



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS DA FORÇA DO VENTO EM  
EDIFÍCIOS ALTOS**

Paula Camila Jaeger

Lajeado, dezembro de 2020



Paula Camila Jaeger

## **ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS DA FORÇA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS**

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari Univates, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharela em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz

Lajeado, dezembro de 2020

Paula Camila Jaeger

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS DA FORÇA DO VENTO EM  
EDIFÍCIOS ALTOS**

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz – orientadora  
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Me. Douglas Ferreira Velho  
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Profa. Dra. Paula Manica Lazzari  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Lajeado, 02 de dezembro de 2020

## RESUMO

As forças devidas ao vento geram solicitações que podem comprometer a estrutura, deste modo, no momento da elaboração do projeto estrutural de uma edificação é extremamente importante analisar os deslocamentos horizontais causados pela sua ação, definidos juntos à NBR 6123 (ABNT, 1988). Atrelado aos deslocamentos horizontais se faz necessário a verificação da estabilidade global da estrutura, considerando o método de cálculo utilizado pelo Coeficiente  $\gamma_z$  (gama-z), determinado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para edificações com mais de quatro pavimentos. Diante deste contexto, o presente trabalho tem como objetivo analisar e avaliar o impacto da velocidade do vento em edificações altas. Para a realização deste estudo, foram elaborados quatro modelos estruturais hipotéticos, através do *software* Eberick, adotando diferentes números de pavimentos e variando a velocidade de vento. Considerando a disposição da planta baixa, semelhante para ambos os modelos, foram adotados os sistemas estruturais de núcleo rígido associado a pórticos rígidos, garantindo assim a estabilidade das estruturas. Após o dimensionamento dos modelos, foram obtidos os relatórios de estabilidade global da estrutura, deslocamentos horizontais devido a ação do vento e resumo de materiais, gerados pelo *software*. Ao comparar os resultados obtidos para as estruturas com mesmo número de pavimentos e velocidade de vento variável, NV20VV30 (20 pavimentos e velocidade de vento igual a 30 m/s) e NV20VV50 (20 pavimentos e velocidade de vento igual a 50 m/s), foi possível identificar um aumento significativo nos deslocamentos horizontais, no consumo de aço, de concreto e de área de fôrmas, necessários para a sua execução. O mesmo ocorre, quando comparado os resultados dos modelos com mesma velocidade de vento e número de pavimentos diferentes, NV20VV30 e NV40VV30 (20 pavimentos e velocidade de vento igual a 30 m/s), porém, é necessário salientar que o efeito do vento fica mais evidenciado na análise relacionada à estabilidade, considerando que ao avaliar o quantitativo de materiais, o acréscimo de pavimentos irá incrementar as cargas verticais. Neste caso, destaca-se a importância de considerar corretamente os efeitos da ação do vento no momento da concepção do projeto estrutural de uma edificação, considerando o alto impacto que a variação da sua velocidade irá gerar.

**Palavras-chave:** Ação do vento; Deslocamentos horizontais; Estabilidade global; Edifícios altos.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>7</b>
1.1 Problema de pesquisa	8
1.2 Objetivos	8
1.2.1 Objetivo geral	8
1.2.2 Objetivos específicos	8
1.3 Justificativa da pesquisa	9
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>10</b>
2.1 Análise estática do vento	10
2.1.1 Análise estática do vento	10
2.1.1.1 Velocidade básica do vento	11
2.1.1.2 Fator topográfico, S1	12
2.1.1.3 Fator de rugosidade e dimensões da edificação, S2	13
2.1.1.4 Fator estatístico, S3	15
2.1.2 Pressão dinâmica do vento	16
2.1.3 Força de arrasto do vento	16
2.2 Estabilidade das estruturas	18
2.2.1 Efeitos globais de segunda ordem	18
2.2.2 Estrutura de nós fixos e estrutura de nós móveis	19
2.2.3 Parâmetros de estabilidade	20
2.2.3.1 Parâmetro $\alpha$	20
2.2.3.2 Coeficiente $\gamma_z$	21
2.2.4 Método P-Delta ( $p\Delta$ )	22
2.2.4.1 Método da Carga Lateral Fictícia	22
2.3 Sistemas estruturais	25
2.3.1 Pórticos rígidos	26
2.3.2 Pórticos associados a paredes resistentes (pilares-parede)	27
2.3.3 Núcleos e tubos resistentes	28

<b>3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS</b>	<b>30</b>
<b>3.1 Concepção das estruturas</b>	<b>31</b>
<b>3.2 Modelagem das estruturas no software Eberick</b>	<b>31</b>
<b>3.2.1 Configuração dos materiais e da durabilidade da estrutura</b>	<b>32</b>
<b>3.2.2 Lançamento dos elementos estruturais</b>	<b>34</b>
<b>3.2.2 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais</b>	<b>36</b>
<b>3.2.2.1 Pilares</b>	<b>37</b>
<b>3.2.2.2 Vigas</b>	<b>38</b>
<b>3.2.2.3 Lajes</b>	<b>39</b>
<b>3.2.4 Definição dos vínculos</b>	<b>39</b>
<b>3.2.5 Definição das cargas atuantes na estrutura</b>	<b>40</b>
<b>3.2.5.1 Cargas verticais</b>	<b>40</b>
<b>3.2.5.2 Cargas horizontais</b>	<b>41</b>
<b>3.2.6 Configuração do modelo de análise da estrutura</b>	<b>42</b>
<b>3.2.7 Análise da estrutura e correção dos erros</b>	<b>43</b>
<b>3.3 Análise e comparação dos resultados</b>	<b>46</b>
<b>3.3.1 Estabilidade das estruturas e deslocamentos horizontais</b>	<b>46</b>
<b>3.3.2 Quantitativo de materiais</b>	<b>46</b>
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO</b>	<b>47</b>
<b>4.1 Resultados da modelagem das estruturas no software Eberick</b>	<b>47</b>
<b>4.2 Resultados da estabilidade das estruturas e deslocamentos horizontais</b>	<b>48</b>
<b>4.2.1 Estabilidade das estruturas</b>	<b>48</b>
<b>4.2.2 Deslocamentos horizontais</b>	<b>49</b>
<b>4.3 Resultados dos quantitativos de materiais</b>	<b>50</b>
<b>4.4 Análise geral dos resultados</b>	<b>52</b>
<b>5 CONCLUSÃO</b>	<b>54</b>
<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>56</b>
<b>ANEXO A - Planta baixa do pavimento tipo</b>	<b>59</b>
<b>APÊNDICE A - Planta de fôrmas do pavimento térreo do modelo NV20VV30</b>	<b>60</b>
<b>APÊNDICE B - Planta de fôrmas do pavimento térreo do modelo NV20VV50</b>	<b>61</b>
<b>APÊNDICE C - Planta de fôrmas do pavimento térreo do modelo NV40VV30</b>	<b>62</b>
<b>APÊNDICE D - Relação dos pilares do modelo NV20VV30</b>	<b>63</b>
<b>APÊNDICE E - Relação dos pilares do modelo NV20VV50</b>	<b>64</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico e social de grandes cidades aumenta a necessidade por locações residenciais e comerciais. Esta grande demanda faz com que o custo aumente e os terrenos disponíveis sejam escassos. Uma das principais soluções para suprir essas necessidades é o projeto de edificações cada vez mais altas e, em alguns casos, esbeltas.

Por conta do aumento significativo na altura das edificações é extremamente necessário analisar não só as cargas verticais incidentes nos pilares, mas também a estabilidade global da mesma, verificando se os pilares resistem aos esforços horizontais provenientes da força exercida pelo vento (WORDELL, 2003).

As forças devidas ao vento geram solicitações que podem comprometer a estrutura, caso a mesma não tenha sido projetada adequadamente para absorver estes esforços (SIQUEIRA, 2009). Para considerar as ações do vento sobre a edificação durante o projeto, é necessário definir os deslocamentos horizontais causados pela sua ação, com o auxílio da NBR 6123 (ABNT, 1988).

Atrelado aos deslocamentos horizontais verifica-se a estabilidade global da estrutura, que pode ser classificada como de nós móveis, quando o equilíbrio passa a ser analisado considerando a condição deformada da estrutura. A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica métodos de cálculo para definir a estabilidade global da estrutura, sendo o coeficiente  $\gamma_z$  o parâmetro mais comumente adotado para edificações com mais de quatro pavimentos.

Dentro deste contexto, o presente trabalho busca analisar a estabilidade das estruturas altas e o dimensionamento de seus elementos considerando duas condições de ação do vento, velocidade de 50 m/s e 30 m/s. As velocidades de vento foram definidas junto ao Mapa das Isopletras, obtido através da NBR 6123 (ABNT, 1988), sendo que a velocidade de 50 m/s é a mais crítica apresentada pelo mapa, e 30 m/s a menos crítica.

### **1.1 Problema de pesquisa**

O problema abordado nesta pesquisa é: o quanto a velocidade do vento irá influenciar na estabilidade da estrutura de um edifício hipotético, e no quantitativo de materiais necessários para a sua construção, considerando diferentes variações no número de pavimentos?

### **1.2 Objetivos**

Os objetivos desta pesquisa estão classificados em geral e específicos e serão apresentados nos itens a seguir.

#### **1.2.1 Objetivo geral**

Avaliar o efeito da velocidade do vento em um edifício hipotético considerando duas variações no número de pavimentos.

#### **1.2.2 Objetivos específicos**

Para o alcance do objetivo geral desta pesquisa, são designados os seguintes objetivos específicos:

- a) desenvolver dois modelos de edifícios hipotéticos, considerando 20 e 40 pavimentos cada, utilizando o *software* Eberick;
- b) avaliar a estabilidade e o deslocamento horizontal dos edifícios, considerando os valores 30 m/s e 50 m/s para velocidade do vento;
- c) avaliar o impacto da velocidade do vento no quantitativo de materiais, considerando o consumo total de concreto e aço para cada edifício.

### **1.3 Justificativa da pesquisa**

A crescente demanda por projetos de edificações altas exige maior atenção a fatores que afetam a estabilidade das estruturas. A ação da força do vento sobre estas edificações é um dos fatores que mais influencia na estabilidade, fazendo com que ocorram deslocamentos horizontais em sua estrutura. Portanto, é de extrema importância a realização de uma análise rigorosa destes efeitos causados pela ação do vento conforme a região onde está localizada a edificação. Dentro disto, o trabalho irá expor em termos quantitativos a diferença dos efeitos em uma edificação considerando a localização, trazendo a importância de considerar a velocidade do vento de acordo com a norma.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo apresenta os conceitos relevantes para a análise dos fatores que irão influenciar na força do vento aplicada a estruturas de concreto armado, com base na norma NBR 6123 (ABNT, 1988). E também, o capítulo apresentará uma revisão da análise da estabilidade da estrutura baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014). E por fim, serão apresentados os sistemas estruturais indicados para o contraventamento de edifícios altos.

### 2.1 Análise estática do vento

Segundo Blessmann (1995), vento, ou movimento do ar sobre a superfície terrestre, é resultado das diferenças na pressão atmosférica causadas pela energia proveniente do sol que origina variações na temperatura do ar. Em sua pesquisa, Blessmann (1995) descreve que as características do vento dependem dos fatores que geram turbulência na camada limite da atmosfera, sendo os principais: características do terreno, dimensões e distribuição dos obstáculos naturais. Neste item, será apresentado o cálculo da força de arrasto do vento como ação estática.

#### 2.1.1 Análise estática do vento

O primeiro parâmetro a se calcular é a velocidade característica do vento  $V_k$ , apresentada no item 4.2 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988), definida pela multiplicação da velocidade básica do vento ( $V_0$ ) pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ . Portanto, a velocidade característica ( $V_k$ ) é expressa pela Equação 1.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Sendo:

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s);

$V_0$  = velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator de rugosidade e dimensões da edificação;

$S_3$  = fator estático.

### 2.1.1.1 Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento,  $V_0$ , é determinada pela NBR 6123 (ABNT, 1988) como a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

O valor de  $V_0$  é obtido através do gráfico das isopletas da velocidade básica, conforme ilustrado na Figura 1. Segundo Blessmann (1990), o mapa das isopletas foi obtido a partir dos registros das rajadas máximas anuais de 49 estações do Serviço de Proteção ao Voo do Ministério de Aeronáutica.

Figura 1 – Mapa de isopletas de velocidade básica do vento ( $V_0$ ) em m/s



Fonte: ABNT (1988, p. 6).

### 2.1.1.2 Fator topográfico, $S_1$

O fator  $S_1$  é descrito por Blessmann (1989) como o fator topográfico que depende somente das características do relevo do terreno e da vizinhança, podendo ser classificado como terreno plano ou fracamente acidentado, taludes/morros, e vales profundos protegidos de ventos em qualquer direção.

O item 5.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988) define que  $S_1$  é igual a 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados, para vales profundos o valor de  $S_1$  é igual a 0,9 e para taludes e morros utiliza-se formulações baseadas na inclinação e altura do morro/talude.

### 2.1.1.3 Fator de rugosidade e dimensões da edificação, $S_2$

Blessmann (1990) determina o fator  $S_2$  como a função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno. O item 5.3.1 da NBR 6123 (ABNT, 1988) classifica a rugosidade do terreno em 5 categorias, apresentadas de acordo com o Quadro 1.

Quadro 1 – Categorias de rugosidade do terreno

Categoria 1: superfícies lisas com mais de 5 km de extensão horizontal	<ul style="list-style-type: none"> <li>- mar calmo</li> <li>- lagos e rios</li> <li>- pântanos sem vegetação</li> </ul>
Categoria 2: terreno com poucos obstáculos isolados (árvores e edificações baixas), topo dos obstáculos inferior ou igual a 1,0 m	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zonas costeiras planas</li> <li>- pântanos com vegetação rala</li> <li>- campos de aviação</li> <li>- pradarias e charnecas</li> <li>- fazenda sem sebes ou muros</li> </ul>
Categoria 3: terrenos planos ou ondulados com obstáculos (sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas), topo dos obstáculos igual a 3,0 m	<ul style="list-style-type: none"> <li>- granjas e casas de campo, com exceção das partes com mato</li> <li>- fazendas com sebes e/ou muros</li> <li>- subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas</li> </ul>
Categoria 4: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados (zona florestal, industrial ou urbanizadas), topo dos obstáculos igual a 10 m	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zonas de parques e bosques com muitas árvores</li> <li>- cidades pequenas e seus arredores</li> <li>- subúrbios densamente construídos de grandes cidades</li> <li>- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas</li> </ul>
Categoria 5: zonas com obstáculos maiores, com cota média do topo considerada igual ou superior a 25 m	<ul style="list-style-type: none"> <li>- florestas com árvores altas, de copas isoladas</li> <li>- centro de grandes cidades</li> <li>- complexos industriais bem desenvolvidos</li> </ul>

Fonte: Baseado na NBR 6123 (ABNT, 1988).

No que diz respeito à definição das dimensões da edificação, o item 5.3.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988) especifica três classes de edificações: Classe A, Classe B e Classe C. Considerando um intervalo de tempo para cálculo da velocidade média de 3 s, 5 s e 10 s.

A Classe A é determinada pela norma como toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m. A Classe B é definida por toda a edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m. E a Classe C é definida por toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para as edificações cuja maior dimensão horizontal ou vertical exceda 80 m, a norma permite considerar um intervalo de tempo maior reduzindo assim a velocidade básica do vento. Para determinar o intervalo de tempo (t), o Anexo A da norma indica a utilização da Equação 2 a seguir.

$$t = 7,5 \cdot \frac{L}{V_t(h)} \quad (2)$$

Sendo:

t = intervalo de tempo (s);

L = altura ou largura da edificação (m);

$V_t(h)$  = velocidade média sobre t segundos no topo da edificação.

Após definir a categoria e a classe da edificação, são definidos os parâmetros para o cálculo da velocidade do vento em função da altura z acima do nível geral do terreno, apresentados pela Tabela 1 a seguir.

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	$z_g$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT (1988, p. 9).

Os parâmetros definidos são aplicados a Equação 3, descrita a seguir, conforme item 5.3.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3)$$

Sendo:

$S_2$  = fator de rugosidade e dimensões da edificação;

b = parâmetro meteorológico referente à categoria de rugosidade do terreno e à classe da edificação, apresentados no Tabela 1 (adimensional);

$F_r$  = fator de rajada, que sempre corresponderá à categoria II do Tabela 1 (adimensional);

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, em metros;

p = expoente da lei potencial da variação, apresentado no Tabela 1 conforme definição da rugosidade do terreno e da classe da edificação (adimensional).

#### 2.1.1.4 Fator estatístico, $S_3$

Segundo Blessmann (1989) o fator  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos, considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A NBR 6123 (ABNT,

1988) considera que a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) apresenta um período de recorrência médio de 50 anos e a probabilidade de que esta velocidade seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações, os valores mínimos do fator  $S_3$  são indicados pela Tabela 2 abaixo.

Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$

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

Fonte: ABNT (1988, p. 10).

### 2.1.2 Pressão dinâmica do vento

Após determinar a velocidade característica do vento  $V_k$ , pode-se dar seguimento ao cálculo da força global exercida pelo mesmo. O item 4.2 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988) determina que seja calculado a pressão dinâmica do vento ( $q$ ) a partir da Equação 4 a fim de obter a sua força global ( $F_a$ ).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (4)$$

Sendo:

$q$  = pressão dinâmica ( $N/m^2$ );

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s).

### 2.1.3 Força de arrasto do vento

Segundo o item 4.2.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988), a força global do vento ( $F_g$ ) é definida pela soma das forças incidentes nas diversas superfícies que compõem a edificação, permitindo saber as ações globais que serão consideradas em toda a estrutura. A componente da força global na direção do vento é definida como força de arrasto ( $F_a$ ), obtida através da Equação 5 apresentada a seguir.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (5)$$

Sendo:

$F_a$  = força de arrasto (N);

$C_a$  = coeficiente de arrasto (adimensional);

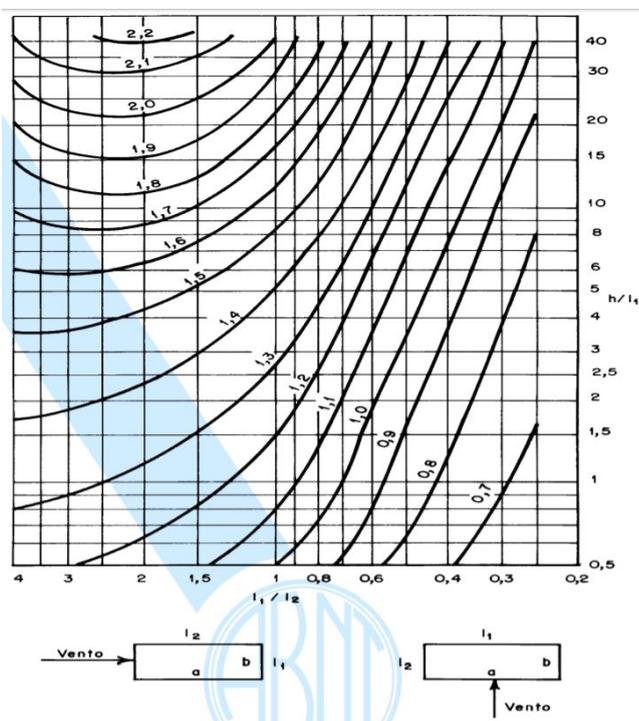
$q$  = pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>);

$A_e$  = área frontal efetiva, área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (m<sup>2</sup>).

A NBR 6123 (ABNT, 1988) considera que existem dois tipos de incidência de vento em uma edificação: ventos de alta turbulência e ventos de baixa turbulência. São considerados ventos de alta turbulência quando a altura da edificação não excede duas vezes a altura média das edificações vizinhas. O item 6.5.3 da norma descreve as distâncias mínimas entre as edificações, sendo 500 m para uma edificação de 40 m de altura, 1000 m para uma edificação de até 55 m de altura, 2.000 m para uma edificação de até 70 m de altura e 3000 m para uma edificação de até 80 m de altura. Caso contrário, o vento é considerado de baixa turbulência.

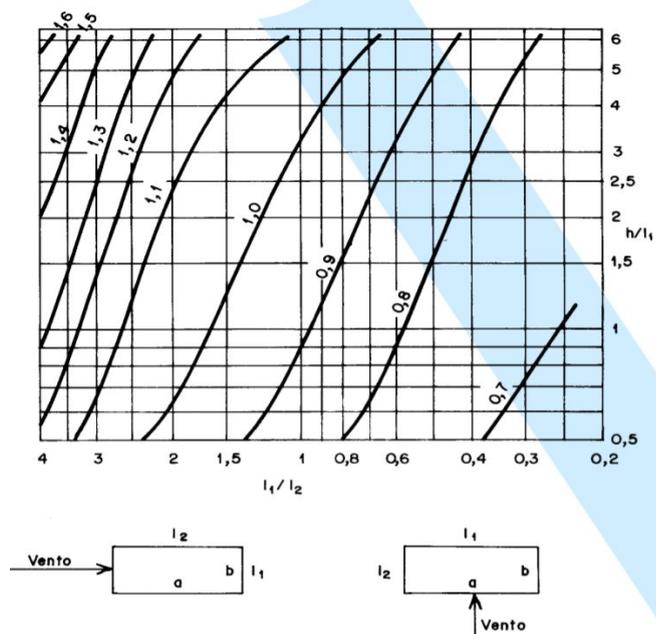
Os valores de coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) são determinados através dos ábacos definidos na NBR 6123 (ABNT, 1988) e apresentados pela Figura 2, para vento de alta turbulência, e pela Figura 3 para vento de baixa turbulência.

Figura 2 – Coeficiente de arrasto,  $C_{a2}$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: ABNT (1988, p. 20).

Figura 3 – Coeficiente de arrasto,  $C_{a2}$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



Fonte: ABNT (1988, p. 24).

## **2.2 Estabilidade das estruturas**

A análise estrutural, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), tem por objetivo verificar as ações horizontais e verticais que possam provocar esforços ou deformações na estrutura. A análise é feita através da verificação do estado limite último e de serviço aplicados à estrutura (ABNT, 2014).

Dentre as ações analisadas pela norma, é indispensável a verificação dos efeitos gerados pelas ações gravitacionais e laterais causadas pelo vento, principalmente em edificações altas, podendo gerar instabilidade à estrutura. Por conta disto, mesmo que a estrutura apresente rigidez suficiente para desprezar os efeitos de segunda ordem devidos à instabilidade global, é necessário avaliar se as ações devidas ao vento são significativas (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

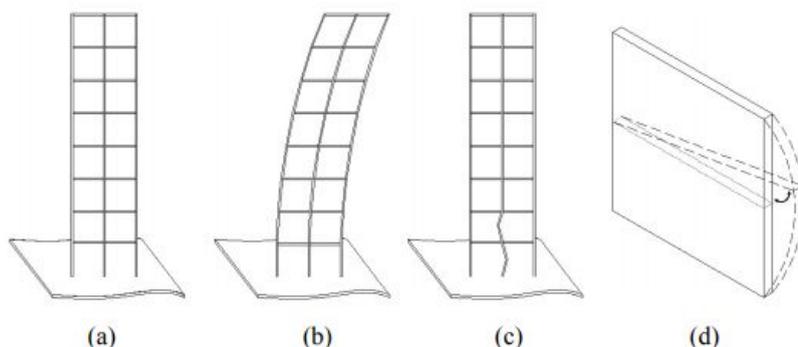
### **2.2.1 Efeitos globais de segunda ordem**

Os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada da estrutura (ABNT, 2014). Portanto, para a análise dos efeitos de segunda ordem é necessário considerar o comportamento não linear das seções do concreto armado, além da configuração deformada da estrutura, estas análises são denominadas de não linearidade física e não linearidade geométrica, respectivamente (BUENO; LORIGGIO, 2016).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica os efeitos de segunda ordem em locais, localizados e globais. Os efeitos locais estão associados a partes isoladas da estrutura, ocorrendo quando um lance de pilar sob a atuação de momentos fletores no seu topo e na sua base se deforma. Os efeitos localizados ocorrem em regiões específicas de um elemento na qual se concentram tensões, como pilares-parede (simples ou compostos), que sob a atuação de um momento fletor segundo sua direção mais rígida se deforma mais em uma de suas extremidades (região comprimida). E os efeitos globais consideram a estrutura como um conjunto formado por pilares, vigas e lajes, deslocando-se horizontalmente sob a ação das cargas verticais e horizontais (KIMURA, 2007 apud IMAI; CONTER; DEMETERKO, 2011).

A Figura 4 ilustra os diferentes tipos de efeitos de segunda ordem a partir de um modelo estrutural genérico.

Figura 4 – Modelo estrutural genérico (a) sofrendo efeitos de segunda ordem global (b), local (c) e localizado (d)



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009) apud Lins (2016, p. 30).

### 2.2.2 Estrutura de nós fixos e estrutura de nós móveis

O item 15.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica as estruturas como estruturas de nós fixos e estrutura de nós móveis. As estruturas são classificadas como de nós fixos quando os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis, sendo inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem. Já as estruturas classificadas como de nós móveis devem levar em consideração os efeitos de segunda ordem, pois são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (MONCAYO, 2011).

### 2.2.3 Parâmetros de estabilidade

O item 15.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) determina os procedimentos de cálculo utilizados para verificar a possibilidade de desconsiderar os esforços globais de segunda ordem, indicando se a estrutura se classifica como estrutura de nós fixos ou móveis, através dos parâmetros de estabilidade global  $\alpha$  (alfa) e  $\gamma_z$  (gama-z).

#### 2.2.3.1 Parâmetro $\alpha$

Em 1667, Beck e König idealizaram o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , com o objetivo de fornecer os indicativos de estabilidade da estrutura com base na sua rigidez à flexão equivalente (LINS, 2013).

O valor do parâmetro  $\alpha$  é determinado pela Equação 6, descrita no item 15.5.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (6)$$

Sendo:

$\alpha$  = parâmetro de instabilidade (dimensional);

$n$  = número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$H_{tot}$  = altura total da estrutura a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo (cm);

$N_k$  = somatório das cargas verticais atuantes na estrutura a partir do nível considerado para  $H_{tot}$  (kN);

$E_{cs} I_c$  = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na mesma direção considerada (kN.cm<sup>2</sup>).

Segundo Moncayo (2011), o valor de  $\alpha$  comparado ao valor de  $\alpha_1$  determina se a estrutura será de nós fixos ou de nós móveis. Portanto, se  $\alpha < \alpha_1$ , a estrutura é considerada de nós fixos, e se  $\alpha \geq \alpha_1$ , é considerada de nós móveis. O valor de  $\alpha_1$ , é dado pela Equação 7, onde  $n$  é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo (ABNT, 2014).

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1.n & \text{se: } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 & \text{se: } n \geq 4 \end{aligned} \quad (7)$$

### 2.2.3.2 Coeficiente $\gamma_z$

Criado por Franco e Vasconcelos em 1991, o coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro que avalia a estabilidade global de estruturas de concreto armado, estimando os esforços de segunda ordem através da majoração dos esforços de primeira ordem (CARMO, 1995). Além disso, é possível avaliar a sensibilidade da edificação aos efeitos da não linearidade geométrica (WORDELL, 2003).

O valor de  $\gamma_z$  é determinado para cada combinação de carregamento, através da Equação 8 descrita no item 15.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (8)$$

Sendo:

$\gamma_z$  = coeficiente (adimensional);

$\Delta M_{tot,d}$  = momento de tombamento, determinado pela soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

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

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota como critério valores de  $\gamma_z$  superiores a 1,00 e inferiores a 1,10 para estruturas de nós fixos e caso o valor limite seja excedido, a estrutura será considerada como de nós móveis.

#### 2.2.4 Método P-Delta (p $\Delta$ )

O método P-Delta (p $\Delta$ ) é um processo de análise não-linear geométrica para, a partir dos dados fornecidos, determinar os esforços de primeira ordem e de segunda ordem da estrutura (MONCAYO, 2011).

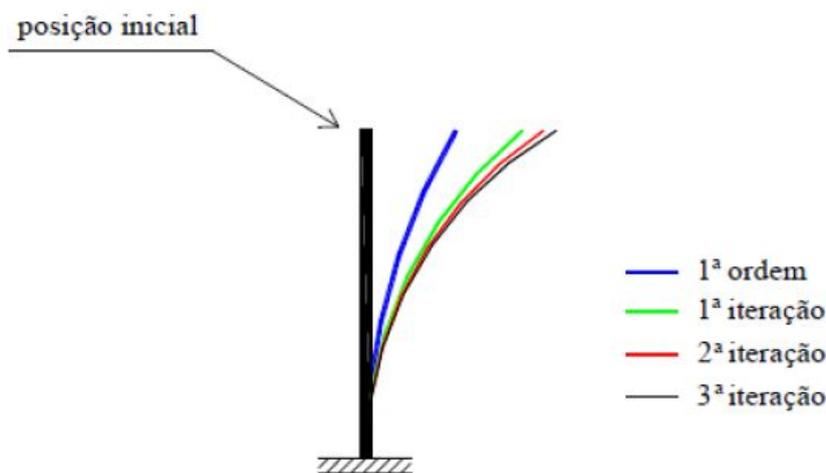
O efeito da não-linearidade geométrica ocorre em estruturas onde os seus elementos estão submetidos a forças axiais, portanto, pode-se dizer que este processo é um efeito de segunda ordem que associa a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento horizontal ( $\Delta$ ) (IMAI; CONTER; DEMETERKO, 2011).

O processo  $p\Delta$  pode ser calculado por diferentes métodos, que variam conforme o *software* adotado para a análise. O principal método utilizado pelos *softwares* de projeto estrutural é o Método da Carga Lateral Fictícia, abordado no item a seguir.

#### 2.2.4.1 Método da Carga Lateral Fictícia

O método da carga lateral fictícia consiste em uma análise iterativa, com o objetivo de determinar as forças horizontais equivalentes ao momento de segunda ordem gerado na estrutura (PORTUGAL, 2016). A cada iteração analisada é possível obter uma nova força lateral fictícia, e a partir dessa nova força é possível realizar uma nova análise da estrutura, até que se atinja a posição de equilíbrio da mesma (MONCAYO, 2011). A Figura 5 representa o processo de interação a partir de uma barra simples vertical engastada na base e livre no topo, onde a linha que representa a segunda iteração (vermelha) está praticamente sobreposta à linha que representa a terceira iteração (cinza), se aproximando da posição de equilíbrio.

Figura 5 – Interação do processo  $p\Delta$



Fonte: Moncayo (2011, p. 51).

O método da carga lateral fictícia é desenvolvido seguindo a análise linear da estrutura, onde serão aplicadas forças horizontais fictícias simulando os efeitos globais de segunda ordem, com a estrutura ainda em posição indeformada (LINS, 2013). O processo de cálculo é dividido em etapas, iniciando pela aplicação de carregamento vertical do pavimento e em seguida são definidos os esforços horizontais fictícios (MONCAYO, 2011). Os esforços cortantes fictícios para cada pavimento ( $V'_i$ ) são determinados através da Equação 9.

$$V'_i = \frac{\Sigma P_i}{h_i} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (9)$$

Sendo:

$V'_i$  = esforço cortante fictício do pavimento (kN);

$\Sigma P_i$  = somatório dos carregamentos verticais do pavimento (kN);

$h_i$  = distância entre o pavimento considerado e o pavimento imediatamente superior (m);

$\Delta_{i+1}$  = deslocamento do pavimento imediatamente superior (m);

$\Delta_i$  = deslocamento do pavimento considerado (m).

A carga lateral fictícia do pavimento considerado ( $H'_i$ ) é determinada através da Equação 10.

$$H'_i = V'_{i-1} - V'_i \quad (10)$$

Sendo:

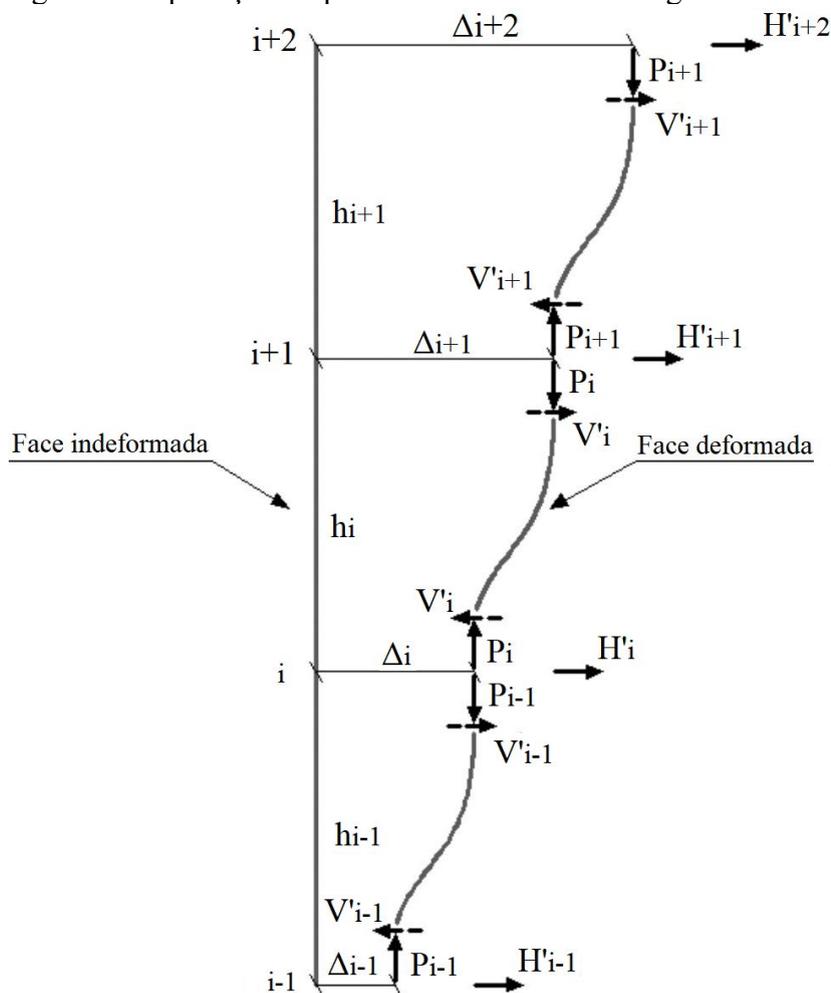
$H'_i$  = carga lateral fictícia do pavimento considerado (kN);

$V'_{i-1}$  = esforço cortante fictício do pavimento imediatamente inferior (kN);

$V'_i$  = esforço cortante fictício do pavimento (kN).

