

## Avaliação da Estabilidade Global de Edifícios em Concreto Armado a Partir da Variação da Geometria e Altura das Edificações – Análise em 3D.

Carlos Alexandre de Carvalho Filho<sup>1</sup>, Barbara Gomes Martins<sup>2</sup>

### Resumo

Este artigo tem como objetivo analisar o coeficiente  $\gamma_z$  mediante a atuação dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura. Esses esforços são gerados pelo peso próprio da edificação, sua sobrecarga e pelas cargas derivadas do vento conforme a norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Cabe ressaltar que esses coeficientes são levados em consideração no cálculo do  $\gamma_z$  quando os esforços oriundos das cargas externas representam mais de 10% do deslocamento total, sendo denominado de nós moveis. O coeficiente  $\gamma_z$  foi utilizado pelo fato de classificar as estruturas em nós fixos ou em nós moveis e estimar os efeitos de segunda ordem necessários. Para isso, foram modelados no *SAP 2000* edifícios com geometrias quadrada e retangulares, variando o número de pavimentos em 4, 8, 15, 20 e 30, com a ação do vento nas duas direções possíveis ( $0^\circ$  e  $90^\circ$ ). A partir da análise dos resultados se observou que para a estrutura de 20 pavimentos de geometria retangular com incidência de vento a  $90^\circ$  e para as estruturas de geometria retangular e quadrada de 30 pavimento com incidência de vento a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , foram consideradas necessárias as análises dos efeitos de segunda ordem. Logo, foi feita a majoração desses esforços pelo valor do  $\gamma_z$  que foi obtido. Pode-se concluir que a estrutura que abrange a menor área de vento e a maior inércia resulta no menor deslocamento e que a geometria da edificação e a quantidade de elementos estruturais com a função de contraventamento são os principais elementos para combater as forças que surgem com a carga do vento.

**Palavras-chave:** Estabilidade global. Efeitos de 2ª ordem. Não Linearidade Física. Não Linearidade Geométrica.

### 1. Introdução

Uma das características mais notáveis com o desenvolvimento da sociedade é a aglomeração de pessoas em um determinado território que, por sua vez, deu origem as cidades, que logo gerou uma concentração de atividades econômicas, as quais proporcionavam a geração de emprego e desenvolvimento econômico. Pensando na qualidade de vida e no deslocamento diário, os grandes centros econômicos se tornaram bastante atrativos, o que exigiu o desenvolvimento de estruturas que acomodassem o máximo de pessoas naquela região. Uma solução encontrada foi a construção de edifícios verticais, o que exigiu dos construtores da época bastante conhecimentos que ainda não eram aplicados em edificações de pequeno porte, sendo uma delas o cálculo da ação do vento (SILVA, 1996).

Há diversos métodos estruturais que são aplicados na construção de edificações, com o objetivo de fazer com que a mesma resista às ações horizontais e verticais solicitantes pela estrutura e transmita as mesmas para as fundações. Pode-se citar como elementos estruturais verticais as paredes estruturais, pórticos de contraventamento, núcleos estruturais

<sup>1</sup> carlosfilhorv\_10@hotmail.com, graduando, discente, UniRV, faculdade de Engenharia Civil.

<sup>2</sup> barbara@univ.edu.br, mestre, docente, UniRV, faculdade de Engenharia Civil.

e suas combinações. Já como elementos estruturais horizontais, se destacam as lajes dos pavimentos que agem como diafragmas rígidos horizontais os quais são responsáveis por transferir as cargas laterais de vento para os elementos estruturais verticais (NETO & CORRÊA, 2002).

Pinhal (2009) define pórticos de contraventamento como sendo um sistema de ligação entre os elementos principais de uma estrutura com a finalidade de aumentar a rigidez da construção. No caso de estruturas de concreto, os próprios elementos estruturais – pilares, vigas, lajes – servem como estruturas de contraventamento, contribuindo com a resistência da edificação.

O núcleo estrutural de concreto armado é definido por Junior (2001), como sendo uma combinação tridimensional de pilares-parede formando uma seção transversal aberta ou semifechada as quais podem ser alocadas nos poços dos elevadores ou nas escadas, possibilitando uma maior liberdade no projeto arquitetônico, como pode-se ver na figura 1.

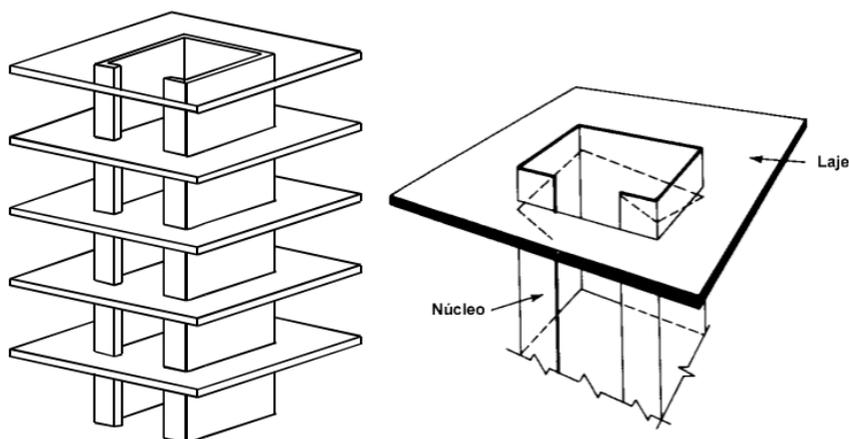


Figura 1: Exemplos de núcleos estruturais  
Fonte: JUNIOR (2001)

Buzo (2017) define diafragma rígido como sendo os elementos cuja sua rigidez é extremamente maior do que as dos outros, atribuindo uma rigidez maior à edificação. Já Fontes e Pinheiro (2006) ressaltam que quando a estrutura está sob a ação de forças horizontais, as lajes que são enrijecidas pelo sistema de vigas/ pilares, exercem um comportamento próximo ao de um diafragma rígido, ou seja, a sua deformação axial é praticamente nula.

Para efeito de análise estrutural e de cálculo, no caso de edificações de múltiplos pavimentos, as lajes são consideradas como diafragmas rígidos no seu plano horizontal, logo os deslocamentos dos painéis por conta do vento são considerados iguais e a carga do vento é distribuída proporcionalmente à rigidez de cada laje, de modo a formar um conjunto de elemento estrutural resistente às ações do vento (SILVA, 1996).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), determina que as estruturas sejam classificadas para efeito de cálculo da carga do vento, de nós fixos e de nós móveis. O primeiro se aplica quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, denominando-se esforço de primeira ordem, o qual os esforços solicitantes da estrutura por ação do vento devem ser inferiores a 10% do deslocamento total. Já o segundo se aplica quando os deslocamentos horizontais por conta do vento são superiores a 10% dos esforços totais, denominando-se esforços de segunda ordem globais. A NBR 6118 (ABNT, 2014) define os esforços globais como todo o deslocamento sofrido pelos nós da estrutura seja ele pela ação das cargas verticais ou pelas cargas horizontais.

