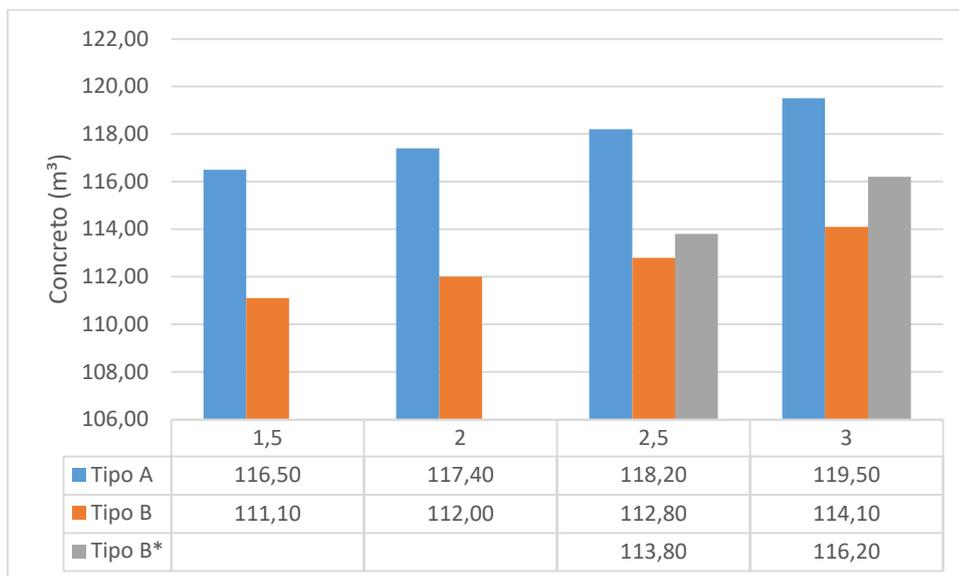
Enquanto para os modelos com pilar de fundação de 1,5m de comprimento a variação com a retirada das vigas baldrame foi de 31,25% para os modelos com pilar de fundação de 3,0m essa variação foi de 90,91%, nota-se que esse modelo é o mesmo que apresenta maior índice de esbelteza “ $\lambda$ ” entre todos os modelos. O fato de os deslocamentos apresentarem maiores valores e variações para o eixo y do que para o eixo x reforçam ideia de que o eixo y é o de menor rigidez da estrutura, sendo assim, mais suscetíveis a essas variações.

Apesar do modelo B3,0 que representa o modelo com pilar de fundação de 3,0m de comprimento apresentar valor elevado de deslocamento no topo do edifício, sendo bem superior ao valor do deslocamento para o mesmo modelo com vigas baldrame, esse deslocamento se manteve dentro dos limites estabelecidos na NBR6118/2014, que, para esse modelo é de 0,88cm. É importante observar ainda que o aumento na seção dos pilares do modelo 2,5m e 3,0m reduz significativamente os deslocamentos no topo do edifício como mostra os modelos B2,5\* e B3,0\* pois, aumenta-se a rigidez da estrutura.

#### 4.4 Consumo de materiais global

Os resultados para o consumo de material global estão divididos entre o quantitativo de concreto, aço e formas e engloba o quantitativo desses materiais referentes aos pilares, vigas e lajes de todo o edifício para cada modelo. Tais resultados estão expressos abaixo nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8.