A Figura 6 ilustra a aplicação do processo do método da carga lateral fictícia em estruturas de concreto, onde é possível observar a face indeformada do edifício e a face deformada (representada pela linha mais escura).

Figura 6 – Aplicação do processo do método da carga lateral fictícia



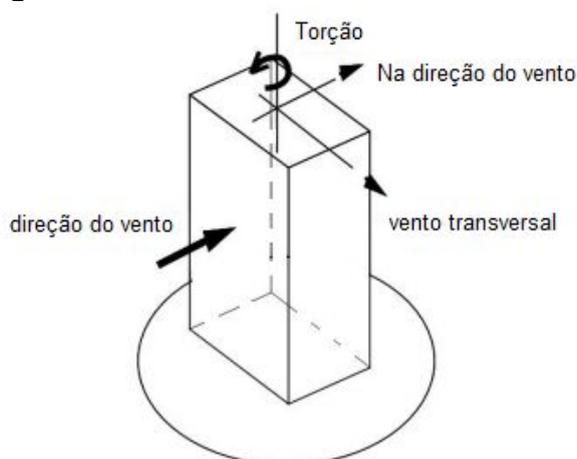
Fonte: Lins (2013, p. 61).

### 2.3 Sistemas estruturais

Após determinar as cargas verticais e horizontais ao longo da estrutura até as fundações, é necessário controlar os deslocamentos e acelerações horizontais definindo o sistema estrutural mais adequado à situação com o intuito de estabilizar a estrutura (IGLESIA, 2018).

As cargas aplicadas em função do vento atuam sobre o sistema estrutural e sobre a fachada como forças flutuantes localizadas de elevada magnitude. O conjunto destas forças faz com que a estrutura vibre em modos longitudinais, transversais e de torção, ilustrados pela Figura 7 (IGLESIA, 2018).

Figura 7 – Movimentos causados na estrutura em função do vento



Fonte: Iglesia (2018).

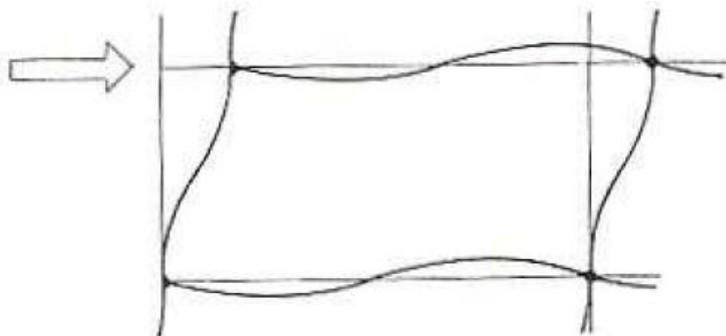
Segundo o item 15.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), dentro da estrutura é possível identificar subestruturas denominadas de contraventamentos, responsáveis por garantir rigidez e fazer com que a mesma resista aos esforços gerados pelas ações horizontais provocadas pelo vento. No caso de elementos que não fazem parte da subestrutura de contraventamento, estes são denominados de elementos de contraventamento.

Os principais sistemas de contraventamento para edifícios altos são: pórticos rígidos, pilares-parede, núcleos resistentes e tubos resistentes.

### 2.3.1 Pórticos rígidos

O sistema estrutural de contraventamento a partir da formação de pórticos é constituído por malhas de elementos horizontais, denominados vigas, e por elementos verticais, pilares, ligados por meio de nós (BERNARDI, 2010). A rigidez das ligações entre os elementos que compõem os pórticos e da seção transversal dos próprios elementos proporciona à estrutura maior resistência aos efeitos da instabilidade (DINIZ; LAGES; BARBOZA, 2019). Segundo Carneiro e Martins (2008), o conjunto de pórticos verticais rígidos com a mesma altura da edificação tem por objetivo garantir estabilidade como um todo para cargas horizontais em função da rigidez à flexão das vigas e pilares, conforme ilustrado pela Figura 8.

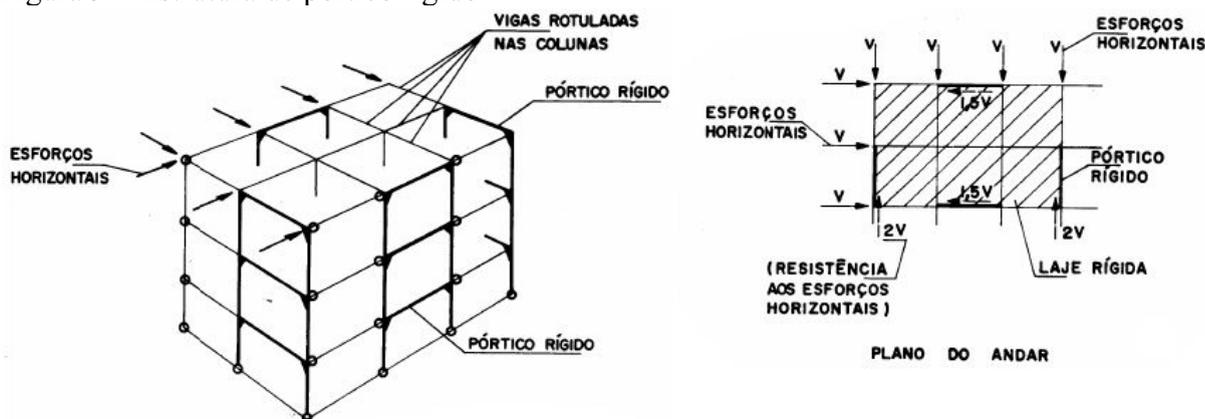
Figura 8 – Resposta do pórtico às cargas horizontais



Fonte: Bernardi (2010, p. 28).

A Figura 9 demonstra a possibilidade de rotular as vigas nos pilares, quando as mesmas não possuem função de contraventamento, fazendo com que os esforços horizontais atuantes no plano do piso sejam transferidos aos pórticos através da rigidez da laje de cada pavimento (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Figura 9 – Estrutura de pórtico rígido



Fonte: Carneiro e Martins (2014, p. 34).

### 2.3.2 Pórticos associados a paredes resistentes (pilares-parede)

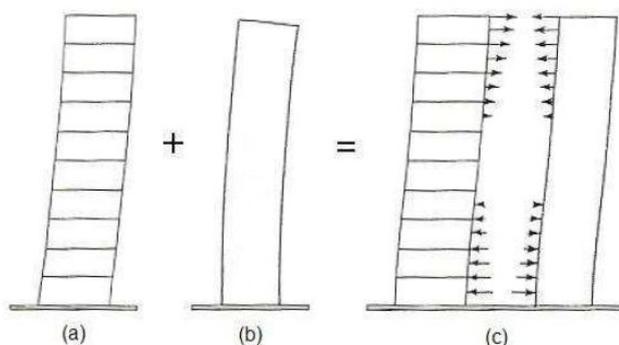
Segundo Bernardi (2010), quando se trata de resistência e rigidez os sistemas estruturais aporticados de contraventamento, são inviáveis para edificações com mais de vinte pavimentos. Neste caso, uma das soluções mais comuns é a substituição de alguns pórticos por paredes resistentes, podendo ser aplicado em edificações de até 40 pavimentos (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

O sistema de pórticos associados a paredes resistentes é intitulado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como pilares-parede, e descrito pelo item 14.4.2.4 da mesma, como elementos

de superfície plana ou casca cilíndrica, dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão, podendo ser compostos por uma ou mais superfícies associadas.

A composição de pórticos e paredes resistentes aumenta substancialmente a capacidade da estrutura em absorver as cargas horizontais. Considerando que a declividade da deformação da estrutura formada por pórtico aumenta do topo em relação à base e nas estruturas formadas por paredes resistentes a declividade da deformação é maior junto ao topo e a sua rigidez é mínima, a interação entre ambos os sistemas resulta na deformação em forma de S achatado, ilustrados pela Figura 10.(BERNARDI, 2010). O conjunto de forças de interação gerado pela combinação dos sistemas estruturais, resulta em um conjunto de deformações, impondo em cada nível uma igualdade de deslocamentos (CARNEIRO; MARTINS, 2014).

Figura 10 – Deformação da estrutura formada por pórticos (a), por paredes resistentes (b) e pela interação de pórticos e parede (c)

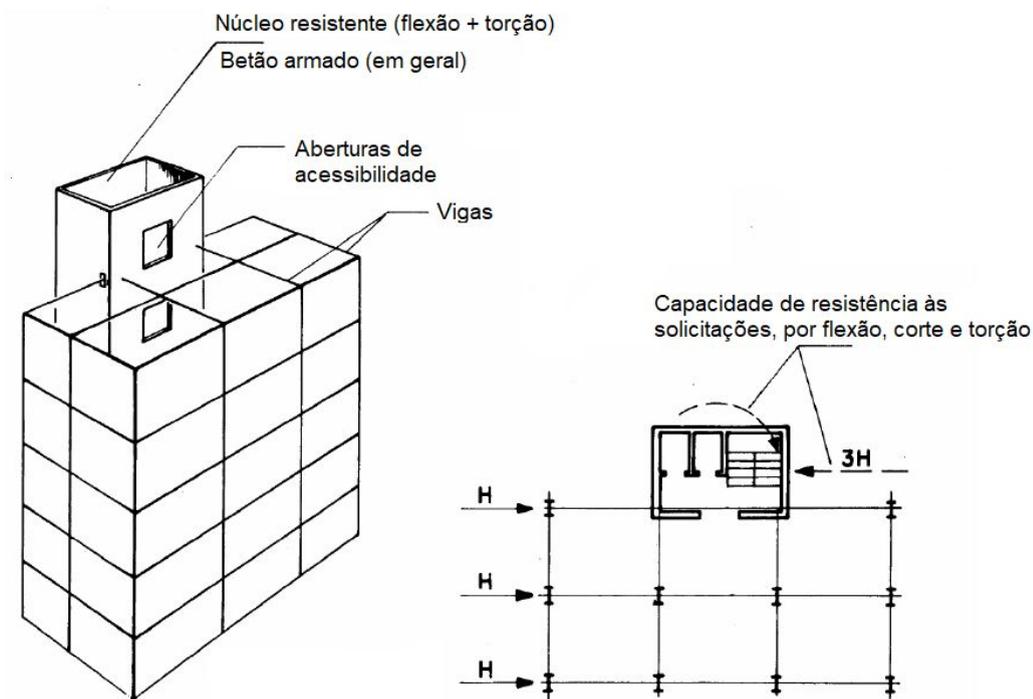


Fonte: Shueller (1977) apud Bernardi (2010, p. 32).

### 2.3.3 Núcleos e tubos resistentes

Os núcleos resistentes, ou núcleos rígidos, são definidos como qualquer combinação tridimensional de pilares-parede de grandes dimensões, formando uma seção aberta em forma de “U”, contribuindo para o aumento da rigidez da edificação (MONCAYO, 2010). Conforme Kuster (2014), o interior do núcleo resistente geralmente é responsável por abrigar os elevadores ou escadas das edificações (FIGURA 11).

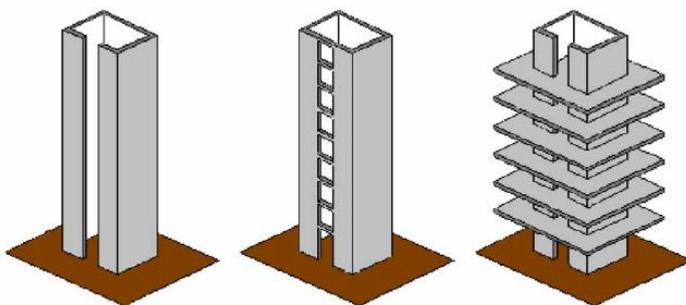
Figura 11 – Núcleo resistente



Fonte: Adaptado de Carneiro e Martins (2014, p. 39).

O sistema de tubos resistentes, ilustrado pela Figura 12, é constituído por uma estrutura de paredes tridimensionais retas ou curvas, aberta ou semi-fechadas, similares ao sistema de núcleo resistente, mas devem ser localizadas no centro da estrutura. O sistema garante alta resistência à torção, evitando modos de rotação global, devido a sua implantação em planta ser da ordem de grandeza da própria estrutura (CARNEIRO; MARTINS, 2014).

Figura 12 – Sistema de tubular

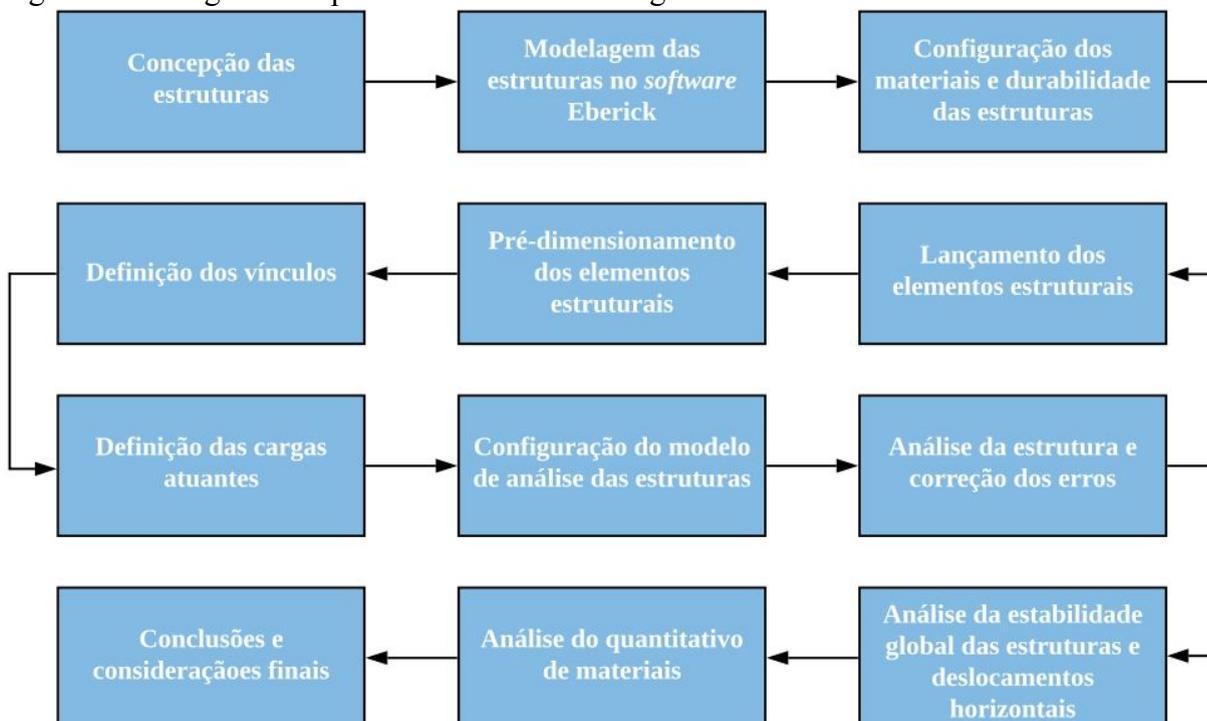


Fonte: Adaptado de Carneiro e Martins (2014, p. 39).

### 3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste capítulo serão apresentados os métodos utilizados para o desenvolvimento do trabalho, determinados com base na revisão bibliográfica. A Figura 13 apresenta um diagrama com as etapas do processo metodológico.

Figura 13 – Diagrama de procedimentos metodológicos



Fonte: Elaborado pela autora.



desenvolvido, principalmente, para dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado, pré-moldado, alvenaria estrutural e alvenaria mista.