A análise estrutural com efeitos de 2º ordem tem como objetivo assegurar a estabilidade da estrutura e garantir que a mesma trabalhe com folga quanto à sua resistência de cálculo. Logo, para conseguir atender esse objetivo, deve ser levado em consideração todas as irregularidades físicas, presentes nas estruturas de concreto armado, além da deformabilidade dos elementos que devem ser baseadas nos diagramas de tensão-deformação conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

Ainda segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em obras com quatro ou mais pavimentos, já deve ser levado em consideração as ações do vento, pois esse fator externo influencia diretamente no desempenho da edificação. Para que essa norma seja aplicada, há a necessidade da estrutura ser reticulada, ou seja, estrutura constituída por barra de eixo reto.

Para Carmo (1995), a excentricidade nos elementos estruturais reticulados pode surgir tanto por imperfeições geométricas construtivas, quanto pela presença de ações externas laterais como a ação do vento. Logo, deve ser considerada no projeto tanto a não-linearidade física (NLF) como a não-linearidade geométrica (NLG). Levando-se em conta estes efeitos no projeto estrutural, realiza-se uma classificação estrutural, determinando se a estrutura é de nós fixos ou em nós móveis.

Segundo Kimura (2007), para determinação das cargas derivadas do vento, aplicadas a uma edificação, deve-se fazer uma análise não-linear da estrutura, a qual pode-se definir como um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamento, esforço ou tensões, possui um comportamento não-linear, ou seja, um carregamento desproporcional com a carga. É recomendado fazer essa análise devido ao concreto armado ser um material que possui um comportamento não-linear. Esse comportamento não-linear é atribuído a dois fatores, sendo: a NLF – que se baseia na alteração das propriedades dos materiais que compõem a estrutura; e a NLG – que consiste na alteração da geometria da estrutura. A NLG deve receber uma atenção quando a estrutura é solicitada simultaneamente pelos esforços verticais e horizontais, isso devido ao carregamento vertical que está agindo na estrutura deslocada, poder ocasionar um acréscimo de esforços capazes de levar a estrutura ao

colapso. Logo, nas estruturas rígidas (nós fixos) esses deslocamentos NLG são pequenos e podem ser desprezados, entretanto, nas estruturas flexíveis (nós moveis), tais deslocamentos devem ser considerados.

Os parâmetros de análise estrutural utilizados para verificação da necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem são: parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ . De acordo com Moncayo (2011), o parâmetro  $\alpha$  é um método para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, o qual avalia se o sistema de contraventamento está adequado ou não à edificação, classificando a estrutura como sendo de nós fixos ou móveis, no entanto esse parâmetro não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem, considerando assim a estrutura como elástica, desconsiderando as possíveis fissurações dos elementos estruturais. Já o coeficiente  $\gamma_z$  é utilizado para analisar a estabilidade global de uma estrutura de concreto armado, sendo capaz de estimar esforços de segunda ordem através de uma simples majoração dos esforços de primeira ordem, respeitando as condições estabelecidas da NBR para o coeficiente  $\gamma_z$ .

### 1.1 – Objetivos:

O objetivo geral desse trabalho é realizar uma verificação da estabilidade global de estruturas de concreto armado para os pavimentos tipos propostos, que tem variações tanto em sua geometria quanto em número de pavimentos. Para isso, todas as estruturas foram desenvolvidas e modeladas através do *software* SAP 2000 e analisadas com o auxílio do *Microsoft Office Excel*.

Os objetivos específicos deste artigo são:

- Modelar as estruturas de geometria quadrada e retangular de 4, 8, 15, 20 e 30 pavimentos com ação do vento a  $0^\circ$  e  $90^\circ$  no *software* SAP 2000
- Calcular os valores do coeficiente de instabilidade  $\gamma_z$ .
- Fazer a majoração do efeito de 2º ordem para as estruturas que a norma recomenda identificando o acréscimo do deslocamento provocado pelo vento nessas estruturas.

## 2. Material e métodos

Para análise estrutural desse trabalho, foram analisadas duas estruturas variando o número de pavimentos, sendo eles de 4, 8, 15, 20 e 30 pavimentos, observando que cada pavimento tem o pé direito de 3 metros. Essas geometrias, mostradas nas figuras 2 e 3, foram baseadas nos trabalhos de Martins, Cunha e Carmo (2013).

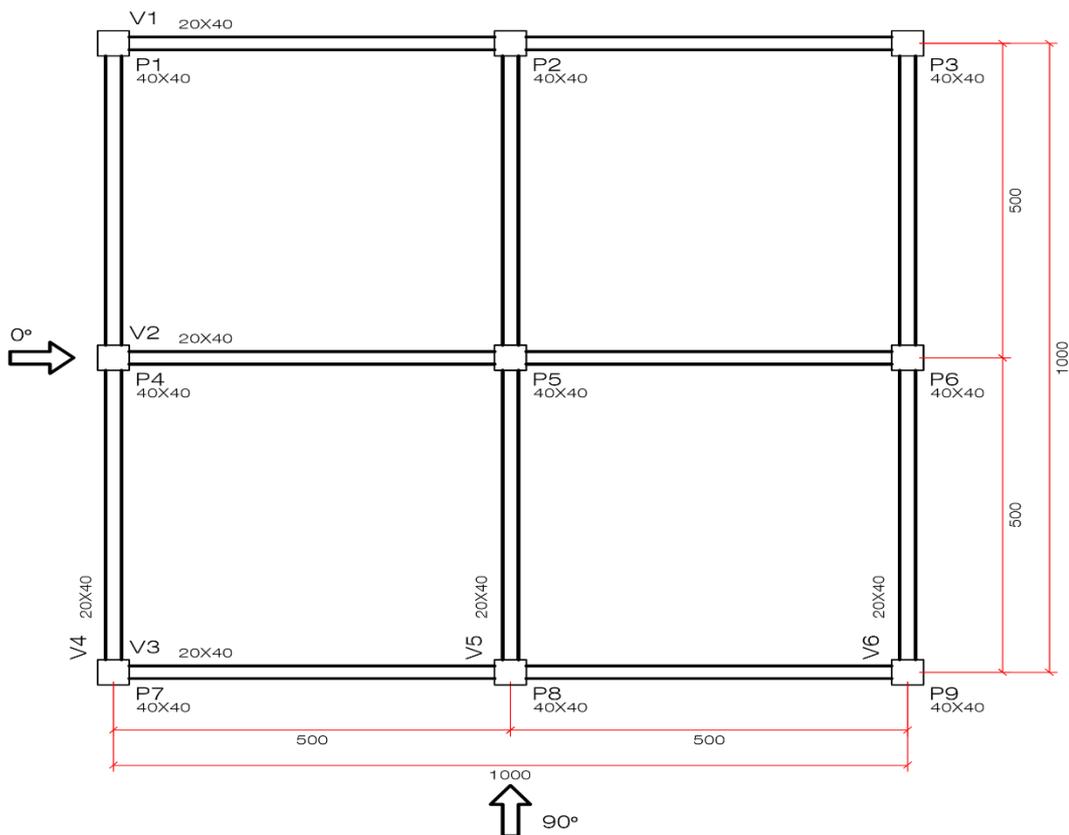


Figura 2: Demonstração em planta da estrutura do tipo quadrado (cm).  
Fonte: Próprio Autor.