Figura 4.6 – Quantitativo global de concreto em m<sup>3</sup>



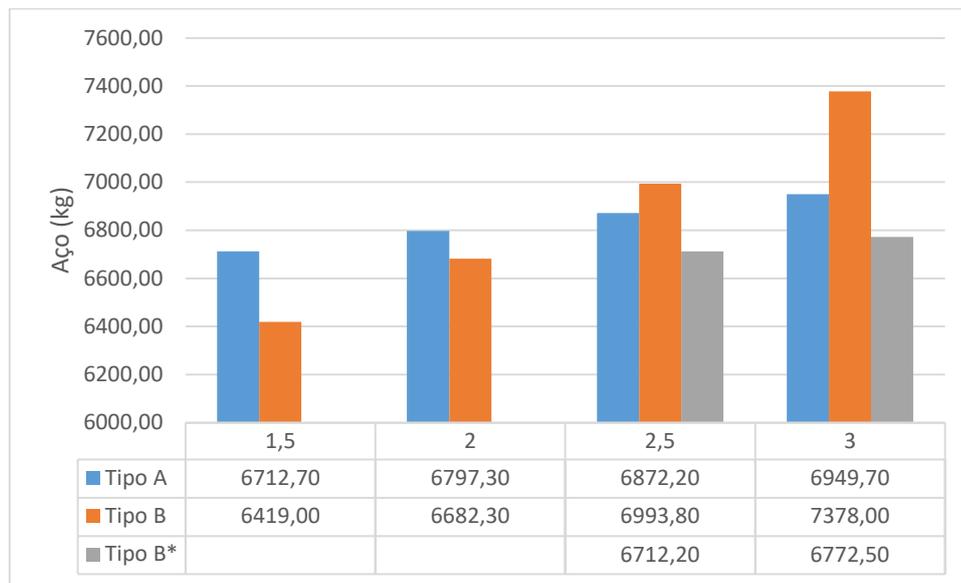
Fonte: Elaborado pelo autor

Os resultados explícitos na figura 4.6 mostram, ao se comparar os modelos do tipo A (com vigas baldrame), com os modelos do tipo B (sem vigas baldrame) que vão de 1,5m a 3,0m de comprimento, que, a redução do consumo de concreto é mais significativa para os modelos com pilares menos esbeltos, visto o menor comprimento do pilar de fundação. A partir da análise dos resultados para os modelos com pilar de fundação de 1,5m que apresenta índice de esbeltez de 25,95 no modelo A1,5 com vigas baldrame e 77,85 no modelo B1,5 sem vigas

baldrame, fica evidenciado uma redução no consumo global deste item de 5,4m<sup>3</sup>.

Incrementos elevam a esbeltez do pilar como um todo, aproximando ou ultrapassando o valor limite de  $\lambda = 90$  para pilares mediantemente esbeltos. Sendo assim, necessitam de aumento nas suas dimensões que resultam no aumento no consumo de concreto como pode ser observado nos modelos B2,5\* que tem seção de 21x40cm e B3,0\* com seção de 24x40cm.

Figura 4.7 – Quantitativo global de aço em kg



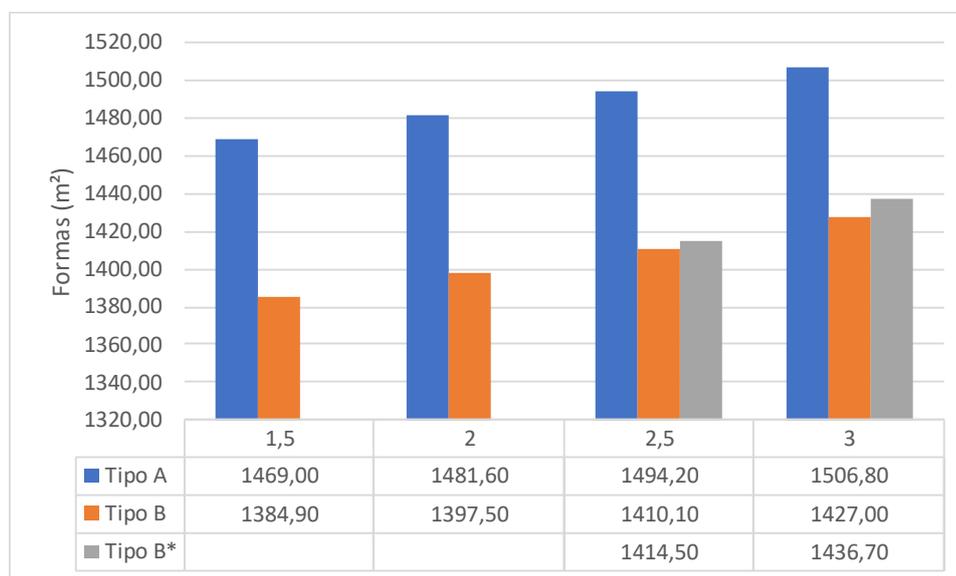
Fonte: Elaborado pelo autor

A análise dos resultados referentes ao consumo global de aço dos modelos estudados, vide figura 4.7, indica que a redução no consumo deste insumo é mais significativa nos modelos com pilares de fundação de menor comprimento e conseqüentemente menor índice de esbeltez “ $\lambda$ ”. A figura 4.7 mostra ainda que modelos que apresentam índice de esbeltez superior a 90, como os modelos B2,5 e B3,0, que são modelos sem vigas baldrame e apresentam  $\lambda = 95,15$  e  $103,80$  respectivamente, o consumo de aço é superior ao dos modelos com vigas baldrame (Tipo A) e mesmo comprimento de pilar de fundação. A comparação entre o consumo de aço dos modelos A3,0 e B3,0 indica um aumento de 428,3kg de aço após a retirada das vigas baldrame. Esse aumento do consumo de aço ao ultrapassar o limite de esbeltez de 90 é justificado pela necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem e fluência no dimensionamento desses pilares, resultando na necessidade de incrementar seção de aço.