Inicialmente, foram configurados os materiais e a durabilidade da estrutural. Em seguida, foram realizados os lançamentos dos elementos estruturais pré-dimensionados, conforme o item 3.2.3, e em seguida foram definidos os vínculos e as cargas atuantes na estrutura. Por fim foram dimensionadas as estruturas, considerando o método de análise integrado, e solucionados os erros indicados pelo *software*. Foram desconsiderados o dimensionado das fundações das edificações e os elementos inclinados, como escadas, pelo fato de não apresentarem relevância nas análises em questão.

Foram realizados 4 modelos de edifícios hipotéticos, seguindo a ordem de modelagem do Quadro 2, com o objetivo de analisar e comparar os resultados. As análises para o trabalho foram realizadas a partir dos resultados de estabilidade da estrutura, deslocamento horizontal, quantitativo de materiais, obtidos através de relatórios gerados pelo *software*.

Quadro 2 – Categorias de rugosidade do terreno

Ordem de modelagem	Número de Pavimentos	Velocidade do Vento (m/s)	Identificação
1	40	30	NP40VV30
2	40	50	NP40VV50
3	20	30	NP20VV30
4	20	50	NP20VV50

Fonte: Elaborado pela autora.

### 3.2.1 Configuração dos materiais e da durabilidade da estrutura

Para definir a durabilidade da estrutura, é necessário informar a classe de agressividade ambiental conforme a Tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para o presente trabalho foi adotado a classe de agressividade I, considerando que o grau de deterioração da estrutura é insignificante. Em consequência disso, foram adotados valores de cobrimento das peças menores que os descritos pela norma, sendo que, para concretos de classe de resistência

superior ao mínimo exigido, os cobrimentos podem ser reduzidos em até 5 mm, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Em seguida, é definido o diâmetro máximo do agregado utilizado na dosagem do concreto e a resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) de cada elemento estrutural do projeto. A Figura 15 ilustra a definição dos materiais adotados para a concepção dos modelos estruturais. Para ambos os modelos, foram adotados diâmetro máximo do agregado igual a 19 mm e resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) igual a 35 MPa para as lajes e 35 MPa para vigas. Para os pilares foram consideradas resistências características do concreto ( $f_{ck}$ ) diferentes para pavimentos diferentes, conforme apresentado pela Tabela 3.

Figura 15 - Janela de configuração dos materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação  
 Projeto inteiro  
 Por pavimento

Pavimento  
 Pav. Tipo 19  
 Pav. Tipo 18  
 Pav. Tipo 17  
 Pav. Tipo 16  
 Pav. Tipo 15  
 Pav. Tipo 14  
 Pav. Tipo 13  
 Pav. Tipo 12  
 Pav. Tipo 11  
 Pav. Tipo 10  
 Pav. Tipo 9  
 Pav. Tipo 8

Avisos  
 Existem 7 problemas nas propriedades definidas  
 Detalhes...

Geral  
 Classe de agressividade: I (fraca)  
 Dimensão do agregado: 19 mm  
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos  
 Considerar redução no cobrimento para peças com  $f_{ck}$  acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras  
 Contato com o solo: 0.2 mm  
 Contato com a água: 0.1 mm  
 Demais peças: 0.3 mm  
 Combinações: Frequentes

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-35	2 cm	2 cm	2 cm	Bitolas...
Pilares	C-35	2 cm	2 cm	2 cm	Bitolas...
Lajes	C-35	2 cm		2 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-20			5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-20			5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-25			3 cm	Bitolas...

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 3 - Definição da resistência do concreto ( $f_{ck}$ ), em MPa, por pavimento para cada modelo estrutural.

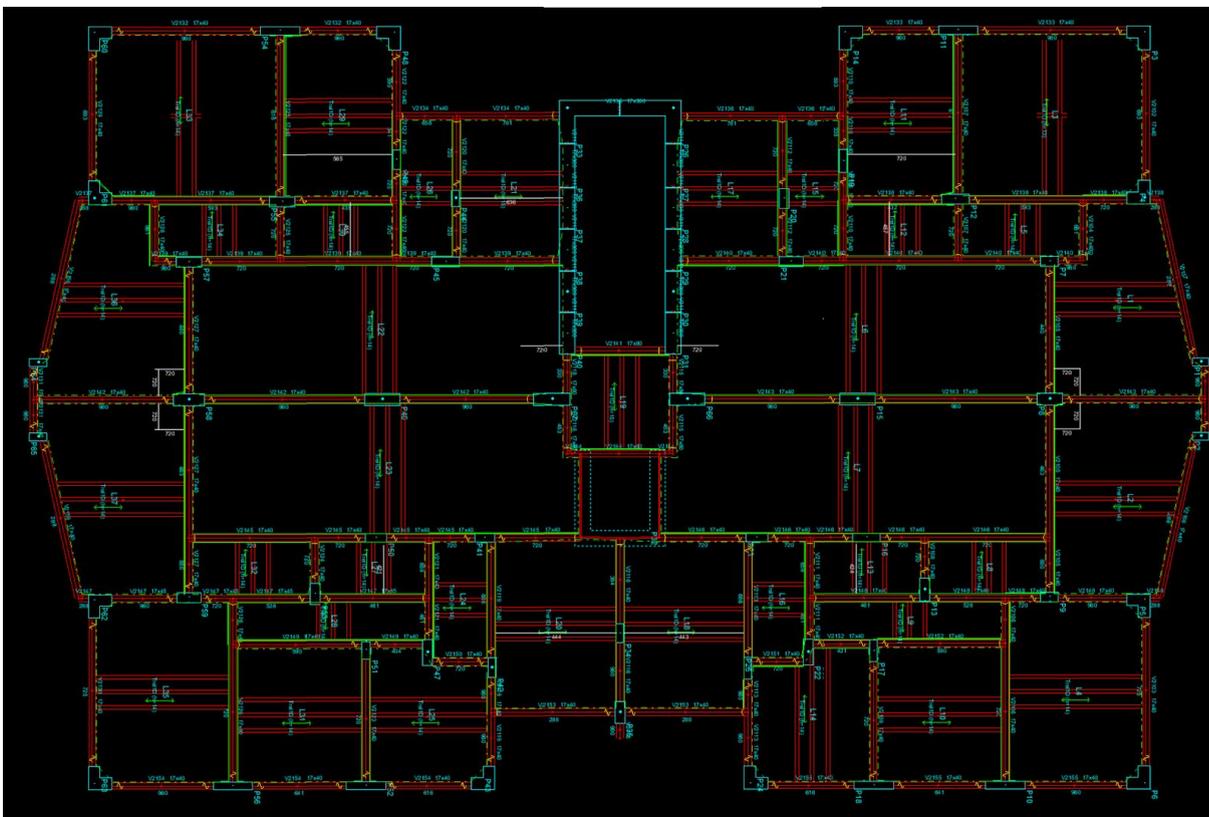
Pavimento	NV20VV30	NV20VV50	NV40VV30	NV40VV50
Térreo ao 3º pav.	50	50	50	50
4º pav. ao 7º pav.	50	50	50	50
8º pav. ao 11º pav.	35	35	50	50
12º pav. ao 15º pav.	35	35	50	50
16º pav. ao 19º pav.	35	35	50	50
20º pav. ao 23º pav.	-	-	35	35
24º pav. ao 27º pav.	-	-	35	35
28º pav. ao 31º pav.	-	-	35	35
32º pav. ao 35º pav.	-	-	35	35
36º pav. ao 39º pav.	-	-	35	35

Fonte: Elaborado pela autora.

### 3.2.2 Lançamento dos elementos estruturais

Seguido da definição dos materiais e da durabilidade da estrutura, foram pré-dimensionados os elementos estruturais que compõem a superestrutura dos modelos, considerando as informações descritas pelo item 3.2.3 deste trabalho. A Figura 16 demonstra os lançamentos dos elementos estruturais adotados para todos os modelos, a partir da planta baixa apresentada anteriormente pela Figura 14 deste trabalho.

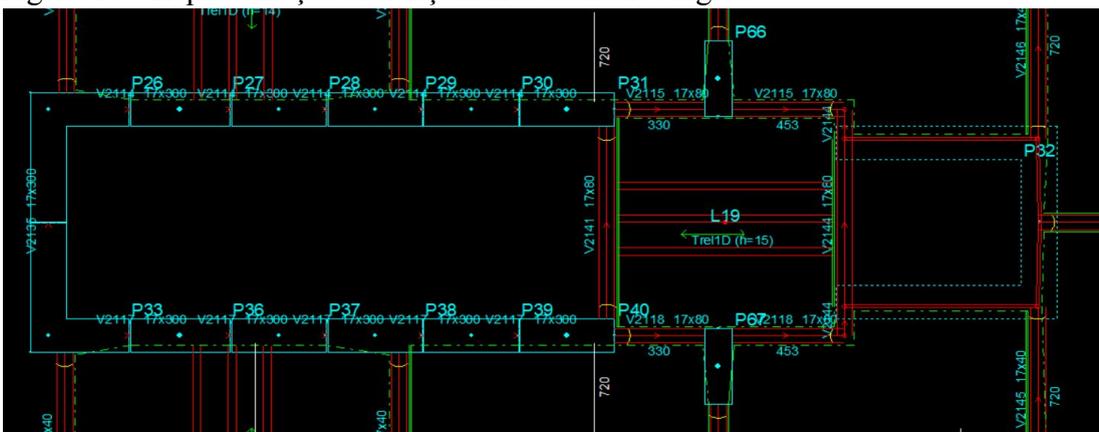
Figura 16 - Planta baixa indicando o lançamento de pilares, vigas e lajes



Fonte: Elaborado pela autora.

Conforme apresentado pela Figura 17, em todos os modelos estruturais optou-se pelo sistema estrutural de núcleo rígido associado a pórticos rígidos, com o objetivo de garantir a estabilidade da estrutura. O núcleo rígido foi dimensionado de acordo com a descrição do item 2.3.3 deste trabalho e sua modelagem será descrita no item 3.2.7.

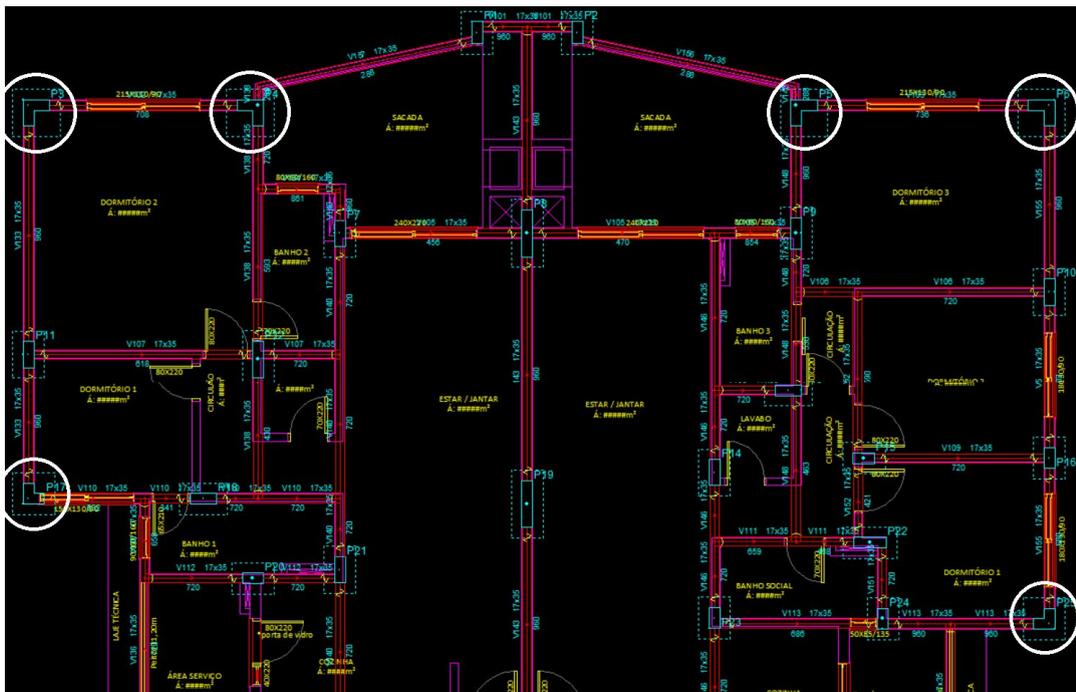
Figura 17 - Representação do lançamento do núcleo rígido



Fonte: Elaborado pela autora.

Além do núcleo rígido, foram adotados pilares com seção em “L” nas extremidades da estrutura, conforme apresentado pela Figura 18, com objetivo contraventar a estrutura e amenizar a carga absorvida pelo núcleo rígido.

Figura 18 - Representação dos pilares em “L” nas extremidades e demais pilares



Fonte: Elaborado pela autora.

Os demais pilares, também apresentados na Figura 18, foram lançados considerando a espessura das paredes, a limitação de vão das vigas, e sempre que possível, formando pórticos.

Após o lançamento dos pilares, foram lançadas as vigas, conectando os pilares e visando a formação de pórticos, garantindo a transmissão de cargas de lajes para as vigas e para os pilares. Em determinados pontos, foi necessário a conexão entre vigas, sendo que uma serve de apoio para a outra. Por fim, foram lançadas as lajes, sendo necessário apenas indicar o sentido do seu apoio, considerando que o *software* reconhece automaticamente o seu contorno.

### 3.2.2 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

Os elementos que compõem a estrutura (pilares, vigas e lajes) foram pré-dimensionados seguindo as orientações da NBR 6118 (ABNT, 2014) além de

formulações empíricas comumente utilizadas na prática. Sendo necessário, a consideração de diversos fatores, como a área de contribuição para obtenção dos carregamentos, a resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ), a posição do elemento estrutural e o número de pavimentos tipo da edificação, a concepção estrutural, o vão e condições de apoio de vigas e lajes.

### 3.2.2.1 Pilares

Pinheiro (2007) apud Melo (2013) sugere que a primeira estimativa da seção transversal dos pilares siga a Equação 11, considerando os elementos sob compressão simples e um fator de correção para levar em conta o momento fletor.

$$A_c = \left( \frac{N_d}{\sigma_{id}} \right) \cdot \gamma_{corr} \quad (11)$$

Sendo:

$A_c$  = área da seção transversal do pilar (cm);

$N_d$  = carregamento de cálculo do pilar - Equação 12 (kgf);

$\sigma_{id}$  = tensão ideal de cálculo do concreto - Tabela 4 (kgf/cm<sup>2</sup>);

$\gamma_{corr}$  = fator de correção, 2 para edifícios de até 30 m de altura e 3 para demais casos.

Tabela 4 – Valores de  $\sigma_{id}$  para aço CA-50 e  $\rho=2\%$

$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$\sigma_{id}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	203	233	263	293	322	352	382

Fonte: Cunha (2014) apud Pelizaro e Cunha (2017, p. 34).

Para calcular o carregamento de cálculo do pilar ( $N_d$ ), é utilizado a Equação 12, baseada nas áreas de influência.

$$N_d = 1,4 \cdot A_i \cdot \gamma_n [q_T \cdot (n_p + 0,7) + q_c] \quad (12)$$

Sendo:

$A_i$  = área de influência do pilar do pavimento tipo (cm<sup>2</sup>);

$\gamma_n$  = coeficiente de majoração da carga, em função da menor dimensão da seção transversal do pilar;

$q_T$  = carga do pavimento tipo por unidade de área (kgf/cm<sup>2</sup>);

$n_p$  = número de pavimentos;

$q_c$  = carga do telhado por unidade de área (kgf/cm<sup>2</sup>).

O item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que a seção transversal dos pilares não apresente dimensão menor que 19 cm e proíbe área inferior a 360 cm<sup>2</sup>. Para casos especiais, a norma indica a utilização de dimensões entre 19 cm e 12 cm devendo ser necessário a multiplicação dos esforços solicitantes de cálculo, a serem consideradas no dimensionamento, por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ .

No caso da altura dos pilares, deve-se levar em conta a altura entre pavimentos determinada pelo projeto arquitetônico. Para o presente trabalho, foi adotada uma altura entre pavimentos de 3,0 m.

### 3.2.2.2 Vigas

O valor da largura da viga é definido em função da espessura final da parede de vedação prevista no projeto arquitetônico, respeitando a sua dimensão mínima de 12 cm descrita pelo item 13.2.2 da NBR 6118 (2014) (BASTOS, 2017).

Para definir a altura das vigas, Pietro (2000) apud Melo (2013) sugere a utilização das equações apresentadas na Tabela 5, onde  $h$  é a altura da viga (em metros) e  $L$  representa o vão (em metros). Em alguns casos podem haver restrições arquitetônicas para a altura das vigas, por conta de grandes vãos ou pela interferência de portas e janelas.