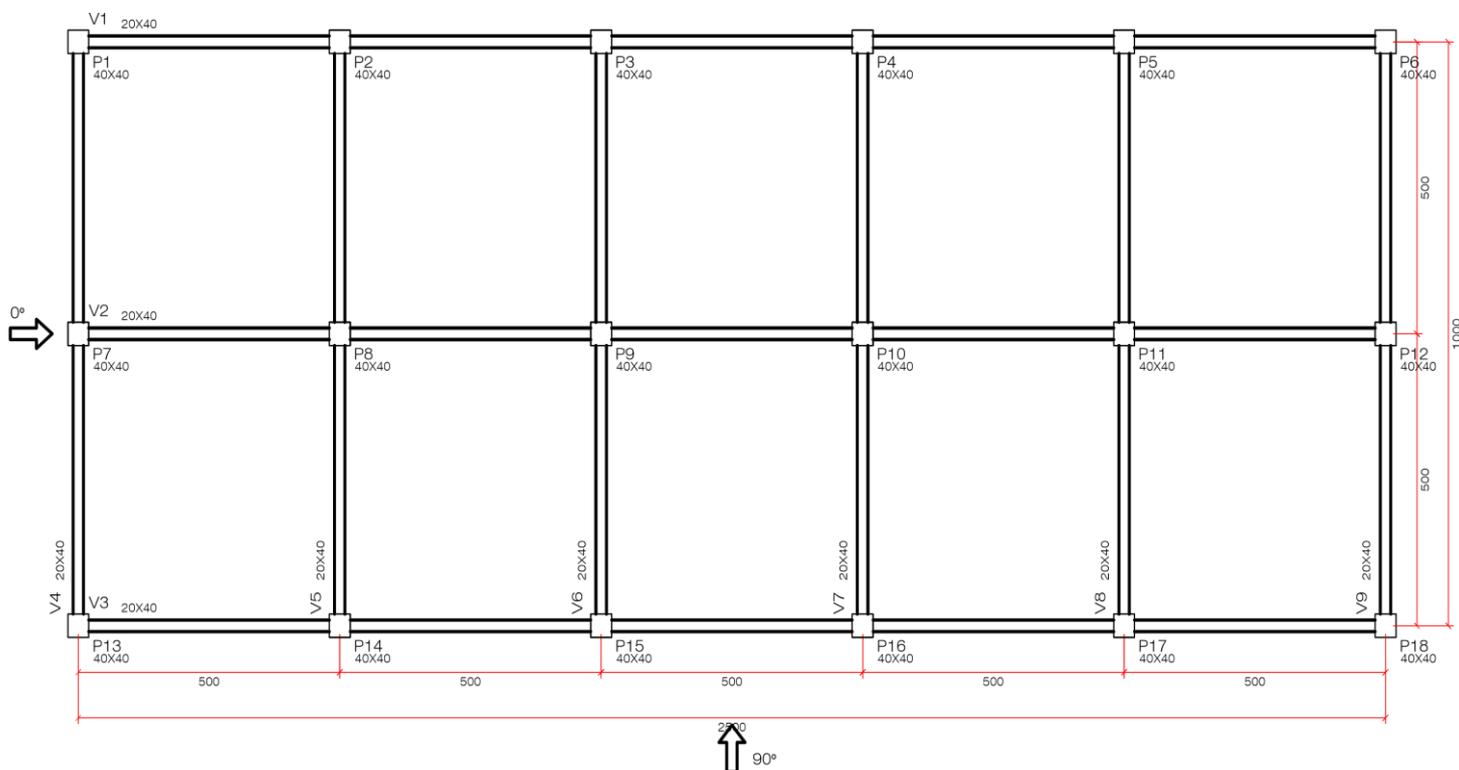


Figura 3: Demonstração em planta da estrutura do tipo retangular (cm).  
Fonte: Próprio Autor.

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), quando o vento incide perpendicularmente em uma das fachadas de uma edificação qualquer, de forma que este descarregue sua carga no terreno, deve-se levar em consideração o coeficiente de arrasto (CA), que é expresso pela relação entre a altura sobre o lado que incide o vento ( $h/l_1$ ) e pela relação entre os lados ( $l_1/l_2$ ). Esse valor é pré-definido através de dois ábacos, sendo que um é utilizado para incidência de vento com baixa turbulência e o outro para incidência de vento com alta turbulência, conforme apresentados na figura 4 e 5 nos ábacos abaixo:

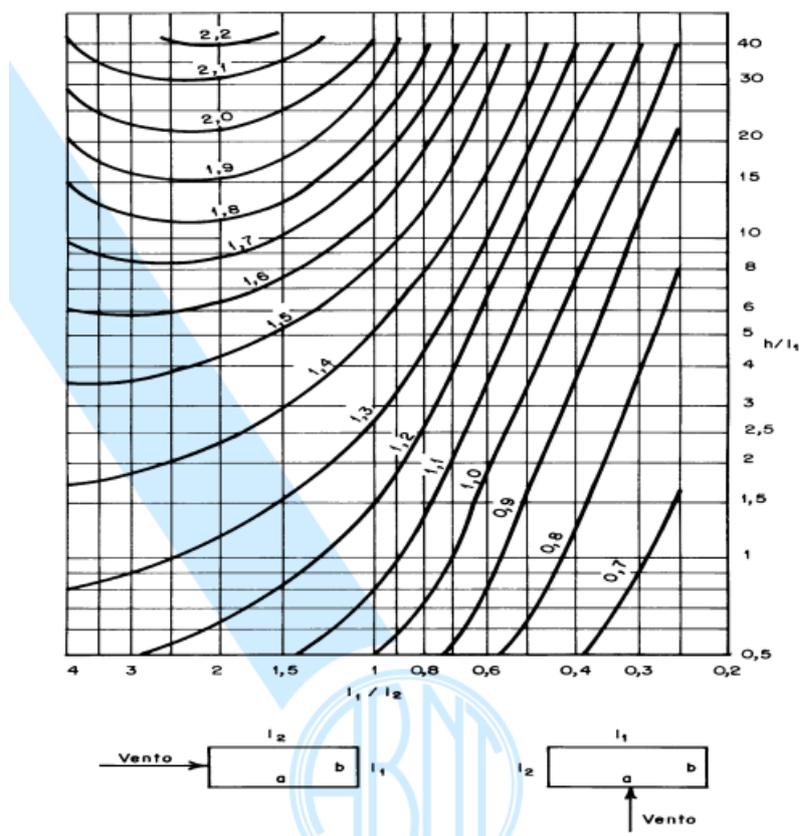


Figura 4 - Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.  
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