Ao aumentar a seção dos pilares como ocorreu nos modelos B2,5\* e B3,0\*, o consumo de aço para os modelos sem viga baldrame volta a ser inferior em relação aos modelos

A2,5 e B3,0 com vigas baldrame visto que, o índice de esbeltez “ $\lambda$ ” que anteriormente era superior a 90 volta a apresentar valores inferiores a esse limite.

Figura 4.8 – Quantitativo global de formas em m<sup>2</sup>



Fonte: Elaborado pelo autor

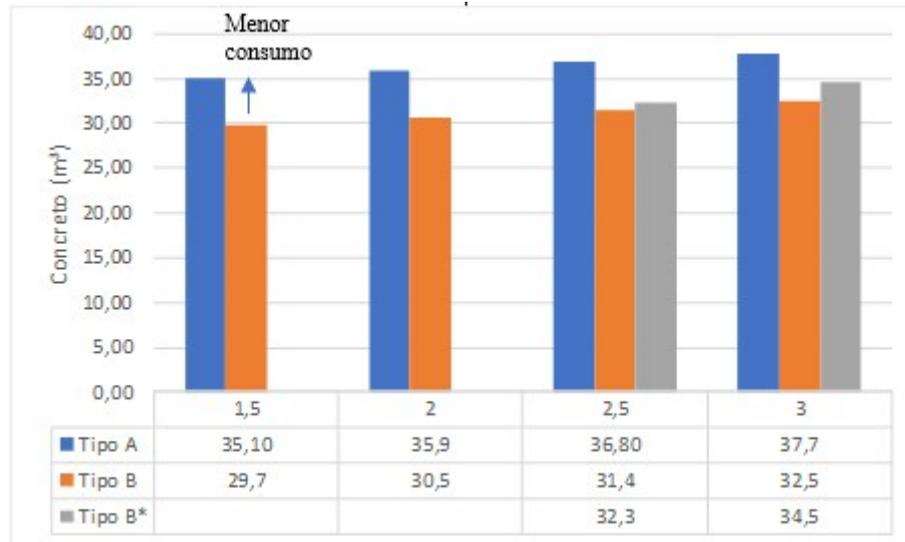
Os resultados referentes ao consumo global de formas, vide gráfico 4.8, dos modelos analisados mostram uma redução em torno de 5% nos quantitativos dos modelos do tipo B sem vigas baldrame em relação aos modelos do tipo A com vigas baldrame para todos os comprimentos de pilar de fundação estudados, exceto para os modelos com aumento na seção dos pilares (B2,5\* e B3,0\*). Para os modelos em que os pilares sofreram um aumento da seção de concreto, caso dos os modelos B2,5\* e B3,0\*, para reduzir o índice de esbeltez a valores inferiores a 90, essa redução no consumo global de formas mostrou-se menos significativa, visto que o aumento na seção dos pilares acarreta em uma necessidade de maior consumo de formas para a concretagem desses elementos. A comparação entre os modelos A,30 e B3,0\*, edifícios com pilares de fundação de 3,0m de comprimento com e sem vigas baldrame respectivamente, apresentou uma redução em torno de 4% no consumo de formas onde anteriormente era na ordem de 5%.

#### 4.5 Consumo de materiais local

Para analisar melhor a variação no quantitativo de materiais nos modelos, foi estudado o consumo de materiais a nível local no pavimento térreo, pavimento afetado

diretamente pela retirada das vigas baldrame e consequentemente da mudança de esbeltez dos pilares. Os resultados referentes a esta análise podem ser visualizados logo abaixo nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11.