Tabela 5 – Relação entre alturas de vigas de concreto armado, de acordo com a condição de apoio

Tipo de apoio	Equação
Bi-apoiada	$h = L/8$ a $L/12$
Contínua	$h = L/12$ a $L/16$
Em balanço	$h = L/5$ a $L/7$

Fonte: Adaptado de Pietro (2000) apud Melo (2013, p. 29).

Pelizaro e Cunha (2017) sugerem a padronização das dimensões das vigas, adotando valores múltiplos de 5 cm, e sempre que possível, manter a mesma seção transversal entre os tramos, facilitando a montagem das formas e a concretagem.

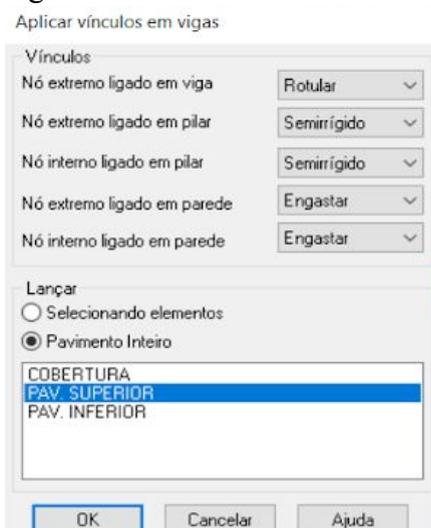
### 3.2.2.3 Lajes

O *software* Eberick possibilita o cálculo estrutural para diferentes tipos de lajes, entre elas, maciça, treliçada em uma direção, treliçada em duas direções, painel com enchimento em uma direção, painel com enchimento em duas direções, painel maciço em uma direção, painel maciço em duas direções, vigota protendida, nervurada protendida e maciça protendida. Para o presente trabalho, foram consideradas lajes do tipo treliçadas em 1 direção, com treliças do tipo TR30858, enchimento do tipo EPS e espessuras da camada de cobertura igual a 6 cm.

### 3.2.4 Definição dos vínculos

Ao lançar uma viga no projeto, o *software* Eberick automaticamente definirá as suas vinculações (nós) como sendo engastadas. Mas, através do comando “Aplicar vínculos em vigas”, é possível alterar as vinculações de acordo com os elementos ligados a cada uma das vigas (pilares, parede ou outras vigas), conforme demonstrado pela Figura 19.

Figura 19 – Janela do comando “Aplicar vínculos em vigas”



Fonte: Elaborado pela autora.

Para o presente trabalho foram rotulados os nós extremos ligados em vigas e engastados os nós extremos e internos ligados em paredes. Os nós externos e internos ligados

em pilares, foram vinculados como semi-rígidos, considerando uma redução no engaste de 15%. Exceção disto, foram os nós das vigas que chegam ao núcleo rígido, considerados como rotulados, pois apresentaram esforços muito elevados, não condizentes com o comportamento real da estrutura.

No que se refere à vinculação das lajes, ambas foram engastadas as vigas, considerando o sentido das suas treliças.

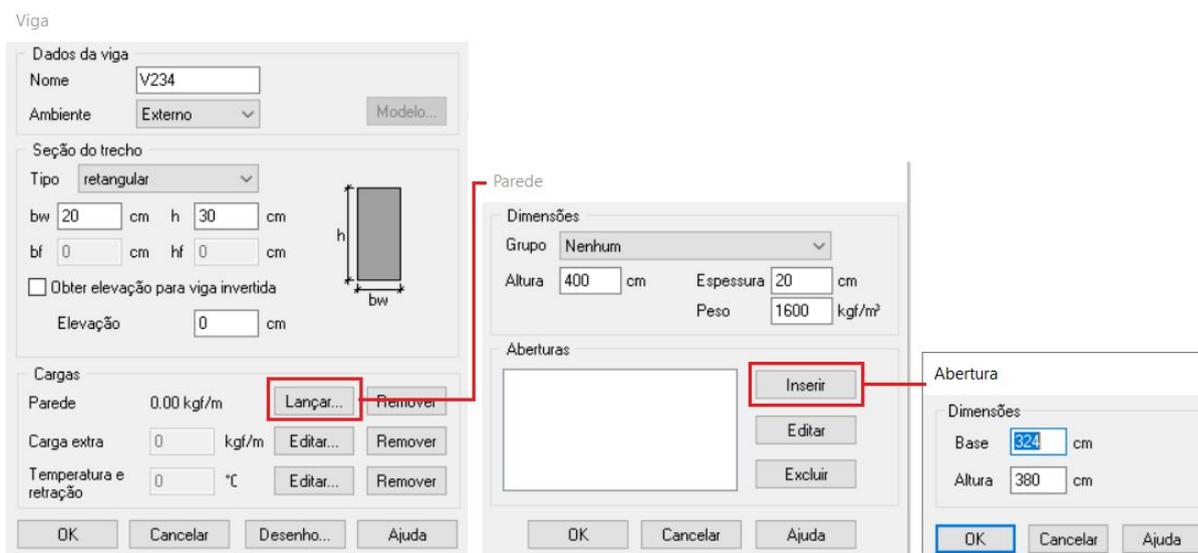
### **3.2.5 Definição das cargas atuantes na estrutura**

Após o lançamento dos elementos estruturais, foram definidas as cargas atuantes na estrutura responsáveis por provocar esforços ou deformações na estrutura. Estas cargas são divididas neste trabalho como verticais e horizontais.

#### **3.2.5.1 Cargas verticais**

As cargas verticais consideradas nas vigas correspondem às cargas permanentes devido ao peso específico dos materiais, determinados pela NBR 6120 (ABNT, 2019), que constituem o peso próprio da parede sobrepostas a elas. No *software* Eberick é possível indicar a carga permanente das paredes em cada viga, informando a altura, a espessura da parede e o peso específico do material em  $\text{kgf/m}^3$ , que para o presente trabalho adotou-se peso específico do tijolo cerâmico vazado e assentamento e revestimento argamassado, totalizando  $1600 \text{ kgf/m}^3$ . Neste mesmo comando é necessário inserir as aberturas existentes na parede em questão, indicando as dimensões da mesma. A Figura 20 apresenta o comando para lançar cargas de parede nas vigas e inserir aberturas.

Figura 20 – Janelas de comando para o lançamento de cargas de parede em vigas



Fonte: Elaborado pela autora.

Para as lajes, foram consideradas as cargas permanentes devido ao peso próprio dos materiais de revestimento, e também as cargas variáveis devido ao tipo de uso do ambiente. A NBR 6120 (ABNT, 2019), apresenta diferentes valores de carga acidental por uso do ambiente, porém, para o presente trabalho foi considerado o valor de 200 kgf/m<sup>2</sup>, para todos os ambientes, a fim de simplificar a análise. E como carga de revestimento, foi adotado o valor de 100 kgf/m<sup>2</sup>, para todos os ambientes.

### 3.2.5.2 Cargas horizontais

As cargas horizontais devidas à ação do vento foram determinadas conforme o item 2.1 deste trabalho. Através da opção de “Vento” no *software* Eberick, é possível alterar as informações necessárias para uma análise crítica das ações geradas pela força do vento, conforme apresentado pela Figura 21. Para realizar a análise do vento estático foram adotados os valores de velocidade de vento igual a 50 m/s e 30 m/s, valor de S2 considerando a maior dimensão horizontal ou vertical conforme cada edifício, para ventos com baixa turbulência, e os valores de S1 e S3 iguais a 1,00.

Figura 21 – Janela de configuração das cargas horizontais

Vento

Velocidade  m/s

Aplicação do Vento

Ângulo  °

Casos

Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)

Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)

Demais casos (S1 = 1.0)

Tipo de análise

Vento estático

Vento dinâmico

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical

Rugosidade do terreno

Razão de amortecimento crítico

Fator Estatístico S3

Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Verificação de conforto

Probabilidade de ocorrência

Período de recorrência  anos

Fonte: Elaborado pela autora.

### 3.2.6 Configuração do modelo de análise da estrutura

Segundo Franceschi (2020), o *software* Eberick possui dois modelos para a análise da estrutura: modelo separado de grelhas e pórtico espacial composto de vigas e pilares, e o modelo integrado. O modelo de grelhas separadas do pórtico analisa primeiro os painéis de lajes, considerando um modelo bi-dimensional de grelha, e em seguida as reações das lajes nas vigas são transferidas ao pórtico espacial, em que também são consideradas as ações do vento. Já o modelo integrado considera todas as barras de todos os pavimentos em um modelo espacial único, sendo que a laje é representada por barras que estão incorporadas ao pórtico, realizando a análise do pórtico de maneira completa, obtendo os esforços em lajes, vigas e pilares. Para a análise dos modelos estruturais do presente trabalho, optou-se pelo modelo integrado, considerando a presença das lajes na análise de estabilidade global da estrutura.

### 3.2.7 Análise da estrutura e correção dos erros

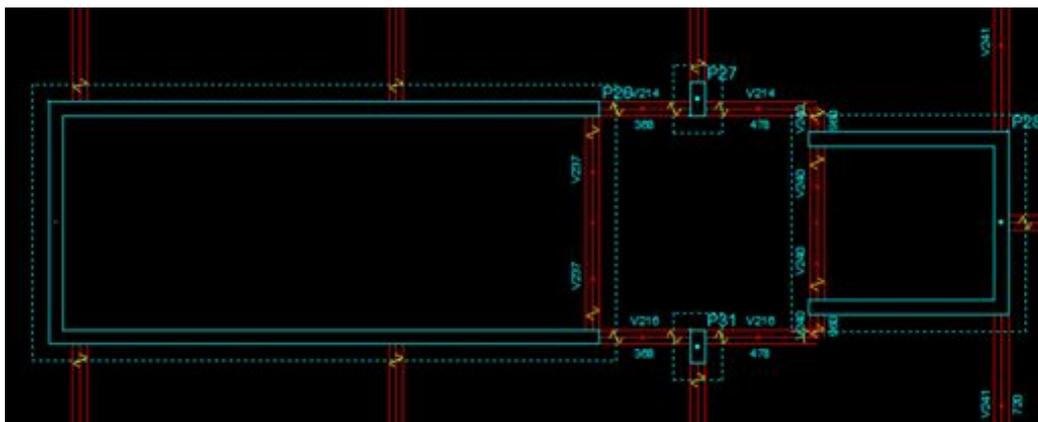
Após o processamento da estrutura, o *software* Eberick gerou mensagens de erros e avisos referentes ao lançamento, à análise ou ao dimensionamento da estrutura.

As mensagens de aviso são situações das quais o projetista deve estar ciente, podendo incluir situações particulares de dimensionamento, ou situações de lançamento que podem indicar um engano na inserção dos elementos. Já as mensagens de erro impedem o dimensionamento dos elementos estruturais, devido a situações em que é impossível realizar o dimensionamento do elemento estrutural ou devido a erros de lançamento que impossibilitam a análise da estrutura (FRANCESCHI, 2019?).

As mensagens de aviso foram lidas e compreendidas, verificando os detalhes a que o aviso se refere e identificando se havia a necessidade de realizar alguma alteração na estrutura. E no caso de mensagens de erro de dimensionamento, foram verificados os motivos que originou o erro e realizada as alterações devidas, possibilitando o dimensionamento da estrutura.

Os primeiros erros analisados foram nos pilares do núcleo rígido, inicialmente composto por pilares-parede com seção “U”, apresentado pela Figura 22, indicando o erro D10 - Força cortante VSd maior que VSd2; Tensão de cálculo de cisalhamento no concreto maior do que o valor último fixado pela NBR 6118. Por conta deste erro, foram indicados erros nas vigas, que apresentaram momentos fletores negativos excessivos.

Figura 22 - Lançamento do núcleo rígido considerando seção em “U”



Fonte: Elaborado pela autora.

Com o intuito de aprimorar o seu dimensionamento e solucionar o erro indicado, o núcleo rígido foi remodelado conforme ilustrado pela Figura 17, apresentada anteriormente neste trabalho, e as vigas em seu entorno foram rotuladas. Os pilares que compõem o núcleo rígido foram divididos em pilares retangulares menores e nas suas extremidades foram considerados pilares com seção “L”.

As seções dos pilares que compõem o núcleo, foram definidas a partir de tentativas. Inicialmente foram lançados pilares com seção retangulares de 40 x 100 cm e em “L” de 154 x 40 x 151 x 40 cm, com espaços de 2 cm um do outro. Porém, alguns pilares apresentaram erros, indicando nenhuma bitola configurada, e para estes casos foram aumentados os comprimentos das seções dos pilares, fazendo necessário a eliminação de dois pilares do núcleo.

Foram mantidos os espaços de 2 cm entre os pilares, e lançadas vigas nos espaços, com o objetivo de ligar os pilares e formar um pórtico e dar contorno à laje. Estas vigas possuem a mesma altura do pé direito da estrutura, 300 cm, auxiliando a transmitir os esforços dos pilares, considerando a sua alta rigidez.

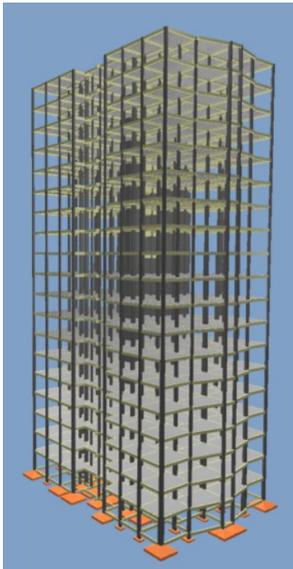
Contudo, é de extrema importância ressaltar que, a forma com que o núcleo rígido foi lançado é apenas um recurso de modelagem. Para o projeto de execução, será considerado apenas um pilar com seção em “U”, sendo necessário uma análise a parte, mais refinada, do detalhamento da estrutura.

Considerando as alterações dos pilares do núcleo rígido, foram solucionados os erros indicados nas vigas em seu entorno. Porém, os modelos de 40 pavimentos ainda apresentavam instabilidade na estrutura, fazendo-se necessário o aumento das seções dos pilares em “L” das extremidades dos modelos. Mesmo com as alterações no núcleo rígido e com o aumento na seção dos pilares, o modelo estrutural NV40VV50 tornou-se inviável para as análises do presente trabalho, apresentando erros graves de estabilidade global.

Para os modelos dimensionados adequadamente, foram reduzidos os pilares a cada 4 pavimentos, com o objetivo de tornar a estrutura economicamente viável, uma vez que em pavimentos mais altos, os pilares tendem a receber cargas verticais menores. A seguir são

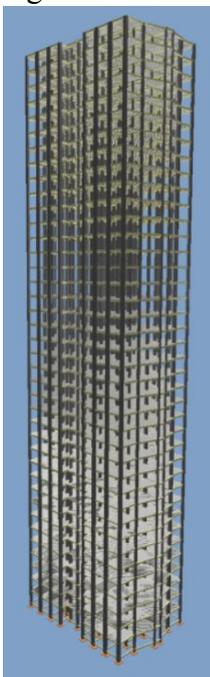
apresentados pelas Figuras 23 e 24, os modelos tridimensionais dos modelos estruturais de 20 pavimentos e 40 pavimentos.

Figura 23 - Modelo tridimensional das estruturas de 20 pavimentos



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 24 - Modelo tridimensional das estruturas de 40 pavimentos



Fonte: Elaborado pela autora.

### 3.3 Análise e comparação dos resultados

Após corrigir os erros indicados, o *software* Eberick realiza o dimensionamento final das estruturas. A partir deste dimensionamento é possível analisar a estabilidade da estrutura, os deslocamentos horizontais e o quantitativo de materiais para cada caso, com o objetivo de comparar os resultados.

#### 3.3.1 Estabilidade das estruturas e deslocamentos horizontais

O *software* Eberick avalia a estabilidade global das estruturas classificando-as como de nós fixos ou de nós móveis a partir do Parâmetro  $\alpha$  para estruturas reticuladas simétricas, ou através do Coeficiente  $\gamma_z$  para estruturas assimétricas, conforme descrito pelos itens 2.2.3.1 e 2.2.3.2 deste trabalho. Para o presente trabalho foi considerado apenas o Coeficiente  $\gamma_z$ , adotado para a análise de estruturas assimétricas com mais de 4 pavimentos. Caso a estrutura seja classificada como de nós móveis, o *software* realiza a análise da estrutura como um todo, através do processo P-Delta ( $p\Delta$ ), conforme descrito no item 2.2.4 deste trabalho. Além das verificações através dos processos indicados acima, o *software* Eberick proporciona a opção de análise visual da deformação da estrutura, através da identificação dos pontos críticos do pórtico unifilar 3D.

Já para a análise dos deslocamentos horizontais, o *software* disponibiliza a opção de gerar relatórios que apresenta os resultados obtidos dos deslocamentos gerados pela ação do vento nas direções x e y, no topo da estrutura e entre os seus pavimentos.