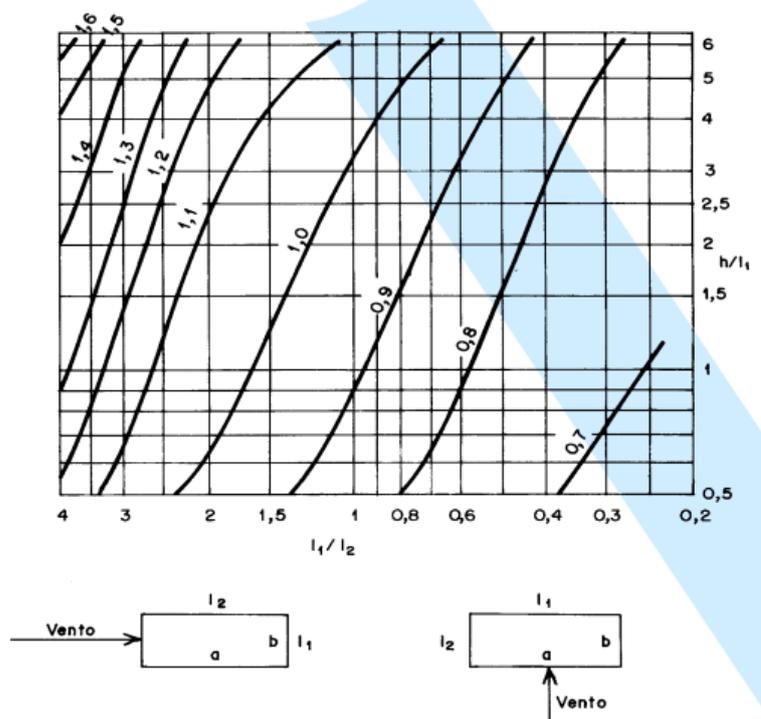


Figura 5 - Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.  
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

De acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988), as cargas horizontais devido aos esforços de nós moveis, devem ser calculadas sobre o estado mais crítico de incidência do vento, assim o pré-dimensionamento simula as hipóteses de incidência do vento sobre as duas áreas possíveis, a fim de determinar os parâmetros de instabilidade para cada situação, ressaltando que essa carga é diretamente ligada à geometria da edificação.

Segundo Wordell (2003), quando se analisa uma estrutura alta com a consideração da área real das seções transversais dos pilares, tem-se deformações axiais maiores nos pilares de maior carga por área de seção transversal.

Logo, essa força de arrasto aplicada a estrutura é obtida pela equação 1 (ABNT, 1988).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (1)$$

Onde:

$F_a$  é a Força de Arrasto;

$C_a$  é o Coeficiente de Arrasto;

$q$  é a pressão dinâmica;

$A_e$  é a Área Efetiva.

A força do vento sobre uma estrutura, em execução é diretamente influenciada pela sequência e pelo método de construção adotado. Logo, para os cálculos da velocidade

característica do vento faz-se necessário determinar a pressão dinâmica “q” ( $N/m^2$ ), e a velocidade característica do vento  $V_k$  ( $m/s$ ), a qual é calculada através da equação 2, sendo ela (ABNT, 1988):

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

A velocidade característica do vento ( $V_k$ ) não ocorre durante um intervalo pequeno de tempo, podendo ser adotados uma  $V_k$  menor durante a execução da edificação. Para tanto, a  $V_k$ , é determinada através da equação 3 (ABNT, 1988).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3)$$

Logo, a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é baseada na região da construção da edificação; e os fatores topográficos ( $S_1, S_2$  e  $S_3$ ) leva em consideração as variações do relevo do terreno (ABNT, 1988).

Para melhor visualização desse cálculo, é apresentada o quadro 1 o qual apresenta os valores referente à estrutura de 30 pavimentos conforme uma das análises propostas nesse trabalho.

Estrutura Quadrada									
Nº PAV	30	h (m)	90	l1 (m)	10	l2 (m)	10		
P/ ABACO	h/l1	9,00	l1/l2	1,00					
Vo (m/s)	35				Coef. Arrasto:		1,52		1,52
h(m)	S1	S2	S3	Vk	q	Lx	Fa (Hy)	Ly	Fa (Hx)
5,00	1,00	0,74	1,00	25,90	0,41	10,00	6,25	10,00	6,25
10,00	1,00	0,74	1,00	25,90	0,41	10,00	6,25	10,00	6,25
15,00	1,00	0,79	1,00	27,65	0,47	10,00	7,12	10,00	7,12
20,00	1,00	0,82	1,00	28,70	0,50	10,00	7,67	10,00	7,67
30,00	1,00	0,87	1,00	30,45	0,57	10,00	8,64	10,00	8,64
40,00	1,00	0,91	1,00	31,85	0,62	10,00	9,45	10,00	9,45
50,00	1,00	0,94	1,00	32,90	0,66	10,00	10,09	10,00	10,09
60,00	1,00	0,97	1,00	33,95	0,71	10,00	10,74	10,00	10,74
80,00	1,00	1,01	1,00	35,35	0,77	10,00	11,64	10,00	11,64
100,00	1,00	1,05	1,00	36,75	0,83	10,00	12,58	10,00	12,58

Quadro 1 – Cálculo do Fator de Arrasto.  
Fonte: próprio autor.

Na 2º coluna é apresentado o fator topográfico representado por  $S_1$ , sendo o valor adotado 1, que é o utilizado para Terreno Plano ou francamente acidentado conforme item 5.2 da NBR 6123 (ABNT,1988).

Na 3º coluna é apresentado o fator de rugosidade expresso por  $S_2$  que é definido com base na superfície do terreno, nesse caso, foi classificado como categoria V que é direcionado para terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados ou por obstáculos com altura média de 25 metros ou mais.

Já na 4<sup>o</sup> coluna se encontra o fator estatístico expresso por  $S_3$  o qual foi utilizado o valor do grupo 2 que é aplicado para edificações com alto fator de ocupação, sendo esse fator 1, conforme item 5.4 da norma NBR 6123 (ABNT,1988).

O valor da velocidade básica do vento  $V_0$  foi retirado da figura 1 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988), que no caso de Rio Verde é igual a 35 m/s.

Já na 5<sup>o</sup> coluna foi calculado o valor da velocidade característica conforme equação 3, sendo que o resultado é expresso em m/s.