Figura 4.9 – Quantitativo de concreto local no pavimento térreo em m<sup>3</sup>



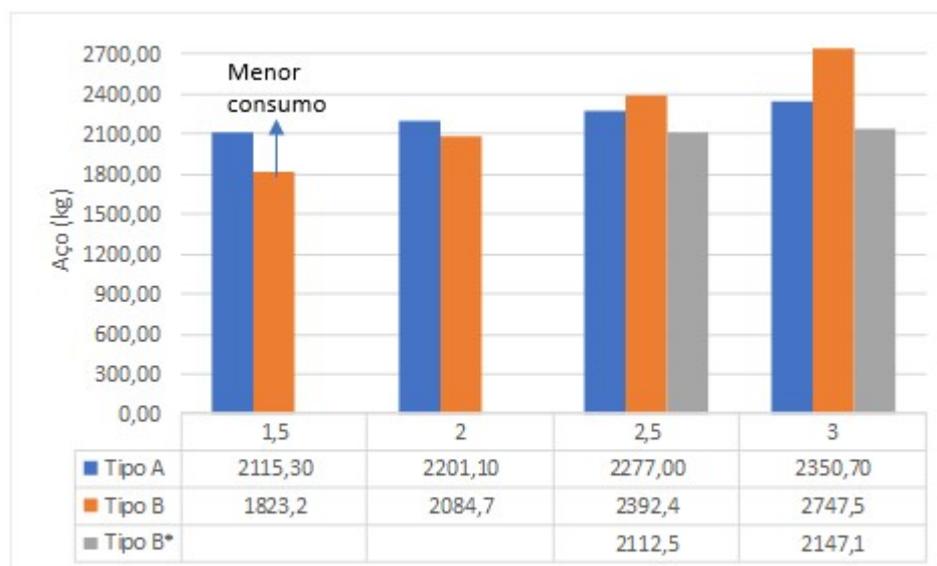
Fonte: Elaborado pelo autor

A análise da figura 4.9 indica uma redução no quantitativo de concreto para os modelos do tipo B (sem vigas baldrame) em relação aos do tipo A (com vigas baldrame), sendo mais acentuada no modelo com pilar de fundação de 1,5m de comprimento e menor esbeltez ( $\lambda = 25,95$ ). Para esse modelo, a redução no consumo de concreto foi de 15,38%. Em termos locais, a redução no consumo de concreto é mais significativa, visto que, a localização das vigas baldrame no pavimento térreo significa que não ocorre redução no consumo desse item nos pavimentos subsequentes.

Ao se aumentar a esbeltez e ultrapassar o valor limite de  $\lambda = 90$ , a redução no consumo de concreto é menos acentuada devido ao aumento na seção dos pilares. Para os modelos com pilares de fundação de 2,5m e 3,0m, a retirada das vigas baldrame resultou em esbeltez em torno de 95,15 e 103,8 para os modelos B2,5 e B3,0 respectivamente, e a redução no consumo de concreto foi de aproximadamente 14,67% para o modelo com pilar de fundação com 2,5m de comprimento e 13,79% para o modelo com pilar de fundação com 3,0m de comprimento. Aumentando a seção dos pilares e reduzindo sua esbeltez, no caso dos modelos B2,5\* e B3,0\*, que passou a apresentar  $\lambda$  em torno de 86,5, ou seja, menor do que 90, essa redução passou a ser de 12,26% para o modelo com pilar de fundação de 2,5m de comprimento e 8,49% para o modelo com pilar de fundação de 3,0m de comprimento, o que evidencia uma

redução significativa no consumo de concreto com o aumento na esbeltez dos pilares.

Figura 4.10 – Quantitativo de aço local no pavimento térreo em kg



Fonte: Elaborado pelo autor

Os resultados expostos na figura 4.10 indicam uma redução no quantitativo de aço ao retirar-se as vigas baldrame para os modelos com pilares de fundação de 1,5 e 2,0 metros de comprimento, modelos que apresentam esbeltez menor do que 90. Essa redução mais acentuada para o modelo com pilar de fundação de 1,5m de comprimento e esbeltez de 77,85 (modelo B1,5), que no caso, apresentaram uma redução de 13,80% se comparado ao modelo com vigas baldrame e mesmo comprimento de pilar de fundação (modelo A1,5)

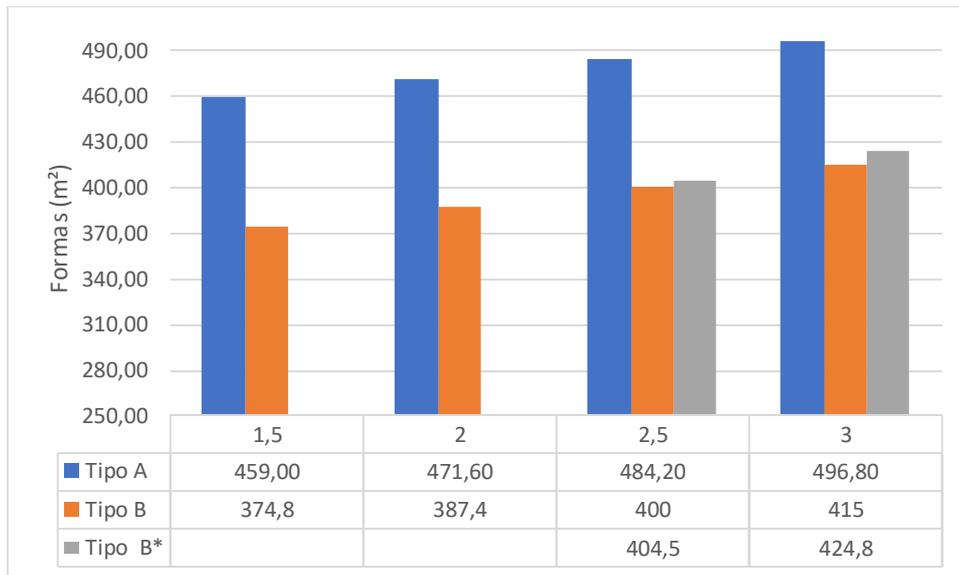
A medida em que se aumenta a esbeltez dos pilares de fundação e a mesma se aproxima do valor limite de  $\lambda = 90$ , a redução no consumo deste material com a retirada das vigas baldrame fica menos acentuada, como é o caso dos modelos com pilar de fundação de 2,0 metros que apresentam índice de esbeltez de 86,50 sem as vigas baldrame (modelo B,20). Para esse modelo a redução no consumo de aço deu-se em torno de 5,29% em relação ao modelo com vigas baldrame (A2,0), valor inferior em 8,51% em relação ao modelo com pilar de fundação de 1,5m de comprimento. Essa redução menos acentuada no consumo de aço se dá devido a redistribuição dos esforços na estrutura causados pelo aumento da esbeltez nos pilares de fundação.

Ao ultrapassar o valor limite de  $\lambda = 90$ , como acontece nos modelos sem vigas baldrame e com pilar de fundação de 2,0m e 3,0m (modelos B2,5 e B3,0), nota-se um aumento no consumo deste material, tal aumento se dá pela necessidade de se considerar os efeitos de

segunda ordem e a fluência no dimensionamento desses pilares para compensar a elevada esbelteza. Para o modelo com pilar de fundação de 3,0m, a retirada das vigas baldrame, como evidenciado no modelo B3,0 que apresentou índice de esbelteza igual a 103,80, ocasionou um aumento de 396,8kg de aço utilizados no pavimento em comparação ao modelo com vigas baldrame (A3,0), valor considerável em termos locais.

Os resultados mostram ainda que, ao aumentar a seção dos pilares de fundação e térreo, como visto nos modelos B2,5\* e B3,0\*. A redução no índice de esbelteza para os modelos com pilar de fundação de 3,0m de comprimento que anteriormente apresentou valor superior a 90 e passou a ter  $\lambda = 86,50$  com o aumento na seção dos pilares, voltou indicar um consumo de aço menor do que no modelo com vigas baldrame (A3,0), sendo essa redução em torno de 203,6kg, redução essa somente inferior a observada nos modelos com pilar de fundação de 1,5m de comprimento, indicando que o aumento na esbelteza dos pilares influencia diretamente no consumo de aço.

Figura 4.11 – Quantitativo de formas local no pavimento térreo em m<sup>2</sup>



Fonte: Elaborado pelo autor.

A análise da figura 4.11 indica uma redução no consumo de formas local no pavimento térreo para todos os comprimentos de pilares de fundação, sendo essa redução mais acentuada nos modelos com pilares de fundação de 1,5m de comprimento e menor índice de esbelteza ( $\lambda = 77,85$ ) para o modelo sem vigas baldrame (B1,5). A comparação entre o modelo A1,5, modelo com vigas baldrame e B1,5, modelo sem vigas baldrame, apresentou uma redução no consumo de formas de 18,34%. Incrementos no comprimento do pilar de fundação elevam

a sua esbeltez a valores superiores ao limite de  $\lambda = 90$ , acarretando a necessidade de aumento na seção desses pilares para a diminuição desse índice, o que torna a redução no consumo de formas menos significativa para pilares de fundação de maiores comprimentos. Ao se comparar o consumo deste material no modelo sem vigas baldrame com pilares de fundação de 3,0m de comprimento (B3,0), que apresentou índice de esbelte de 103,8 e o modelo com vigas baldrame e mesmo comprimento de pilar de fundação (A3,0), a redução no consumo de formas após a retirada das vigas baldrame deu-se em torno de 16,46%. Já a mesma comparação entre o modelo com vigas baldrame (3,0) e o modelo sem vigas baldrame e com aumento na seção dos pilares (B3,0\*) e esbeltez de 86,50 essa redução ocorreu em torno de 14,5% indicando que o aumento da esbeltez nos pilares afeta diretamente o consumo de formas devido a necessidade de aumento na seção dos pilares.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os resultados obtidos com o estudo, a primeira conclusão a se fazer é que, para o edifício estudado através dos diversos modelos propostos, a retirada das vigas baldrame da estrutura não representa riscos à estabilidade global e ao atendimento do Estado-Limite de Serviço de deslocamentos horizontais visto que, os valores para esses parâmetros mantiveram-se dentro dos limites previsto na NBR 6118/2014. Pode-se concluir ainda que, a medida em que os pilares de fundação sofrem um aumento no seu comprimento, e consequentemente no seu índice de esbeltez, os valores de “ $\gamma_z$ ” e dos deslocamentos ficam mais suscetíveis a variações com a retirada das vigas baldrame e a estrutura perde mais estabilidade, porém, mantendo-se dentro dos limites.

Outra consideração a ser feita é que a retirada das vigas baldrame pode representar uma situação favorável em relação à economia nas estruturas visto que, para os modelos sem esses elementos e que o índice de esbeltez dos pilares nos pavimentos de fundação e térreo ficaram abaixo de 90, se tratando portanto, de pilares mediantemente esbeltos, o quantitativo de materiais para concreto, aço e formas apresentou uma redução de 4,63%, 4,37% e 5,72% em comparação com os respectivos modelos com vigas baldrame, considerando apenas o consumo bruto de material, não considerando ainda valores significativos de mão-de-obra e despesas indiretas como energia, manutenção de equipamentos, produção de resíduos, entre outras.

O fato de que para pilares com esbeltez superior a 90, ao invés de se obter uma redução no consumo de todos os materiais, obteve-se um aumento no quantitativo de aço, leva à conclusão de que só é possível conceber economia à estrutura com a retirada das vigas baldrame se os pilares apresentarem um comportamento de pilar mediantemente esbelto, ou seja, tenha um ‘ $\lambda$ ’ inferior a 90. Dessa forma, a esbeltez dos pilares é um fator limitante a redução dos custos com materiais na estrutura devido a retirada das vigas baldrame.

Apesar dos resultados mostrarem uma redução nos quantitativos dos materiais analisados em alguns modelos, os valores não apresentam uma economia realmente significativa a nível global de toda a estrutura, há de se considerar ainda o fato de que as formas em estruturas de concreto podem ser reaproveitadas. Contudo para obras de menor porte, com dois pavimentos e principalmente térreas, a remoção desses elementos pode representar economia significativa para o construtor. Deve-se considerar também a importância das vigas baldrame não só para a estabilidade global e o travamento da estrutura. Esses elementos proporcionam uma melhor distribuição das cargas, transmitindo-as diretamente ao solo e, evitam o surgimento de trincas e problemas relacionados a umidade do solo, o que poderia

acarretar custos futuros maiores do que a economia obtida com a não execução desses elementos.

Vale salientar que os resultados obtidos através desse estudo só são válidos para este caso especial de um edifício de 4 pavimentos. Toda e qualquer estrutura deve ser analisada e estudada de maneira adequada de modo a contemplar todas as suas peculiaridades e especificidades visto que cada uma delas se comporta de maneiras distintas.

Considerações para trabalhos futuros:

- Realizar um estudo mais detalhado da redução de gastos, considerando mão-de-obra e custos indiretos com energia, manutenção de equipamentos, geração de resíduos, entre outros;
- Realizar um estudo considerando estruturas com maior número de pavimentos e variações na esbeltez da mesma como um todo;
- Realizar análises referentes a redistribuição dos esforços na estrutura, considerando a influência da retirada das vigas baldrame nos esforços direcionados aos elementos de fundação.

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A. T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado: disciplina ECC 1008 – estruturas de concreto**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 5739: concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos: método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 8681: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 8522: concreto: determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2107.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 8953: concreto para fins estruturais: classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 5738: concreto: procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 6118: projetos de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

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

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

CARMO, Regina Maria dos Santos. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. V. 1, 4. Ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado**: fundamentos de

projeto, dimensionamento e verificação. revisada. Brasília: Finatec, 2008.

ERTEL, Thiago. **Análise do comportamento estrutural de edifícios em concreto armado considerando a influência do travamento das vigas baldrame**. 2016. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118: 2003**. 2006. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

GIONGO, J. S. **Concreto Armado: projeto Estrutural de Edifícios**. São Carlos, 2007.

IGLESIA, Socrate Muñoz (Org.). **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. [S.l.]: AltoQi, 2016. 20 p. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/wpcontent/uploads/2019/010/Ebook-O-Efeito-P-Delta.pdf>>. Acesso em: 08 out. 2019.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2007.

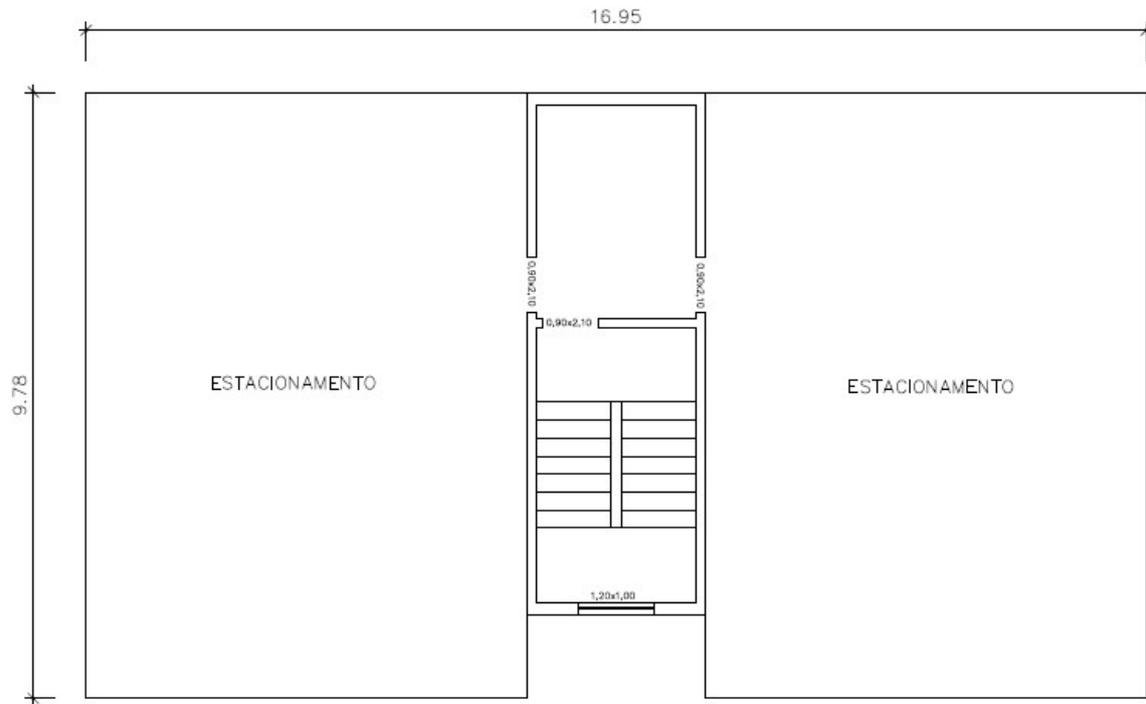
MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010.

MEDEIROS, M. M; SOUZA, E. E. **Desenvolvimento e análise de um projeto estrutural no software Eberick**. 2017. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) – Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2017.

RIEMK, Rodrigo Mattar. **Estabilidade global em edifício de concreto armado: análise comparativa entre coeficiente  $\gamma_z$  e processo P-DELTA**. 2015. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

## ANEXO A

### Anexo A.1 – Planta baixa do pavimento térreo



### Anexo A.2 – Planta baixa do pavimento tipo