#### 3.3.2 Quantitativo de materiais

Por fim, após todos os dimensionamentos concluídos, o *software* Eberick gera o detalhamento dos elementos estruturais, juntamente com o relatório do quantitativo de materiais necessários. A partir deste relatório é possível analisar o quantitativo total de concreto ( $m^3$ ), de aço (kg) e de formas ( $m^2$ ), necessário para cada estrutura.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir do dimensionamento e processamento dos modelos estruturais, elaborados no *software* Eberick, conforme a descrição do capítulo 3 deste trabalho. O primeiro item apresenta o dimensionamento final de cada modelo estrutural, analisando e discutindo os erros apontados no processamento. O segundo item aborda os parâmetros de estabilidade global das estruturas, considerando que devem ser analisados na fase inicial do projeto estrutural. Atrélado aos parâmetros de estabilidade global, são apresentados, analisados e comparados, os resultados dos deslocamentos horizontais de cada modelo. O terceiro item apresenta os resultados de quantitativo de materiais considerados para cada modelo estrutural. E por fim, o item quatro apresenta o impacto da força do vento, comparando os resultados dos modelos estruturais.

### 4.1 Resultados da modelagem das estruturas no *software* Eberick

O lançamento dos pilares e das vigas, dos modelos analisados adequadamente, são apresentados pelas plantas de fôrmas do pavimento térreo para cada situação, dispostas como Apêndice A, B e C, anexado em formato de arquivo pdf e entregues junto a este trabalho. Foram consideradas alturas das vigas iguais a 35 cm para os modelos de 20 pavimentos, e 40 cm para os modelos de 40 pavimentos. As dimensões finais dos pilares são apresentadas pelo Apêndice D, E e F, ao fim deste trabalho, considerando a otimização dos modelos, foram reduzidas as suas seções a cada 4 pavimentos, conforme descrito pelo item 3.2.7.

Os resultados do modelo NV40VV50 foram desconsiderados para a análise, por apresentar erros nos pilares do núcleo rígido e conseqüentemente um elevado nível de deslocamento horizontal. O mesmo não foi alterado a ponto de solucionar os erros, considerando que a premissa deste trabalho é comparar modelos que sejam o mais semelhantes possível.

## 4.2 Resultados da estabilidade das estruturas e deslocamentos horizontais

Concluindo o processamento dos modelos estruturais foram gerados os relatórios de estabilidade global e de deslocamentos horizontais. Com o intuito de classificar a deslocabilidade da estrutura e avaliar a sua estabilidade, foram considerados os resultados do coeficiente  $\gamma_z$  de cada modelo. E para a análise dos deslocamentos horizontais devido à ação do vento, foram analisados os deslocamentos para combinação frequente e o deslocamento limite de cada modelo estrutural.

### 4.2.1 Estabilidade das estruturas

A Tabela 6 apresenta os resultados do coeficiente  $\gamma_z$ , gerados pelo *software* Eberick, para cada modelo estrutural.

Tabela 6 - Coeficientes de estabilidade global

Modelo	Coeficiente $\gamma_z$		Classificação da estrutura
	x	y	
NV20VV30	1,03	1,15	Nós móveis
NV20VV50	1,04	1,16	Nós móveis
NV40VV30	1,09	1,31	Nós móveis
* NV40VV50	1,08	1,26	Nós móveis

\* valores gerados apenas para apresentação já que o modelo não atendeu todos os requisitos de projeto

Fonte: Elaborado pela autora.

Com base nos valores do coeficiente  $\gamma_z$ , é possível identificar que todos os modelos foram classificados como sendo de nós móveis, neste caso, foram considerados os efeitos de 2ª ordem calculados através do processo P-Delta, descrito no item 2.2.4 deste trabalho.

A partir dos resultados apresentados, é possível compará-los entre si, considerando a semelhança estrutural e a igualdade da velocidade de vento. Dentro deste contexto, o coeficiente  $\gamma_z$  apresentou um aumento de 0,97%, para a direção x e 0,87% para a direção y, nos modelos com mesmo número de pavimentos, NV20VV30 e NV20VV50. É importante levar em consideração que houve um aumento na seção dos pilares do núcleo e a diferença na velocidade de vento, cerca de 66,67%. Já o modelo NV40VV30 apresentou um aumento do coeficiente  $\gamma_z$  igual a 3,88% para a direção x e 13,91% para a direção y, quando comparado ao modelo com mesma velocidade de vento, NV20VV30. Um aumento pouco significativo se comparado ao aumento de altura do edifício justificado pela alteração na seção dos pilares do núcleo.

Os resultados apresentados anteriormente pela Tabela 6, para o modelo NV40VV50, foram descritos apenas com o intuito de ressaltar que os valores foram coerentes, se comparado aos demais modelos. Os mesmos serão desconsiderados, conforme descrito anteriormente pelo item 4.1, levando em consideração que não são confiáveis, por conta dos erros não solucionados após a análise da estrutura.

#### 4.2.2 Deslocamentos horizontais

A Tabela 7 apresenta os resultados obtidos dos deslocamentos limite da estrutural e os deslocamentos causados pela ação do vento nas direções x e y, para cada modelo estrutural.

Tabela 7 - Deslocamentos horizontais

Modelo	Deslocamento limite	Deslocamentos combinação frequente	
		x	y
NV20VV30	3,44	0,65	0,74
NV20VV50	3,44	1,57	1,99
NV40VV30	6,97	4,36	3,79
* NV40VV50	6,97	7,93	5,66

\* valores gerados apenas para apresentação já que o modelo não atendeu todos os requisitos de projeto

Fonte: Elaborado pela autora.

O deslocamento limite das estruturas é definido como sendo  $H/1700$ , considerando a descrição da tabela 13.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo que H é a altura total da

estrutura. Considerando que os modelos NV20VV30 e NV20VV50 possuem o mesmo número de pavimentos e conseqüentemente a mesma altura,  $H = 5850$  cm, ambos os valores de deslocamento limite foram iguais. O mesmo ocorreu para as estruturas de 40 pavimentos, NV40VV30 e NV40VV50, considerando altura (H) igual a 11550 cm.

Os deslocamentos frequentes são constituídos pela ação do vento, e obtidos através da multiplicação do valor de combinação frequente, igual a 0,30, pelo valor de deslocamento característico. Ao comparar os resultados de deslocamento frequente é possível verificar que, para as estruturas analisadas corretamente pelo *software*, os valores foram menores que o valor de deslocamento limite. Já para o modelo NV40VV50, não dimensionado corretamente, apenas o valor de deslocamento frequente na direção y foi menor que o limite, porém, conforme mencionado anteriormente, este modelo será desconsiderado para a análise.

Contudo, é possível verificar que houve um aumento de 141,54% para o eixo x e 168,92% para o eixo y, entre os resultados de deslocamento frequente dos modelos de 20 pavimentos e velocidade de vento distintas, NV20VV30 e NV20VV50. E entre os modelos de diferentes números de pavimentos e mesma velocidade de vento, NV20VV30 e NV40VV30, ocorreu um aumento de 570,77% no o eixo x e 412,16% no o eixo y.

#### 4.3 Resultados dos quantitativos de materiais

Conforme descrito pelo item 3.3.2 deste trabalho, foram obtidos relatórios com o quantitativo de materiais necessários para a execução dos modelos estruturais analisados, através do *software* Eberick. Desta forma, as Tabelas 8, 9, 10 e 11, apresentam os valores de consumo de aço (kg), concreto ( $m^3$ ), taxa de armadura ( $kg/m^3$ ) e fôrmas ( $m^2$ ).

Tabela 8 - Quantitativo de aço (kg)

	Vigas	Pilares	Lajes	Total
NV20VV30	37.693,6	63.828,8	17.766,3	119.288,7
NV20VV50	45.508,5	101.893,6	20.328,0	167.760,1
NV40VV30	138.109,4	301.880,4	47.730,5	487.720,3

Fonte: Elaborado pela autora.

A partir dos valores de consumo de aço apresentados é possível identificar que, entre as estruturas com mesmo número de pavimentos, NV20VV30 e NV20VV50, verificou-se um aumento de 40,63% de consumo, cerca de 48.471,4 kg. E comparando as estruturas com mesma velocidade de vento, NV20VV30 e NV40VV30, é possível verificar um aumento de 368.431,6 kg de aço, cerca de 308,86% a mais.

Distante disso, o aumento no consumo de aço entre os modelos NV20VV30 e NV40VV30 já era esperado, devido ao acréscimo de pavimento. Entretanto pode-se verificar a importância da ação do vento neste acréscimo.

Tabela 9 - Quantitativo de concreto (m<sup>3</sup>)

	Vigas	Pilares	Lajes	Total
NV20VV30	418,8	632,7	596,5	1.648,0
NV20VV50	420,1	715,9	599,2	1.735,2
NV40VV30	1.279,9	1.828,1	1.235,8	4.343,8

Fonte: Elaborado pela autora.

Analisando o volume de concreto de cada modelo, é possível verificar que entre as estruturas NV20VV30 e NV20VV50, ocorreu um aumento de consumo igual a 5,29%, cerca de 87,2 m<sup>3</sup>, considerando que ambas possuem o mesmo número de pavimentos. Essa diferença pequena era esperada, visto que foi alterada apenas a largura dos pilares do núcleo. Já para a estrutura NV40VV30, será necessário 163,58% de volume de concreto, cerca de 2.695,8 m<sup>3</sup>, se comparado ao modelo NV20VV30, considerando a mesma velocidade de vento e diferente número de pavimentos.

Assim como no consumo de aço, o aumento no consumo de concreto entre os modelos NV20VV30 e NV40VV30 era previsível, considerando o acréscimo de pavimentos. Sendo assim, também é relevante ressaltar a importância da ação do vento para este caso.

Tabela 10 - Taxa de armadura (kg/m<sup>3</sup>)

	Vigas	Pilares	Lajes	Total
NV20VV30	90,0	100,9	29,8	72,4
NV20VV50	108,3	142,3	33,9	96,7
NV40VV30	85,9	105,4	27,8	219,1

Fonte: Elaborado pela autora.

Os resultados de taxa de armadura provêm da razão entre o consumo de aço e o volume de concreto, analisados anteriormente. Entre os modelos NV20VV30 e NV20VV50, houve um aumento de 33,6% na taxa média total. Já para os modelos com diferente número de pavimentos, NV20VV30 e NV40VV30, é possível identificar um aumento de 202,6%, o que já era previsível.

Tabela 11 - Quantitativo de forma (m<sup>3</sup>)

	Vigas	Pilares	Total
NV20VV30	6.061,5	6.855,8	12.917,3
NV20VV50	6.058,9	6.998,5	13.057,4
NV40VV30	17.265,9	16.148,7	33.414,6

Fonte: Elaborado pela autora.

Em relação ao consumo de fôrmas, é possível identificar que o modelo NV20VV50 apresentou um aumento de 1,04%, cerca de 140,1 m<sup>2</sup>, se comparado ao modelo NV20VV30. E se comparados os modelos NV20VV30 e NV40VV50, verifica-se um aumento de 158,68%, cerca de 20.492,3 m<sup>2</sup>. Esse aumento, acompanhou o aumento do volume de concreto, o que se mostra coerente.

#### 4.4 Análise geral dos resultados

Após analisar os resultados apresentados anteriormente, é possível avaliar o quanto a velocidade do vento influencia na estabilidade dos modelos estruturais, e também, comparar o consumo de materiais necessários para a construção de cada situação.

Considerando os modelos estruturais hipotéticos com mesmo número de pavimentos, NV20VV30 e NV20VV50, é possível verificar que a velocidade de vento igual a 50 m/s incidindo em uma estrutura de 20 pavimentos, gera, aproximadamente, um deslocamento

horizontal 168,92% maior que o vento a uma velocidade de 30 m/s, levando em conta o maior valor de deslocamento frequente apresentado anteriormente para cada situação.

Analisando os modelos estruturais NV20VV30 e NV40VV30, que levaram em consideração a mesma velocidade de vento, igual a 30 m/s, é possível identificar um deslocamento horizontal aproximadamente 570,77% maior, sendo que o modelo com maior deslocamento possui o dobro de pavimentos. Cabe salientar, que o efeito do vento fica mais evidenciado na análise relacionada à estabilidade, pois quando avaliado quantitativos de materiais, entende-se que o acréscimo de pavimentos também incrementa as cargas verticais.

Em se tratando do consumo de materiais, o aumento da velocidade de vento no dimensionamento das estruturas de 20 pavimentos, ocasionou em um aumento de 40,63% de aço, 5,29% concreto, 33,6% de taxa de armadura e 1,04% de área de fôrmas.

Diante das informações analisadas anteriormente, é extremamente relevante salientar a importância de considerar as ações do vento no momento da elaboração do projeto estrutural de uma edificação.

## 5 CONCLUSÃO

O grande aumento pela demanda de edificações altas, evidencia a necessidade de análises mais rigorosas no momento da concepção do seu projeto estrutural, considerando não só as cargas verticais, mas também as cargas horizontais provocadas pela força da exercida pelo vento, avaliando a estabilidade global. Diante disto, o presente trabalho buscou analisar e avaliar os efeitos da velocidade do vento em edificações altas, a partir da concepção de quatro modelos estruturais hipotéticos.

Os modelos estruturais foram desenvolvidos no *software* Eberick, considerando combinações de diferentes números de pavimentos, sendo elas 20 e 40 pavimentos, e diferentes velocidades de vento, 30 m/s e 50 m/s. Seguido do dimensionamento das estruturas, foram gerados relatórios de estabilidade global da estrutura, deslocamentos horizontais devido à ação do vento e de resumo de materiais, que auxiliaram a verificar o impacto da força do vento nas estruturas.

Os resultados do coeficiente  $\gamma_z$  de cada modelo estrutural, obtidos através dos relatórios de estabilidade global das estruturas, classificam as estruturas como sendo de nós móveis, sendo necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem. Além disso, foi possível identificar um aumento no valor de coeficiente  $\gamma_z$  de aproximadamente 0,97%, para a direção x e 0,87% para a direção y, ao comparar os modelos com mesmo número de pavimentos, NV20VV30 e NV20VV50. Se comparado os modelos com mesma velocidade de vento, NV20VV30 e NV40VV30, identificou-se um aumento de 3,88% para a direção x e 13,91% para a direção y.

Baseado nos relatórios de deslocamentos horizontais devido à ação do vento, foi possível identificar um aumento de aproximadamente 141,54% para o eixo x e 168,92% para o eixo y, entre os modelos com mesmo número de pavimentos e velocidade de vento distintas, NV20VV30 e NV20VV50. Já para os modelos com mesma velocidade de vento igual a 30 m/s e número de pavimentos diferentes, NV20VV30 e NV40VV30, houve um aumento de aproximadamente 570,77% no eixo x e 412,16% no eixo y.

Com relação ao consumo de materiais necessários para cada modelo estrutural, é possível identificar um aumento de aproximadamente 40,63% aço, 5,29% de concreto, 33,6% de taxa de armadura e 1,04% de fôrmas, se comparados os modelos com mesmo número de pavimentos, NV20VV30 e NV20VV50. E ao comparar os modelos com mesma velocidade de vento, NV20VV30 e NV40VV30, é possível identificar um aumento de 163,58% de aço, 202,6% de concreto, 202,6% de taxa de armadura e 158,68% de fôrmas.

A partir da análise dos resultados obtidos, é possível identificar o impacto que a velocidade do vento tem sobre as estruturas com mesmo número de pavimentos, apresentando um aumento significativo dos deslocamentos horizontais e no consumo de materiais, tendo em conta o acréscimo de 66,67% na velocidade de vento. Já para as estruturas com número de pavimentos diferente e mesma velocidade de vento, o aumento no consumo de materiais já era previsto, considerando o acréscimo no número de pavimentos, porém o aumento nos deslocamentos horizontais se mostrou expressivo. Diante disso, é possível afirmar a importância de considerar corretamente os efeitos da ação do vento no momento da concepção do projeto estrutural de uma edificação, considerando o alto impacto que a variação da sua velocidade irá gerar. Com isso, considera-se que o objetivo do trabalho foi atingido.

Tendo em vista que as velocidades de vento adotadas são de diferentes regiões do Brasil, é indicado que seja realizado um estudo aprofundado do impacto econômico que esta possa causar. Mesmo analisando o consumo de materiais, é relevante verificar o custo da execução de cada modelo, considerando a região que apresenta as velocidades adotadas.

## REFERÊNCIAS

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: Ações para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BASTOS, Paulo S. S. **Vigas de Concreto Armado**. jul./2017. 60 f. Notas de aula. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Vigas.pdf>>. Acessado em: 11 ago. 2020.

BERNARDI, Douglas F. **Um Modelo Computacional para a Análise Global Tridimensional da Estrutura de Edifícios Altos de Concreto Armado com a Presença de Paredes Estruturais**. 2010. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/25435>> Acessado em: 15 mai. 2020.