Para encontrar a carga atuante devido ao esforço do vento, utilizou-se a equação 2 e dividiu por mil, para que o resultado saísse em  $kN/m^2$ . Logo em seguida, com base nas dimensões horizontais e verticais, foi calculado o Fator de arrasto conforme equação 1, sendo o valor expresso em  $kN/m^2$ . Por fim, as colunas 8 e 10 representam o valor da carga atribuída a edificações na altura analisada.

## 2.1 - Coeficiente $\gamma_z$

Um dos métodos para determinar os esforços globais de 2<sup>o</sup> ordem consiste na análise dos esforços finais (nós fixos+ nós moveis), o qual é obtido através da majoração adicional dos esforços horizontais dos carregamentos, que são considerados por 0,95.  $\gamma_z$ . Esse processo só é valido quando o coeficiente de instabilidade  $\gamma_z$  é  $\leq 1,3$ , que é obtido através da equação 7, a qual foi designada por Moncayo (2011).

$$F = 0,95. H_{vi} . \gamma_z \quad (7)$$

Onde:

F → força resultante da análise dos efeitos de 2<sup>a</sup> ordem.

$H_{vi}$  → esforço horizontal de 1<sup>a</sup> ordem por andar de cálculo.

$\gamma_z$  - valor calculado para cada estrutura referente à majoração do efeito de 2<sup>a</sup> ordem.

O coeficiente “ $\gamma_z$ ” é aplicado para estruturas reticuladas que possuam no mínimo quatro pavimentos, sendo que o mesmo pode ser determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem sendo que há um valor para cada tipo de carregamento (laje, vigas e pilares), (ABNT,2014).

O valor de  $\gamma_z$  para cada tipo de combinação de carregamento pode ser obtido através da equação 8 (ABNT,2014):

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

Onde:

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

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

Com base no valor calculado na equação 8, e partindo da ideia que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados desde que não representem acréscimo superior a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem, uma estrutura poderá ser classificada como de nós fixos se seu  $\gamma_z \leq 1,1$ . Outra possibilidade é que os esforços finais podem ser avaliados a partir da “majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95^* \gamma_z$ ”, desde que  $\gamma_z > 1,1$  e que  $\gamma_z \leq 1,3$ . E caso o valor de  $\gamma_z > 1,3$  deve-se fazer o redimensionamento da estrutura de forma que uma das duas primeiras hipóteses apresentadas sejam alcançadas (OLIVEIRA, *et al.*, 2013).

Para cada modelagem proposta, a geometria e a força do vento provocam uma reação diferente na estrutura, como pode ser observado nas figuras 6 e 7 que é a representação de uma estrutura de geometria quadrada e retangular de 20 pavimentos.

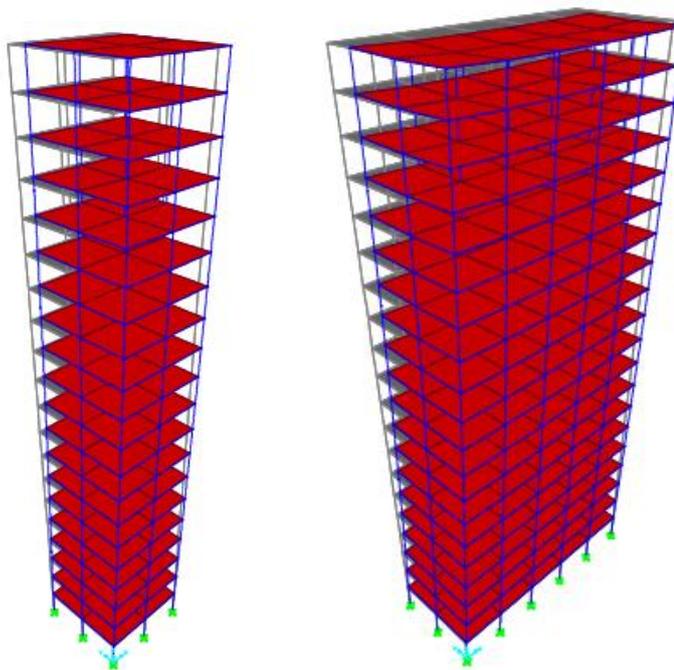


Figura 6 – Estrutura representada em 3D com a sombra do deslocamento.  
Fonte: próprio autor.

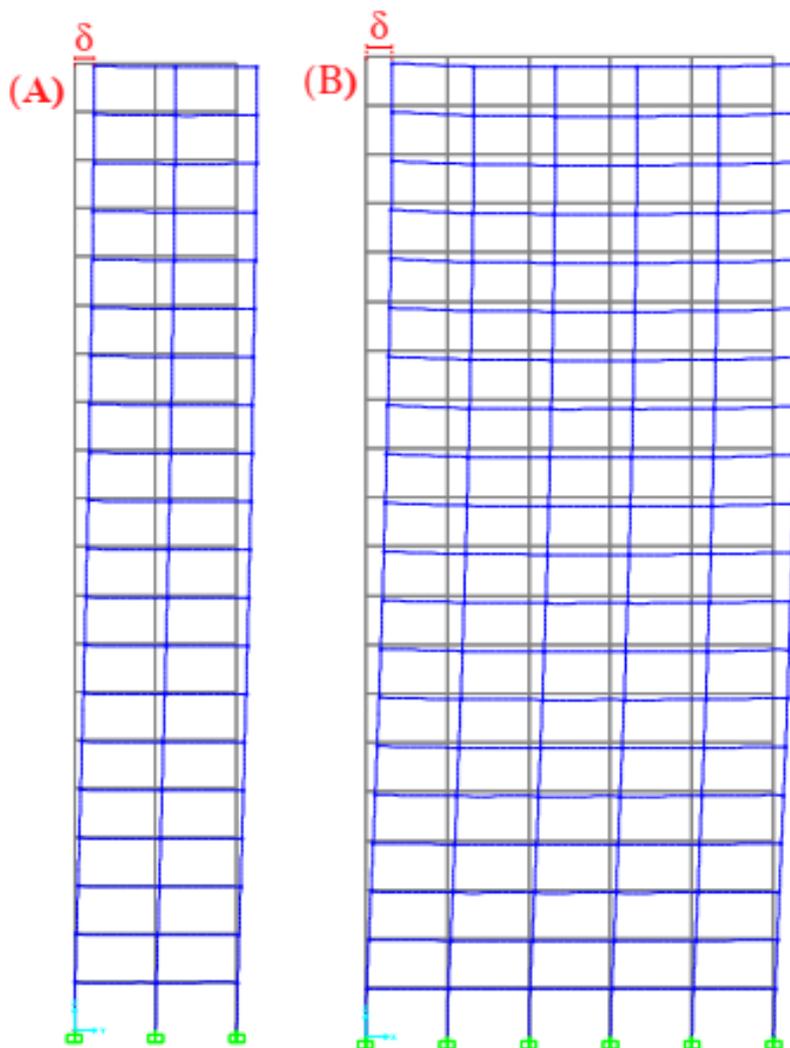


Figura 7 – Estruturas deslocadas ( $\delta$ ), representa a ação do vento a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$ , nas figura (A) e (B) respectivamente.  
Fonte: próprio autor.