BLESSMANN, Joaquim. **Ação do vento em edifícios**. 2 ed. Porto Alegre: UFRGS, 1989.

\_\_\_\_\_. **Aerodinâmica das construções**. 2 ed. Porto Alegre: UFRGS, 1990.

\_\_\_\_\_. **O vento na engenharia estrutural**. 1 ed. Porto Alegre: Universidade UFRGS, 1995.

BUENO, Jeferson R.; LORIGGIO, Daniel D. **Análise de efeitos de 2ª ordem**: estudo de caso, São Paulo, v. 9, n. 4, p. 494, Jul. - 509, Jul. 2016. Disponível em: <[https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1983-41952016000400494&lng=en&tlng=en](https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952016000400494&lng=en&tlng=en)>. Acesso em: 20 abr. 2020.

CARMO, Regina M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. 1995.135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia das Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995. Disponível em:

<<https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-24042018-120327/pt-br.php>> Acesso em: 04 mai. 2020.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João G. **Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios**. Série Estruturas. Porto: UFP, 2008.

CARVALHO, Roberto C.; PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.

DINIZ, Carlos W. S.; LAGES, Eduardo. N.; BARBOZA, Aline S. R. **Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede**, São Paulo, v. 12, n. 4, p. 705 - 737, Ago. 2019. Disponível em: <[https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1983-41952019000400705&tlng=en](https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952019000400705&tlng=en)>. Acesso em: 14 mai. 2020.

FRANCESCHI, Lucas. **Como resolver erros e avisos no projeto do Eberick**. 2019?. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360000808453-Como-resolver-erros-e-avisos-no-projeto-do-Eberick>>. Acessado em: 21 mai. 2020.

\_\_\_\_\_. **Como optar entre o modelo de análise integrado ou de grelha com pórtico espacial**. 2020. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360001391833-Como-optar-entre-o-modelo-de-an%C3%A1lise-integrado-ou-de-grelha-com-p%C3%B3rtico-espacial>>. Acessado em: 02 out. 2020.

IGLESIA, Socrate M. **Efeitos do vento em edifícios altos: o que você precisa saber**. 2018. Disponível em: <<https://maisengenharia.altoqi.com.br/construtoras/efeitos-do-vento-em-edificios-altos/>> Acessado em: 30 abr. 2020.

\_\_\_\_\_. **Soluções estruturais: 10 formas de controlar os deslocamentos e acelerações horizontais**. 2018. Disponível em: <<https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/solucoes-estruturais/>> Acessado em: 30 abr. 2020.

IMAI, Ana P.; CONTER, Leonardo J.; DEMETERKO, Ricardo Henrique. **Análise de efeitos de segunda ordem em estruturas de edifícios**. 2011. 112 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia de Produção Civil, Universidade Federal Tecnológica do Paraná, 2011. Disponível em: <<http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/handle/1/384>>. Acesso em: 04 mai. 2020.

KÜSTER, Viviane K. J. P. **Estudo do comportamento estrutural de prédios de concreto armado contraventados por núcleo rígido tendo em vista o esforço de torção originado pela ação do vento**. 2014. 113 f Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4698?show=full>> Acessado em: 29 abr. 2020.

LINS, Fernando F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 2013. 205 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestre em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. Disponível em:

<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-29082013-085703/pt-br.php>>.

Acesso em: 22 abr. 2020.

MELO, Paula R. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013. Disponível em:

<<https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/14186/1/Paula%20Rodrigues.pdf>> Acessado em: 21 mai. 2020.

MONCAYO, Winston J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em:

<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/en.php>>. Acesso em: 28 abr. 2020.

PELIZARO, Thaís V. G.; CUNHA, Jesiel. **Estudo do pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares de concreto**. Uberlândia, 2017. Disponível em:

<<http://www.seer.ufu.br/index.php/horizontecientifico/article/view/38856>>.

Acessado em: 21 mai. 2020.

PORTUGAL, Erlon S. **Análise de estruturas de edifícios altos considerando os efeitos de segunda ordem pelo método P-Delta**. 2016. 59 f. Projeto (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016. Disponível em:

<<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10018421.pdf>> Acessado em 30 abr. 2020.

WORDELL, Fernando. **Avaliação de instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/10167/000543149.pdf?sequence=1>>.

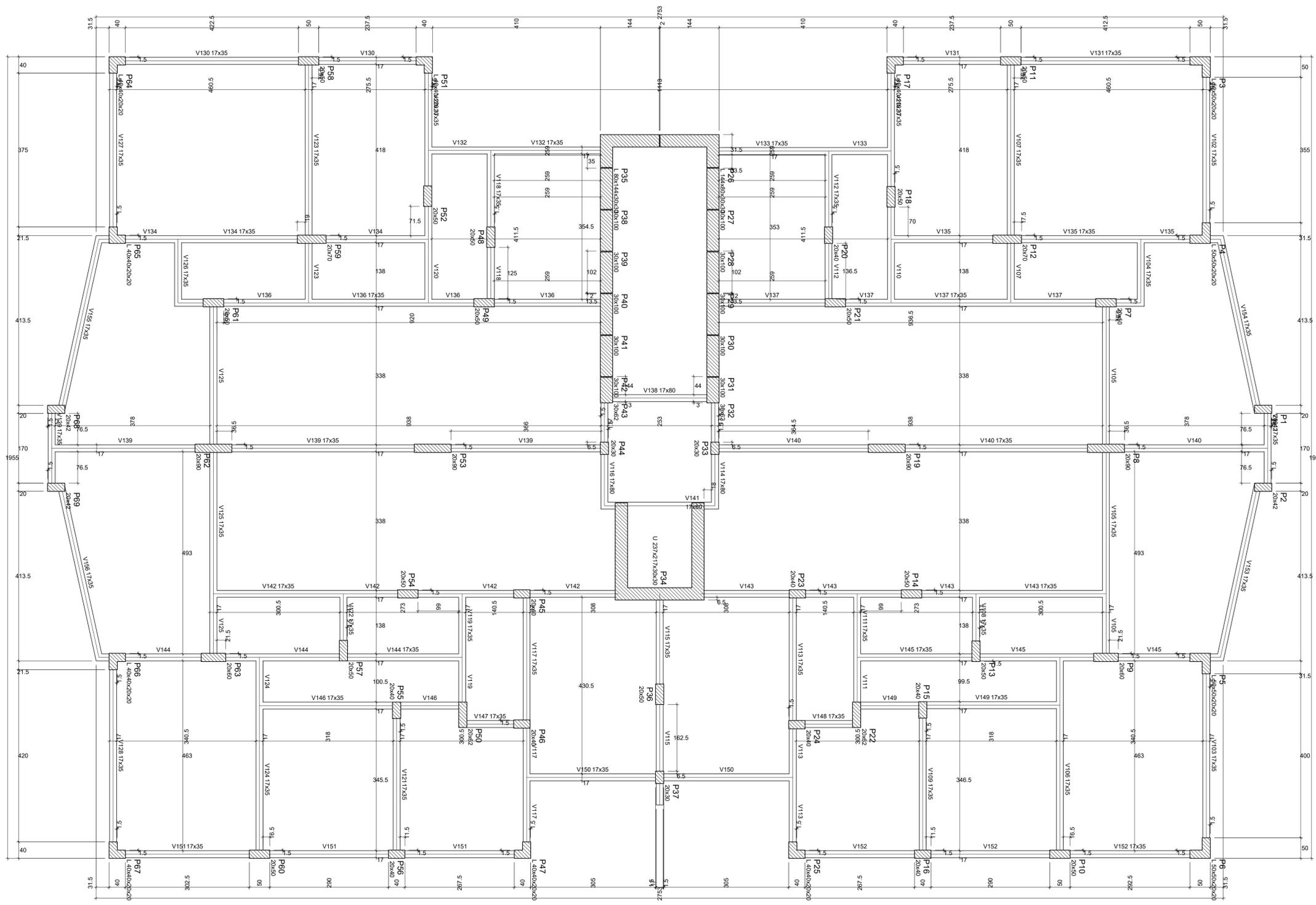
Acessado em: 28 abr. 2020.

SIQUEIRA, Guilherme M. **Estudo da torção devida ao vento em edifícios altos: Comparação entre túnel de vento e NBR 6123/1988**. 2009. 72 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/67582>>.

Acessado em: 02 jun. 2020.



# APÊNDICE A - Planta de fôrmas do pavimento térreo do modelo NV20VV30



Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V101	17x35	0	0
V102	17x35	0	0
V103	17x35	0	0
V104	17x35	0	0
V105	17x35	0	0
V106	17x35	0	0
V107	17x35	0	0
V108	17x35	0	0
V109	17x35	0	0
V110	17x35	0	0
V111	17x35	0	0
V112	17x35	0	0
V113	17x35	0	0
V114	17x80	0	0
V115	17x35	0	0
V116	17x80	0	0
V117	17x35	0	0
V118	17x35	0	0
V119	17x35	0	0
V120	17x35	0	0
V121	17x35	0	0
V122	17x35	0	0
V123	17x35	0	0
V124	17x35	0	0
V125	17x35	0	0
V126	17x35	0	0
V127	17x35	0	0
V128	17x35	0	0
V129	17x35	0	0
V130	17x35	0	0
V131	17x35	0	0
V132	17x35	0	0
V133	17x35	0	0
V134	17x35	0	0
V135	17x35	0	0
V136	17x35	0	0
V137	17x35	0	0
V138	17x80	0	0
V139	17x35	0	0
V140	17x35	0	0
V141	17x35	0	0
V142	17x35	0	0
V143	17x35	0	0
V144	17x35	0	0
V145	17x35	0	0
V146	17x35	0	0
V147	17x35	0	0
V148	17x35	0	0
V149	17x35	0	0
V150	17x35	0	0
V151	17x35	0	0
V152	17x35	0	0
V153	17x35	0	0
V154	17x35	0	0
V155	17x35	0	0
V156	17x35	0	0

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20x42	0	0
P2	20x42	0	0
P3	L 50x50x20x20	0	0
P4	L 50x50x20x20	0	0
P5	L 50x50x20x20	0	0
P6	L 50x50x20x20	0	0
P7	20x50	0	0
P8	20x80	0	0
P9	20x60	0	0
P10	20x50	0	0
P11	20x50	0	0
P12	20x70	0	0
P13	20x50	0	0
P14	20x50	0	0
P15	20x40	0	0
P16	20x40	0	0
P17	L 40x40x20x20	0	0
P18	20x50	0	0
P19	20x90	0	0
P20	20x40	0	0
P21	20x50	0	0
P22	20x62	0	0
P23	20x40	0	0
P24	20x40	0	0
P25	L 40x40x20x20	0	0
P26	L 144x80x30x30	0	0
P27	30x100	0	0
P28	30x100	0	0
P29	30x100	0	0
P30	30x100	0	0
P31	30x100	0	0
P32	30x62	0	0
P33	20x30	0	0
P34	U 237x217x30x30	0	0
P35	L 80x144x30x30	0	0
P36	20x50	0	0
P37	20x30	0	0
P38	30x100	0	0
P39	30x100	0	0
P40	30x100	0	0
P41	30x100	0	0
P42	30x100	0	0
P43	30x62	0	0
P44	20x30	0	0
P45	20x40	0	0
P46	20x40	0	0
P47	L 40x40x20x20	0	0
P48	20x50	0	0
P49	20x50	0	0
P50	20x62	0	0
P51	L 40x40x20x20	0	0
P52	20x50	0	0
P53	20x50	0	0
P54	20x50	0	0
P55	20x40	0	0
P56	20x40	0	0
P57	20x50	0	0
P58	20x50	0	0
P59	20x70	0	0
P60	20x50	0	0
P61	20x50	0	0
P62	20x90	0	0
P63	20x40	0	0
P64	L 40x40x20x20	0	0
P65	L 40x40x20x20	0	0
P66	L 40x40x20x20	0	0
P67	L 40x40x20x20	0	0
P68	20x42	0	0
P69	20x42	0	0

Características dos materiais		
Elemento	fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)
Vigas	350	294029
Pilares	500	366281
Sapatas	200	212874

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Legenda dos pilares		Legenda das vigas e paredes	
	Pilar que passa		Viga

Forma do pavimento Térreo (Nível 0) escala 1:50

Aluno:  
Paulo Camilo Joeger  
C.R. 9999

Projeto:  
Trabalho de Conclusão do Curso

Orientador:  
Profs. Ms. Rebeca Melissa Schmitz

Apêndice A:  
Planta de fôrmas Pav. Térreo do modelo NV20VV30  
sem V&E

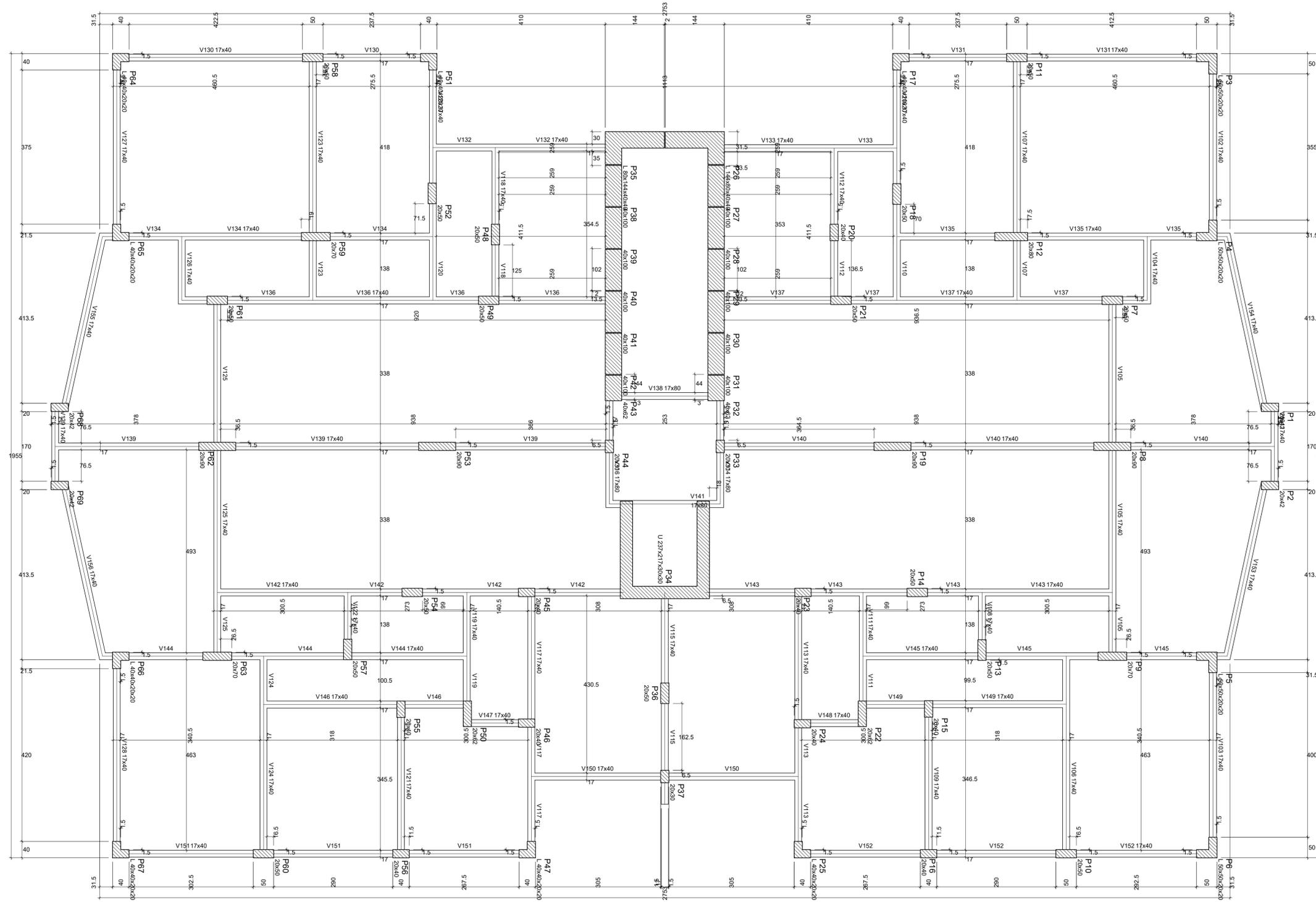
Data:  
16/11/2020

Prontico:

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

# APÊNDICE B - Planta de fôrmas do pavimento térreo do modelo NV20VV50



Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V101	17x40	0	0
V102	17x40	0	0
V103	17x40	0	0
V104	17x40	0	0
V105	17x40	0	0
V106	17x40	0	0
V107	17x40	0	0
V108	17x40	0	0
V109	17x40	0	0
V110	17x40	0	0
V111	17x40	0	0
V112	17x40	0	0
V113	17x40	0	0
V114	17x80	0	0
V115	17x40	0	0
V116	17x80	0	0
V117	17x40	0	0
V118	17x40	0	0
V119	17x40	0	0
V120	17x40	0	0
V121	17x40	0	0
V122	17x40	0	0
V123	20x40	0	0
V124	17x40	0	0
V125	17x40	0	0
V126	17x40	0	0
V127	17x40	0	0
V128	17x40	0	0
V129	17x40	0	0
V130	17x40	0	0
V131	17x40	0	0
V132	17x40	0	0
V133	17x40	0	0
V134	17x40	0	0
V135	17x40	0	0
V136	17x40	0	0
V137	17x40	0	0
V138	17x40	0	0
V139	17x40	0	0
V140	17x40	0	0
V141	17x40	0	0
V142	17x40	0	0
V143	17x40	0	0
V144	17x40	0	0
V145	17x40	0	0
V146	17x40	0	0
V147	17x40	0	0
V148	17x40	0	0
V149	17x40	0	0
V150	17x40	0	0
V151	17x40	0	0
V152	17x40	0	0
V153	17x40	0	0
V154	17x40	0	0
V155	17x40	0	0
V156	17x40	0	0

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20x42	0	0
P2	20x42	0	0
P3	L 50x50x20x20	0	0
P4	L 50x50x20x20	0	0
P5	L 50x50x20x20	0	0
P6	L 50x50x20x20	0	0
P7	20x50	0	0
P8	20x40	0	0
P9	20x70	0	0
P10	20x50	0	0
P11	20x50	0	0
P12	20x80	0	0
P13	20x50	0	0
P14	20x50	0	0
P15	20x40	0	0
P16	20x40	0	0
P17	L 40x40x20x20	0	0
P18	20x50	0	0
P19	17x90	0	0
P20	20x40	0	0
P21	20x50	0	0
P22	20x62	0	0
P23	20x40	0	0
P24	20x40	0	0
P25	L 40x40x20x20	0	0
P26	L 144x80x40x40	0	0
P27	40x100	0	0
P28	40x100	0	0
P29	40x100	0	0
P30	40x100	0	0
P31	40x100	0	0
P32	40x62	0	0
P33	20x40	0	0
P34	U 237x217x30x30	0	0
P35	L 80x144x40x40	0	0
P36	20x50	0	0
P37	20x30	0	0
P38	40x100	0	0
P39	40x100	0	0
P40	40x100	0	0
P41	40x100	0	0
P42	40x100	0	0
P43	40x62	0	0
P44	20x30	0	0
P45	20x40	0	0
P46	20x40	0	0
P47	L 40x40x20x20	0	0
P48	20x50	0	0
P49	20x50	0	0
P50	20x62	0	0
P51	L 40x40x20x20	0	0
P52	20x50	0	0
P53	20x50	0	0
P54	20x50	0	0
P55	20x40	0	0
P56	20x40	0	0
P57	20x50	0	0
P58	20x50	0	0
P59	20x70	0	0
P60	20x50	0	0
P61	20x50	0	0
P62	20x90	0	0
P63	20x50	0	0
P64	L 40x40x20x20	0	0
P65	L 40x40x20x20	0	0
P66	L 40x40x20x20	0	0
P67	L 40x40x20x20	0	0
P68	20x42	0	0
P69	20x42	0	0

Características dos materiais			
Elemento	fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)	
Vigas	350	294029	
Pilares	500	366281	
Sapatas	200	212874	

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Legenda dos pilares		Legenda das vigas e paredes	
	Pilar que passa		Viga

Forma do pavimento Térreo (Nível 0)

escala 1:50

Aluno:  
Paulo Camilo Joeger  
Cot. 9999

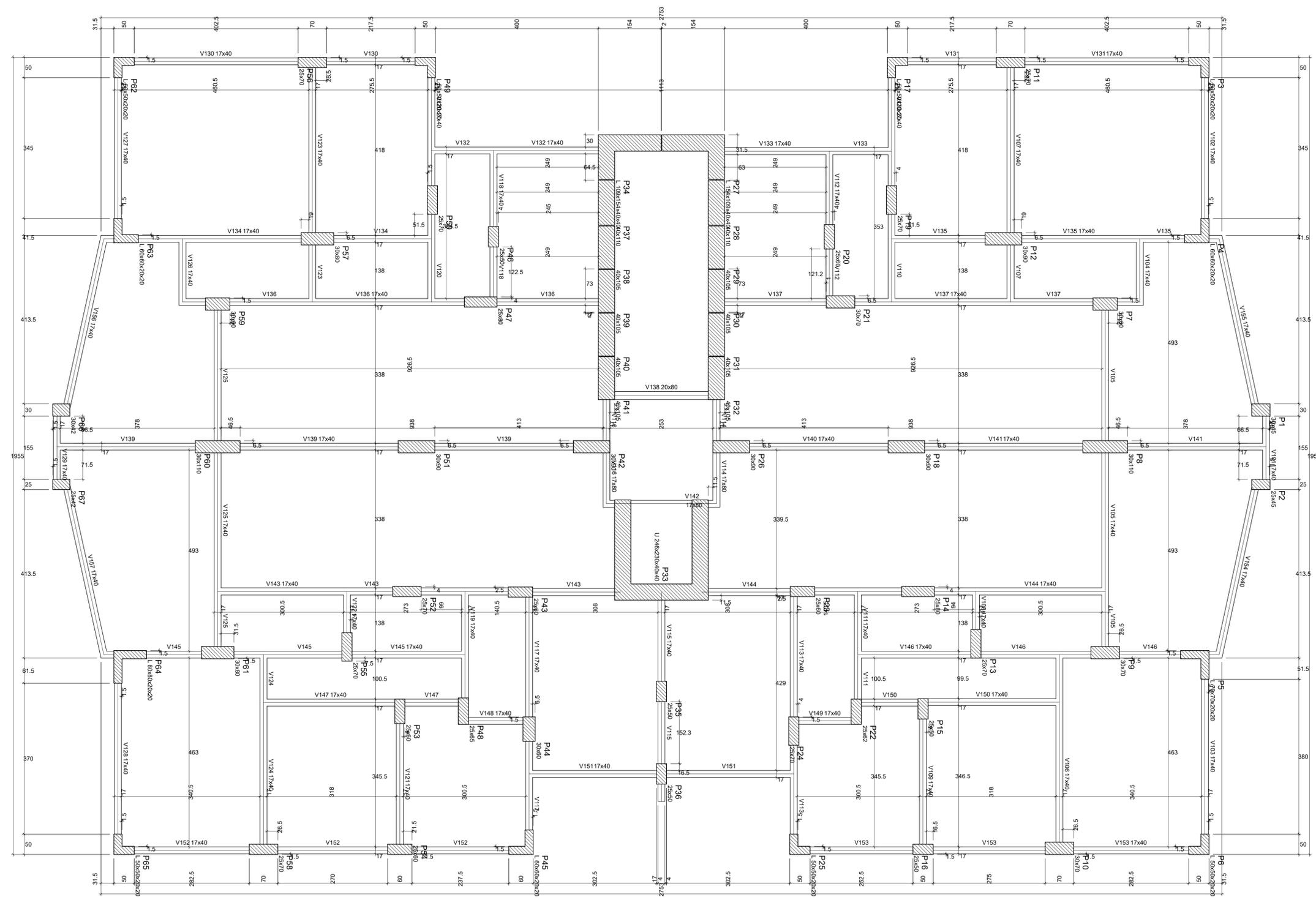
Projeto:  
Trabalho de Conclusão do Curso

Orientador:  
Profs. Ms. Rebeca Melissa Schmitz

Apêndice A:  
Planta de fôrmas Pav. Térreo do modelo NV20VV50  
Data:  
16/11/2020

AB

# APÊNDICE C - Planta de fôrmas do pavimento térreo do modelo NV40VV30



Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V101	17x40	0	0
V102	17x40	0	0
V103	17x40	0	0
V104	17x40	0	0
V105	17x40	0	0
V106	17x40	0	0
V107	17x40	0	0
V108	17x40	0	0
V109	17x40	0	0
V110	17x40	0	0
V111	17x40	0	0
V112	17x40	0	0
V113	17x40	0	0
V114	17x80	0	0
V115	17x40	0	0
V116	17x80	0	0
V117	17x40	0	0
V118	17x40	0	0
V119	17x40	0	0
V120	17x40	0	0
V121	17x40	0	0
V122	17x40	0	0
V123	17x40	0	0
V124	17x40	0	0
V125	17x40	0	0
V126	17x40	0	0
V127	17x40	0	0
V128	17x40	0	0
V129	17x40	0	0
V130	17x40	0	0
V131	17x40	0	0
V132	17x40	0	0
V133	17x40	0	0
V134	17x40	0	0
V135	17x40	0	0
V136	17x40	0	0
V137	17x40	0	0
V138	20x80	0	0
V139	17x40	0	0
V140	17x40	0	0
V141	17x40	0	0
V142	17x80	0	0
V143	17x40	0	0
V144	17x40	0	0
V145	17x40	0	0
V146	17x40	0	0
V147	17x40	0	0
V148	17x40	0	0
V149	17x40	0	0
V150	17x40	0	0
V151	17x40	0	0
V152	17x40	0	0
V153	17x40	0	0
V154	17x40	0	0
V155	17x40	0	0
V156	17x40	0	0
V157	17x40	0	0

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	30x45	0	0
P2	25x45	0	0
P3	L 50x50x20x20	0	0
P4	L 60x60x20x20	0	0
P5	L 70x70x20x20	0	0
P6	L 50x50x20x20	0	0
P7	30x60	0	0
P8	30x110	0	0
P9	30x70	0	0
P10	30x70	0	0
P11	25x70	0	0
P12	30x90	0	0
P13	25x70	0	0
P14	25x80	0	0
P15	25x60	0	0
P16	25x60	0	0
P17	L 50x50x20x20	0	0
P18	30x90	0	0
P19	25x70	0	0
P20	25x60	0	0
P21	30x70	0	0
P22	25x62	0	0
P23	25x60	0	0
P24	25x70	0	0
P25	L 50x50x20x20	0	0
P26	30x60	0	0
P27	L 154x109x40x40	0	0
P28	40x110	0	0
P29	40x105	0	0
P30	40x105	0	0
P31	40x105	0	0
P32	40x105	0	0
P33	U 246x230x40x40	0	0
P34	L 109x154x40x40	0	0
P35	25x60	0	0
P36	25x50	0	0
P37	40x110	0	0
P38	40x105	0	0
P39	40x105	0	0
P40	40x105	0	0
P41	40x105	0	0
P42	30x90	0	0
P43	25x60	0	0
P44	30x60	0	0
P45	L 60x60x20x20	0	0
P46	25x50	0	0
P47	25x80	0	0
P48	25x65	0	0
P49	L 50x50x20x20	0	0
P50	25x70	0	0
P51	30x60	0	0
P52	25x70	0	0
P53	25x60	0	0
P54	25x60	0	0
P55	25x70	0	0
P56	25x70	0	0
P57	30x80	0	0
P58	25x70	0	0
P59	30x60	0	0
P60	30x110	0	0
P61	30x80	0	0
P62	L 50x50x20x20	0	0
P63	L 60x60x20x20	0	0
P64	L 80x80x20x20	0	0
P65	L 50x50x20x20	0	0
P66	30x42	0	0
P67	25x42	0	0

Características dos materiais		
Elemento	f <sub>ck</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>cd</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
Vigas	350	294029
Pilares	500	366261
Sapatas	200	212874

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilar que passa	Viga
-----------------	------

Forma do pavimento Térreo (Nível 0) escala 1:50

Aluno: Paulo Camilo Joeger Cot. 9999
Projeto: Trabalho de Conclusão do Curso
Orientador: Profs. Ms. Rebeca Melissa Schmitz
Apêndice A: Planta de fôrmas Pav. Térreo do modelo NV40VV30 Data: 16/11/2020

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

## APÊNDICE D - Relação dos pilares do modelo NV20VV30

Seção dos pilares do modelo NV20VV30 em cm					
Pilar	Térreo ao 3º pav.	4º ao 7º pav.	8º ao 11º pav.	12º ao 15º pav.	16º ao 19º pav.
P1	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42
P2	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42
P3	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P4	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P5	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P6	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P7	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P8	20x90	20x80	20x70	20x50	20x30
P9	20x60	20x50	20x50	20x40	20x30
P10	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P11	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P12	20x70	20x70	20x60	20x40	20x30
P13	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P14	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P15	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P16	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P17	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P18	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P19	20x90	20x70	20x60	20x40	20x30
P20	20x40	20x30	20x30	20x20	20x20
P21	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P22	20x62	20x62	20x62	20x62	20x62
P23	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P24	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P25	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P26	L 144x80x30x30	L 144x80x30x30	L 144x80x30x30	L 144x80x30x30	L 144x80x30x30
P27	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P28	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P29	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P30	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P31	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P32	30x62	30x62	30x62	30x62	30x62
P33	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
P34	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30
P35	L 80x144x30x30	L 80x144x30x30	L 80x144x30x30	L 80x144x30x30	L 80x144x30x30
P36	20x50	20x30	20x30	20x20	20x20
P37	20x30	20x30	20x30	20x20	20x20
P38	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P39	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P40	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P41	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P42	30x100	30x100	30x100	30x100	30x100
P43	30x62	30x62	30x62	30x62	30x62
P44	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
P45	20x40	20x40	20x30	20x30	20x30
P46	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P47	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P48	20x50	20x30	20x30	20x20	20x20
P49	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P50	20x62	20x62	20x62	20x62	20x62
P51	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P52	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P53	20x90	20x70	20x60	20x40	20x30
P54	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P55	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P56	20x40	20x30	20x30	20x30	20x20
P57	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P58	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P59	20x70	20x60	20x60	20x40	20x30
P60	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P61	20x50	20x50	20x40	20x30	20x30
P62	20x90	20x80	20x70	20x50	20x30
P63	20x60	20x50	20x50	20x40	20x30
P64	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P65	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P66	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P67	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P68	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42
P69	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42

## APÊNDICE E - Relação dos pilares do modelo NV20VV50

Seção dos pilares do modelo NV20VV50 em cm					
Pilar	Térreo ao 3º pav.	4º ao 7º pav.	8º ao 11º pav.	12º ao 15º pav.	16º ao 19º pav.
P1	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42
P2	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42
P3	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P4	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P5	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P6	L 50x50x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P7	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P8	20x90	20x80	20x70	20x50	20x30
P9	20x70	20x60	20x50	20x40	20x30
P10	20x50	20x40	20x40	20x40	20x30
P11	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P12	20x80	20x70	20x60	20x40	20x30
P13	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P14	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P15	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P16	20x40	20x30	20x30	20x30	20x20
P17	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P18	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P19	20x90	20x70	20x60	20x40	20x30
P20	20x40	20x30	20x30	20x20	20x20
P21	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P22	20x62	20x62	20x62	20x62	20x62
P23	20x40	20x30	20x30	20x20	20x20
P24	20x40	20x30	20x30	20x20	20x20
P25	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P26	L 144x80x40x40	L 144x80x40x40	L 144x80x40x40	L 144x80x40x40	L 144x80x40x40
P27	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P28	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P29	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P30	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P31	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P32	40x62	40x62	40x62	40x62	40x62
P33	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
P34	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30	U 237x217x30x30
P35	L 80x144x40x40	L 80x144x40x40	L 80x144x40x40	L 80x144x40x40	L 80x144x40x40
P36	20x50	20x30	20x30	20x20	20x20
P37	20x30	20x30	20x30	20x20	20x20
P38	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P39	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P40	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P41	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P42	40x100	40x100	40x100	40x100	40x100
P43	40x62	40x62	40x62	40x62	40x62
P44	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
P45	20x40	20x40	20x30	20x20	20x20
P46	20x40	20x30	20x30	20x20	20x20
P47	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P48	20x50	20x30	20x30	20x20	20x20
P49	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P50	20x62	20x62	20x62	20x62	20x62
P51	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P52	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P53	20x90	20x70	20x60	20x40	20x30
P54	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P55	20x40	20x30	20x30	20x30	20x30
P56	20x40	20x30	20x30	20x30	20x20
P57	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P58	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P59	20x70	20x60	20x60	20x40	20x30
P60	20x50	20x40	20x40	20x30	20x30
P61	20x50	20x40	20x40	20x30	20x20
P62	20x90	20x80	20x70	20x50	20x30
P63	20x70	20x50	20x50	20x40	20x30
P64	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P65	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P66	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P67	L 40x40x20x20	L 40x40x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20	L 30x30x20x20
P68	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42
P69	20x42	20x42	20x42	20x42	20x42





**UNIVATES**

R. Avelino Talini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil  
CEP 95914.014 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000  
[www.univates.br](http://www.univates.br) | 0800 7 07 08 09