#### 4. Resultados e discussão

Aplicando o discorrido anteriormente nas estruturas modeladas na ferramenta SAP2000, obteve-se os seguintes resultados para a modelagem de 15 pavimentos de geometria quadrada conforme quadro 2.

Com base nas cargas do peso próprio da edificação e dos esforços devido a carga do vento, obteve-se o esforço normal de cada pilar. Para melhor visualização da disposição dos pilares a que se refere as cargas do quadro 2, deve-se observar a figura 2 e 3, as quais são somadas para obter o total do carregamento por pavimento, valor esse que será utilizado para obtenção do  $\gamma_z$ .

Em seguida, se encontra a coluna do  $\gamma_f$  que é o coeficiente de ponderação de resistência do concreto, ou seja, o coeficiente de segurança do concreto.

Na coluna com o nome “desl\_hi (cm)” indica o deslocamento horizontal total da edificação no ponto analisado, enquanto que na coluna seguinte com o nome “Delta\_h(i-1) (cm)”, se encontra o deslocamento horizontal total por pavimento.

Na última coluna de cargas verticais encontra-se “Delta\_Mtot,d (kN.m)” que é a somatória do produto das cargas verticais. Esse resultado é obtido pela multiplicação da somatória das cargas verticais, vezes o coeficiente de ponderação, vezes o deslocamento horizontal total por pavimento em metros.

Na primeira coluna de cargas horizontais, encontra-se o valor do fator de arrasto multiplicado pela altura de incidência do vento, sendo que há diferença de altura apenas no primeiro e no último pavimento. De forma geral, essa análise é feita adotando-se a área de influência como sendo metade da altura do pavimento superior mais a metade da altura do pavimento inferior, que é o nó de ligamento entre o pilar e as vigas. No primeiro pavimento o fator de arrasto foi multiplicado por 4,5 metros. Optou-se por considerar a altura do piso até metade da altura do pavimento a favor da segurança, já que esse pavimento pode ser utilizado para moradia, logo não seria “vazado” e poderia influenciar no desempenho da estrutura. Já o último multiplicou por 1,5 metros, pois não foi considerado que haveria guarda corpo no térreo.

Ainda na parte de cargas horizontais, na segunda coluna, se adotou a mesma definição adotada na parte de cargas verticais. Já na terceira coluna, nada mais é do que a altura de cada pavimento em relação ao solo.

Por fim, na parte de cargas horizontais, se encontra “M1,tot,d (kN.m)” que representa o momento de tombamento que é obtido pela multiplicação das três primeiras colunas.

Com esses resultados foi possível calcular o  $\gamma_z$  que é obtido pela equação 8.

Para essa modelagem o valor de  $\gamma_z$  foi de 1,10, ou seja, essa estrutura foi considerada como sendo de nós fixos não sendo necessário majorar as cargas para essa estrutura.



Pavimento	Cargas Verticais								
	Carga do Pilar 1 (N)	Carga do Pilar 2 (N)	Carga do Pilar 3 (N)	Carga do Pilar 4 (N)	Carga do Pilar 5 (N)	Carga do Pilar 6 (N)	Carga do Pilar 7 (N)	Carga do Pilar 8 (N)	Carga do Pilar 9 (N)
1	953,38	1.918,00	1.981,69	1.321,51	2.517,72	2.514,63	953,38	1.918,00	1.981,69
2	931,81	1.819,27	1.883,10	1.271,81	2.349,94	2.366,89	931,81	1.819,27	1.883,10
3	912,81	1.720,90	1.777,04	1.228,63	2.190,54	2.213,33	912,81	1.720,90	1.777,04
4	891,17	1.622,87	1.669,36	1.184,43	2.038,30	2.061,49	891,17	1.622,87	1.669,36
5	866,07	1.525,20	1.561,20	1.138,05	1.892,48	1.912,54	866,07	1.525,20	1.561,20
6	837,40	1.427,88	1.453,07	1.089,21	1.752,32	1.766,78	837,40	1.427,88	1.453,07
7	805,17	1.330,93	1.345,26	1.037,81	1.617,18	1.624,30	805,17	1.330,93	1.345,26
8	769,38	1.234,32	1.238,11	983,73	1.486,46	1.485,20	769,38	1.234,32	1.238,11
9	730,03	1.138,05	1.131,90	926,83	1.359,66	1.349,57	730,03	1.138,05	1.131,90
10	687,18	1.042,09	1.026,83	867,09	1.236,30	1.217,41	687,18	1.042,09	1.026,83
11	640,91	946,42	923,09	804,48	1.115,94	1.088,75	640,91	946,42	923,09
12	591,19	851,03	820,92	738,82	998,24	963,65	591,19	851,03	820,92
13	538,09	755,89	720,50	670,08	882,83	842,13	538,09	755,89	720,50
14	481,66	660,97	621,98	598,21	769,38	724,21	481,66	660,97	621,98
15	421,91	566,24	525,53	523,08	657,64	609,92	421,91	566,24	525,53
16	358,88	471,68	431,32	444,61	547,32	499,31	358,88	471,68	431,32
17	292,65	377,26	339,45	362,74	438,17	392,38	292,65	377,26	339,45
18	223,20	282,94	250,05	277,38	330,03	289,19	223,20	282,94	250,05
19	150,73	188,69	163,43	188,36	222,23	189,73	150,73	188,69	163,43
20	74,55	94,61	78,66	95,96	117,21	94,21	74,55	94,61	78,66

Quadro 2 - Cargas Verticais e Cargas Horizontais – Cálculo do Gama Z.  
Fonte: próprio autor.

Cargas Verticais					Cargas Horizontais			
$\Sigma$ Cargas Verticais (N)	Gama_f	$\Delta$ hi (cm)	$\Delta$ h(i-1) (cm)	$\Delta M_{total,d}$ (kN.m)	Hvi (kN)	Gama_f	hi (m)	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)
11.206,93	1,4	0,6917	0,6917	108,526	28,13	1,4	3	118,13
10.622,82	1,4	1,7943	1,1026	163,978	18,75	1,4	6	157,51
10.043,25	1,4	2,9484	1,1541	162,273	19,19	1,4	9	241,76
9.467,61	1,4	4,0934	1,1450	151,766	21,37	1,4	12	359,03
8.895,54	1,4	5,2142	1,1208	139,582	22,20	1,4	15	466,15
8.326,66	1,4	6,304	1,0898	127,041	23,02	1,4	18	580,22
7.760,64	1,4	7,3576	1,0536	114,473	25,44	1,4	21	747,81
7.197,19	1,4	8,3691	1,0115	101,919	25,92	1,4	24	870,84
6.636,03	1,4	9,3344	0,9653	89,681	25,92	1,4	27	979,70
6.076,90	1,4	10,2507	0,9163	77,956	27,14	1,4	30	1.139,75
5.519,58	1,4	11,1141	0,8634	66,718	28,36	1,4	33	1.310,04
4.963,85	1,4	11,9205	0,8064	56,040	28,36	1,4	36	1.429,14
4.409,52	1,4	12,6677	0,7472	46,127	28,67	1,4	39	1.565,53
3.856,40	1,4	13,3533	0,6856	37,015	30,26	1,4	42	1.779,08
3.304,32	1,4	13,9739	0,6206	28,709	30,26	1,4	45	1.906,15
2.753,12	1,4	14,5276	0,5537	21,342	30,26	1,4	48	2.033,23
2.202,65	1,4	15,013	0,4854	14,968	31,89	1,4	51	2.277,05
1.652,80	1,4	15,4274	0,4144	9,589	32,22	1,4	54	2.435,72
1.103,16	1,4	15,7703	0,3429	5,296	32,22	1,4	57	2.571,03
555,19	1,4	16,0475	0,2772	2,155	16,11	1,4	60	1.353,18
116.554,14			$\Sigma \Delta M_{total,d}$	1.525,15			$\Sigma M_{1,tot,d}$	24.321,04

Quadro 2 – Continuação...

Logo após fazer o mesmo procedimento para todas as modelagens propostas nesse trabalho, obteve-se os seguintes valores de  $\gamma_z$ , conforme quadro 3:

Nº de Pavimento por edificação	Valores obtidos do Gama Z		
	Geometria da Modelagem → Incidência do vento		
	Quadrado → 0º	Retangular → 0º	Retangular → 90º
4	1,0129	1,0136	1,0146
8	1,0308	1,0314	1,0346
15	1,0672	1,0650	1,0758
20	1,0997	1,0920	1,1134
30	1,1949	1,1574	1,2268

Quadro 3 – Resultados do  $\gamma_z$ .  
Fonte: próprio autor.

Para as edificações cujo os valores de  $\gamma_z$  estão de cor preta, as mesmas são classificadas como nós fixos, já para as edificações cujo os valores de  $\gamma_z$  estão de cor vermelha as mesmas são consideradas como sendo de nós moveis, ou seja, nesse último caso há a necessidade de fazer uma majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento, conforme a equação 7 e representado no quadro 4.

Pavimento	Hvi Retangular (90º) - 20 PV	Hvi Quadrado - 30 PV	Hvi Retangular (0º) - 30 PV	Hvi Retangular (90º) - 30 PV	Hvi Majorado Retangular (90º) - 20 PV	Hvi Majorado Quadrado - 30 PV	Hvi Majorado Retangular (0º) - 30 PV	Hvi Majorado Retangular (90º) - 30 PV
1	45,11	28,13	25,93	45,11	47,71	31,93	28,51	52,57
2	30,07	18,75	17,28	30,07	31,81	21,28	19,00	35,05
3	30,64	19,19	17,61	30,64	32,41	21,78	19,37	35,71
4	33,51	21,37	19,26	33,51	35,44	24,26	21,17	39,05
5	35,32	22,20	20,30	35,32	37,36	25,20	22,32	41,16
6	37,13	23,02	21,34	37,13	39,27	26,14	23,46	43,27
7	41,11	25,44	23,63	41,11	43,49	28,87	25,98	47,92
8	41,91	25,92	24,09	41,91	44,33	29,42	26,49	48,84
9	41,91	25,92	24,09	41,91	44,33	29,42	26,49	48,84
10	43,93	27,14	25,25	43,93	46,47	30,80	27,76	51,20
11	45,95	28,36	26,41	45,95	48,60	32,19	29,04	53,55
12	45,95	28,36	26,41	45,95	48,60	32,19	29,04	53,55
13	46,65	28,67	26,81	46,65	49,35	32,55	29,48	54,37
14	50,17	30,26	28,84	50,17	53,07	34,34	31,71	58,47
15	50,17	30,26	28,84	50,17	53,07	34,34	31,71	58,47
16	50,17	28,13	28,84	50,17	53,07	31,93	31,71	58,47
17	51,99	18,75	29,88	51,99	54,99	21,28	32,85	60,59
18	52,35	19,19	30,09	52,35	55,38	21,78	33,08	61,01
19	52,35	21,37	30,09	52,35	55,38	24,26	33,08	61,01
20	26,18	22,20	31,72	55,18	27,69	25,20	34,87	64,31
21		23,02	33,34	58,01		26,14	36,66	67,61
22		25,44	33,34	58,01		28,87	36,66	67,61
23		25,92	33,34	58,01		29,42	36,66	67,61
24		25,92	33,34	58,01		29,42	36,66	67,61
25		27,14	33,34	58,01		30,80	36,66	67,61
26		28,36	33,34	58,01		32,19	36,66	67,61
27		28,36	35,03	60,95		32,19	38,52	71,04
28		28,67	35,37	61,54		32,55	38,89	71,72
29		30,26	35,37	61,54		34,34	38,89	71,72
30		30,26	17,69	30,77		34,34	19,45	35,86
<b>Gama Z</b>	<b>1,1134</b>	<b>1,1949</b>	<b>1,1574</b>	<b>1,2268</b>				

Quadro 4 – Forças (F) majoradas através dos efeitos globais de nós moveis.

Fonte: próprio autor.

Para as estruturas que a norma NBR 6118 (ABNT,2014) determina que deve ser recalculado o  $\gamma_z$ , foi feita uma comparação pelos efeitos de 1ª e de 2ª ordem, obtendo-se a variação dos percentuais de acréscimos devido à consideração dos efeitos de 2ª ordem, conforme quadro 5 exemplificado pela figura 8.

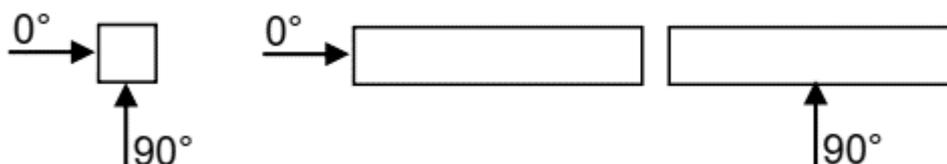


Figura 8 – Exemplificação de incidência de vento sobre a edificação.

Fonte: próprio autor.

Deslocamentos provocados pelos efeitos de 1ª e 2ª ordem				
	RETANGULAR (90º) - 20 PV	Quadrado - (0º, 90º) 30 PV	RETANGULAR (0º) - 30 PV	RETANGULAR (90º) - 30 PV
DESLOCAMENTO TOPO (cm) EFEITO DE 1ª ORDEM	12,3265	52,5900	15,7812	41,1840
DESLOCAMENTO TOPO (cm) EFEITO DE 1ª + 2ª ORDEM	13,0490	59,6864	17,3361	48,0120
ACRÉSCIMO EM %	6%	12%	9%	14%

Quadro 5 – Deslocamentos provocados pelos efeitos de 1ª e 2ª ordens e percentual de acréscimo devido ao efeito de 2ª ordem.

Fonte: próprio autor.

Outra informação relevante para análise dos dados apresentados, é a área de incidência do vento, que varia de acordo com a geometria e com a altura do elemento estrutural, sendo que no caso desse trabalho é representado pelo quadro 6.

Pavimentos	Quadrado (m²)	Retangular 0° (m²)	Retangular 90° (m²)
4	120	120	300
8	240	240	600
15	450	450	1.125
20	600	600	1.500
10	300	300	750

Quadro 6 – Área de exposição do vento.

Fonte: próprio autor.

Entre as estruturas que foi aplicado o efeito de 2ª ordem, a estrutura de geometria retangular de 20 pavimentos, foi a estrutura que menos se deslocou, fato esse, que pode ser justificado pelas ações do vento serem aplicadas na estrutura a 0°. Além da área de influência

do vento ser menor, a estrutura conta com mais 25 metros de edificação que ajuda na distribuição das cargas oriundas do vento, conforme figuras 2 e 3 e quadro 6. Outro fator que contribuiu significativamente para esse deslocamento menor, é o fato dessa estrutura conter apenas 20 pavimentos, ou seja, 60 metros de altura contra 90 metros das outras estruturas que foram submetidas ao efeito de 2ª ordem.

Referente à estrutura quadrada de 30 pavimentos que apresentou 12% de variação de deslocamento, pode-se atribuir esse elevado deslocamento à geometria da edificação que não possui uma área muito grande para distribuição das cargas oriundas do vento. Caso fosse necessário diminuir esse deslocamento, poderia ser modificada a geometria da edificação, utilizar parede ou vigas de contraventamento ou aumentar a robustez dos pilares, que são os responsáveis por receber essas cargas e por distribuí-las às fundações, logo essas soluções poderão onerar o projeto.

De modo geral, como pode-se observar no quadro 3, as estruturas de forma geométrica retangular com incidência de vento a  $0^{\circ}$ , foram as estruturas que apresentaram melhor resultado quanto ao  $\gamma_z$ , ou seja, resistem melhor aos esforços solicitados pelo vento, logo, esse resultado é atribuído a área de incidência e a geometria do elemento estrutural.

## 5. CONCLUSÕES

Pode-se concluir que a estrutura que abrange a menor área de vento e a maior inércia, resulta no menor deslocamento. Outro aspecto que influencia diretamente no resultado dessa análise é a altura da edificação que está diretamente relacionada com a área de incidência do vento, sendo que quanto maior for essa área, mais esforço a estrutura terá que combater. Por fim, pode-se observar que a geometria da edificação e a quantidade de elementos estruturais com a função de contraventamento são os principais elementos para combater as forças que surgem com a carga do vento.

Para análises futuras, fica como sugestão a alteração da geometria dos elementos estruturais, onde pode ser alterada sua disposição dentro da edificação e a geometria da edificação proposta, para que seja possível analisar de uma outra perspectiva os resultados.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, por ter me dado forças para vencer cada obstáculo durante essa caminhada e por ter me “ajudado” a alcançado mais esse mérito.

A minha família, em especial aos meus pais, Carlos e Fátima e a minha irmã, Suyane, pelo apoio contínuo nos momentos de dificuldade e ausência.

A minha namorada, Carolina, que foi compreensiva por entender minha ausência em diversos momentos e que me incentivou na continuidade de meus estudos.

Aos meus professores, pelo conhecimento que comigo compartilharam, contribuindo para meu crescimento profissional e intelectual. Em especial ao professor Ms. Cristiano Araújo Maciel Alves, pelo o ensino em aulas e pelo auxílio na utilização da ferramenta SAP 2000.

## REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (1988). *NBR 6123 - Forças Devido ao Vento Em Edificações*. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2014). *NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto*. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS, Rio de Janeiro.
- BUZO, H. A. (2017). *ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE DIAFRAGMA RÍGIDO DE LAJES MACIÇAS - Trabalho de Conclusão de Curso*. Acesso em 09 de 02 de 2019, disponível em UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ - Câmpus Campo Mourão: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/8325/1/comportamentodiafragmalajesmacicas.pdf>
- CARMO, R. M. (1995). *Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado*. (U. d. Paulo, Editor) Acesso em 17 de Out de 2018, disponível em Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-24042018-120327/en.php>
- Fontes, F. F., & Pinheiro, L. M. (04 de 2006). ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO POR VÁRIOS MODELOS ESTRUTURAIIS - Artigo. *Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*, ISBN 85-86686-36-0, p. 18.
- Junior, E. S. (2001). Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos. *Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo*, p. 144.
- KIMURA, A. (2007). *Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais - ISBN 98-85-7266-182-9 (Vol. 1º EDIÇÃO)*. São Paulo: Pini.
- MARTINS, B., CUNHA, F., & CARMO, L. (2013). *Estabilidade Global de Edifícios em Concreto Armado – Análise a Partir da Variação da Geometria das Edificações - Trabalho Final de curso*. Pontifica Universidade Católica, Goiânia - GO.
- MONCAYO, W. (2011). *Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado - Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo*. Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Paulo.
- NETO, J., & CORRÊA, M. (2002). USP. Acesso em 17 de Out de 2018, disponível em Análise Tridimensional de Edifícios em Alvenaria Estrutural Submetidos à Ação do Vento - Artigo: [http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova\\_versao/pdf/cee19\\_81.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee19_81.pdf).
- OLIVEIRA, D., SILVA, N., BREMER, C., & INOUE, H. (02 de 2013). Considerações sobre a determinação do coeficiente. *REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS - Volume 6 - Nº 01*, p. [http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/riem/volume6\\_n1.asp](http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/riem/volume6_n1.asp).
- Pinhal, P. (2009). *Colegio de Arquitetos*. Acesso em 09 de 02 de 2019, disponível em Terminologias Arquitetônicas: <http://www.colegiodearquitetos.com.br/dicionario/2009/02/o-que-e-contraventamento/>



SILVA, I. (1996). *Análise de Edifícios de Alvenaria Estrutural Sujeitos às Ações do Vento*. São Carlos, 1996. 81p. *Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*. Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos.

WORDELL, F. (2003). *Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos*. *Dissertação (Mestrado-Profissional em Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS.