



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO  
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA E CIÊNCIAS AMBIENTAIS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MATEUS DUTRA ROCHA

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS  
PAVIMENTOS**

MOSSORÓ - RN

2023

MATEUS DUTRA ROCHA

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS  
PAVIMENTOS**

Monografia apresentada a Universidade  
Federal Rural do Semi-Árido como requisito  
para obtenção do título de Bacharel em  
ENGENHARIA CIVIL.

Orientador: Valmiro Quefren Gameleira  
Nunes, Prof. Dr.

MOSSORÓ - RN

2023

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tornar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

R978a Rocha, Mateus Dutra.

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE  
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS / Mateus Dutra Rocha. - 2023.

47 f. : il.

Orientador: Valmiro Quéfren Gameleira Nunes.  
Monografia (graduação) - Universidade Federal  
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,  
2023.

1. Estabilidade Global. 2. γ<sub>z</sub>. 3. Deformações.  
4. Deslocamentos. 5. TQS. I. Quéfren Gameleira  
Nunes, Valmiro, orient. II. Título.

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas

da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

MATEUS DUTRA ROCHA

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS  
PAVIMENTOS**

Monografia apresentada a Universidade  
Federal Rural do Semi-Árido como  
requisito para obtenção do título de  
Bacharel em ENGENHARIA CIVIL

Defendida em: 17 / 05 / 2023.

**BANCA EXAMINADORA**

Documento assinado digitalmente  
 VALMIRO QUEFREN GAMELEIRA NUNES  
Data: 20/05/2023 14:58:29-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Valmiro Quefren Gameleira, Prof. Dr. (UFERSA)  
Presidente

Documento assinado digitalmente  
 CHRISTIANE MYLENA TAVARES DE MENEZES  
Data: 20/05/2023 14:56:54-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Christiane Mylena Tavares de Menezes Gameleira, Profa. Dra. (UFERSA)  
Membro Examinador

Documento assinado digitalmente  
 RAIMUNDO GOMES DE AMORIM NETO  
Data: 20/05/2023 16:31:06-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Raimundo Gomes de Amorim Neto, Prof. Dr. (UFERSA)  
Membro Examinador

## **AGRADECIMENTOS**

A conclusão do curso de Engenharia Civil na UFERSA tornou-se possível graças ao apoio de pessoas que sou extremamente grato para a minha formação profissional. Desta forma, agradeço especialmente:

- Agradeço à minha mãe, Gilmara Elke, por sempre me proporcionar o maior conforto dentro de todas as limitações para que eu conseguisse alcançar aos meus objetivos e aos meus pais, Dalton Pedrosa Rocha, Gilberto Dutra Dias e Daniel Paiva de Souza por sempre estarem ao meu lado;

- Aos meus avós, Ednee Dias Dutra, Braulia Fernandes Pedrosa Rocha e João Rocha neto que sempre me deram muito amor e carinho ao longo desta jornada;

- A minha namorada, Jéssica Nahyane Rebouças Silva, que sempre esteve ao meu lado apoiando em todas as decisões e que nunca me abandonou em situações difíceis ao decorrer de uma parte da graduação;

- Ao restante dos familiares que não foram citados, quero deixar a minha gratidão por sempre estarem apoiando em todas as decisões.

- Aos meus amigos de Infância, Iago Fernandes Teixeira Rosado e Vinicius Prado Costa, obrigado por estarem presentes em toda a minha jornada;

- Aos meus colegas de curso, em especial Pedro Henrique Castro Pereira, Rennan Campelo Bessa, Juliana Pereira de Oliveira e Humberto Freire Dias Neto, que estiveram ao meu lado em toda jornada e passando por todas as dificuldades ao decorrer do curso. Em relação ao restante que não foram citados, quero deixar o meu MUITO OBRIGADO pelo apoio.

- Gostaria de expressar minha gratidão ao meu orientador, Valmiro Quéfren Gameleira Nunes, por sua paciência, compreensão e ser exemplo como professor, que me inspirou a desenvolver um interesse pela área de estruturas.

## RESUMO

A implementação dos softwares de dimensionamento está cada vez mais presente em diversos ramos da engenharia. Ao tratarmos da engenharia civil, existem diversos programas voltados para o cálculo de estruturas. Estas ferramentas são de grande importância para os engenheiros, visto que elas vieram com o intuito de otimizar o trabalho, proporcionando uma maior segurança. Apesar destes benefícios, cabe também ao calculista saber interpretar o que está sendo exposto pelo software, tendo em vista que o software apresenta resultados diferentes dependendo das configurações adotadas. A partir desta linha de pensamento, este trabalho tem como objetivo analisar a estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos (26 andares) para diferentes modelos estruturais, levando em consideração as deformações que causam efeitos adicionais na estrutura, chamados de efeitos de segunda ordem, onde estes tendem a desestabilizar a edificação. Será utilizado o *software* de cálculo estrutural, TQS, para a análise. Esta análise é realizada com base no coeficiente  $\gamma_z$ , onde este parâmetro nos indica se a estrutura em análise é de nós fixos ou de nós móveis. Além da análise deste coeficiente, os deslocamentos laterais máximos fazem parte da análise. Serão estudados 6 tipos de modelos estruturais, onde o primeiro possui todos os pilares direcionados no mesmo sentido, na qual a maior dimensão estará na vertical, o segundo possui todos os pilares direcionados no mesmo sentido, em que a maior dimensão estará na horizontal, o terceiro caso apresenta o uso de núcleo rígido aberto, onde os pilares estarão com a sua maior dimensão na vertical, o quarto caso também irá utilizar o núcleo rígido aberto e os pilares com a maior dimensão na horizontal. O quinto caso é utilizado o núcleo rígido fechado e todos os pilares com a sua maior inércia na vertical e por último, o sexto caso será com núcleo rígido fechado e os pilares com a sua maior inércia na horizontal. Este núcleo atua como uma espécie de enrijecedor, com finalidade de aumentar a rigidez da estrutura. Com posse desses dados, será feito uma análise das deformações dos modelos, para escolher o que possui uma melhor estabilidade global, respeitando os parâmetros estabelecidos pela ANBT NBR 6118:2014. Ao fim do trabalho, verificou-se que, as mudanças de direção dos pilares junto com a implementação do núcleo rígido, proporcionaram um impacto significativo no coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$ , onde do modelo mais desfavorável (Pilares com a maior dimensão na vertical) para o modelo mais favorável (Implementação do núcleo rígido fechado com pilares com a maior dimensão na horizontal), gerou uma melhora na estabilidade de 28,76%.

**Palavras-chave:** Estabilidade global;  $\gamma_z$ ; TQS; Deformações; Deslocamentos.

## LISTA DE FIGURAS

|                                                                                                                                     |           |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <i>Figura 1 - Equação para combinações normais últimas .....</i>                                                                    | <i>15</i> |
| <i>Figura 2 - Combinações de serviço quase permanentes .....</i>                                                                    | <i>15</i> |
| <i>Figura 3 - Rigidez relacionada a cada tipo de esforços.....</i>                                                                  | <i>16</i> |
| <i>Figura 4 - Cálculo da rigidez.....</i>                                                                                           | <i>16</i> |
| <i>Figura 5 - Análise Linear .....</i>                                                                                              | <i>17</i> |
| <i>Figura 6 - Análise não linear .....</i>                                                                                          | <i>17</i> |
| <i>Figura 7 - Efeitos de 1ª ordem .....</i>                                                                                         | <i>18</i> |
| <i>Figura 8 - Efeitos de 2ª ordem .....</i>                                                                                         | <i>19</i> |
| <i>Figura 9 - Efeitos globais de 2ª ordem.....</i>                                                                                  | <i>19</i> |
| <i>Figura 10 - Efeitos locais de 2ª ordem .....</i>                                                                                 | <i>19</i> |
| <i>Figura 11 - Efeitos localizados de 2ª ordem.....</i>                                                                             | <i>20</i> |
| <i>Figura 12 - Relação entre os efeitos de 2ª ordem com a estabilidade global .....</i>                                             | <i>20</i> |
| <i>Figura 13 - Classificação da estrutura com o valor do <math>\gamma_z</math>.....</i>                                             | <i>21</i> |
| <i>Figura 14 - Relação entre os valores do gama <math>\gamma_z</math> com os efeitos de 1ª e 2ª ordem .....</i>                     | <i>21</i> |
| <i>Figura 15 - Núcleo Rígido em edifícios.....</i>                                                                                  | <i>22</i> |
| <i>Figura 16 - Escolha do modelo estrutural do edifício a partir do TQS.....</i>                                                    | <i>24</i> |
| <i>Figura 17 - Escolha das configurações de materiais a partir do TQS .....</i>                                                     | <i>25</i> |
| <i>Figura 18 - Planta de forma genérica com as cotas da edificação.....</i>                                                         | <i>26</i> |
| <i>Figura 19 - Cálculo dos coeficientes de arrasto.....</i>                                                                         | <i>26</i> |
| <i>Figura 20 - Configurações consideradas em relação à carga de vento.....</i>                                                      | <i>27</i> |
| <i>Figura 21 - Mapa de isopletras no Brasil para estimar à carga de vento em determinadas regiões brasileiras.....</i>              | <i>27</i> |
| <i>Figura 22 - Configurações consideradas em relação à categoria de rugosidade do terreno .....</i>                                 | <i>28</i> |
| <i>Figura 23 - Configurações consideradas em relação à classe da edificação.....</i>                                                | <i>28</i> |
| <i>Figura 24 - Configurações consideradas em relação ao fator estatístico da edificação .....</i>                                   | <i>28</i> |
| <i>Figura 25 - Pilares com a maior dimensão na vertical .....</i>                                                                   | <i>29</i> |
| <i>Figura 26 - Pilares com a maior dimensão na horizontal.....</i>                                                                  | <i>30</i> |
| <i>Figura 27 - Pilares com a maior dimensão na vertical com núcleo rígido aberto .....</i>                                          | <i>31</i> |
| <i>Figura 28 - Pilares com a maior dimensão na horizontal com núcleo rígido aberto.....</i>                                         | <i>32</i> |
| <i>Figura 29 - Pilares com a maior dimensão na vertical com núcleo rígido fechado .....</i>                                         | <i>33</i> |
| <i>Figura 30 - Pilares com a maior dimensão na horizontal com núcleo rígido fechado.....</i>                                        | <i>34</i> |
| <i>Figura 31 - Resultados do <math>\gamma_z</math> pilares com a maior dimensão na vertical .....</i>                               | <i>35</i> |
| <i>Figura 32 - Resultado dos deslocamentos laterais de pilares com a maior dimensão na vertical .....</i>                           | <i>35</i> |
| <i>Figura 33 - Resultados do <math>\gamma_z</math> dos pilares com a maior dimensão na horizontal .....</i>                         | <i>36</i> |
| <i>Figura 34 - Resultado dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na horizontal .....</i>                                 | <i>36</i> |
| <i>Figura 35 - Resultados do <math>\gamma_z</math> dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido aberto.....</i>     | <i>37</i> |
| <i>Figura 36 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido aberto .....</i>           | <i>37</i> |
| <i>Figura 37 - Resultados do <math>\gamma_z</math> dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido aberto.....</i>   | <i>37</i> |
| <i>Figura 38 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido aberto .....</i>         | <i>38</i> |
| <i>Figura 39 - Resultados do <math>\gamma_z</math> dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido fechado.....</i>    | <i>38</i> |
| <i>Figura 40 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido fechado .....</i>          | <i>38</i> |
| <i>Figura 41 - Resultados do <math>\gamma_z</math> dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido fechado .....</i> | <i>39</i> |
| <i>Figura 42 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido fechado.....</i>         | <i>39</i> |

|                                                                                                          |           |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <i>Figura 43 - Resultados do coeficiente <math>\gamma_z</math> para todos os modelos estudados .....</i> | <i>40</i> |
| <i>Figura 44 - Resultados dos deslocamentos laterais máximos todos os modelos estudados .....</i>        | <i>41</i> |

**LISTA DE TABELAS**

|          |   |                                                                              |    |
|----------|---|------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 1 | – | Resultados do $\gamma_z$ e deslocamentos laterais dos modelos estudados..... | 44 |
|----------|---|------------------------------------------------------------------------------|----|

## SUMÁRIO

|                                                                         |           |
|-------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1 INTRODUÇÃO .....</b>                                               | <b>12</b> |
| <b>1.1 OBJETIVOS .....</b>                                              | <b>12</b> |
| <b>1.1.1 Objetivo Geral.....</b>                                        | <b>12</b> |
| <b>2 REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>                                       | <b>13</b> |
| <b>2.1 Ações e Combinações em edifícios .....</b>                       | <b>13</b> |
| <b>2.1.1 Estados-Limite .....</b>                                       | <b>13</b> |
| <b>2.1.2 Ações .....</b>                                                | <b>13</b> |
| <b>2.1.3 Coeficiente <math>\gamma_f</math>.....</b>                     | <b>14</b> |
| <b>2.1.4 Combinações .....</b>                                          | <b>15</b> |
| <b>Figura 1 - Equação para combinações normais últimas.....</b>         | <b>15</b> |
| <b>2.2 Rigidez nos elementos de concreto armado.....</b>                | <b>16</b> |
| <b>2.3 Análise não linear .....</b>                                     | <b>16</b> |
| <b>2.3.1 Análise Linear .....</b>                                       | <b>17</b> |
| <b>2.3.2 Análise não linear .....</b>                                   | <b>17</b> |
| <b>2.3.3 Não linearidade física .....</b>                               | <b>17</b> |
| <b>2.3.4 Não linearidade geométrica .....</b>                           | <b>18</b> |
| <b>2.4 Estabilidade global e efeitos de segunda ordem.....</b>          | <b>18</b> |
| <b>2.4.1 Efeitos de 1ª Ordem .....</b>                                  | <b>18</b> |
| <b>2.4.2 Efeitos de 2ª Ordem .....</b>                                  | <b>18</b> |
| <b>2.4.3 Efeitos de 2ª Ordem em estruturas de concreto armado .....</b> | <b>19</b> |
| <b>2.4.4 Estabilidade global .....</b>                                  | <b>20</b> |
| <b>2.4.5 Coeficiente <math>\gamma_z</math>.....</b>                     | <b>20</b> |
| <b>2.5 Pilares-Parede .....</b>                                         | <b>22</b> |
| <b>2.6 Núcleos estruturais em edifícios .....</b>                       | <b>22</b> |
| <b>3 METODOLOGIA.....</b>                                               | <b>23</b> |
| <b>4 ESTUDO DE CASO .....</b>                                           | <b>23</b> |

|                                                        |           |
|--------------------------------------------------------|-----------|
|                                                        | 11        |
| <b>4.1 Definições iniciais.....</b>                    | <b>23</b> |
| <b>4.2 Considerações adotadas no Software TQS.....</b> | <b>24</b> |
| <b>4.2.1 – Modelo .....</b>                            | <b>24</b> |
| <b>4.2.2 – Materiais.....</b>                          | <b>25</b> |
| <b>4.2.3 – Cargas de vento.....</b>                    | <b>25</b> |
| <b>4.3 Concepções estruturais adotadas .....</b>       | <b>29</b> |
| <b>4.3.1 – Modelo 1 - PV.....</b>                      | <b>29</b> |
| <b>4.3.2 – Modelo 2 – PH.....</b>                      | <b>30</b> |
| <b>4.3.3 – Modelo 3 – PVA .....</b>                    | <b>31</b> |
| <b>4.3.4 – Modelo 4 - PHA .....</b>                    | <b>32</b> |
| <b>4.3.5 – Modelo 5 - PVF .....</b>                    | <b>33</b> |
| <b>4.3.6 – Modelo 6 – PHF .....</b>                    | <b>34</b> |
| <b>5 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>                  | <b>35</b> |
| <b>5.1. - Modelo 1 – PV.....</b>                       | <b>35</b> |
| <b>5.2 – Modelo 2 – PH.....</b>                        | <b>36</b> |
| <b>5.3 – Modelo 3 – PVA .....</b>                      | <b>37</b> |
| <b>5.4 – Modelo 4 – PHA.....</b>                       | <b>37</b> |
| <b>5.5 – Modelo 5 – PVF .....</b>                      | <b>38</b> |
| <b>5.6 – Modelo 6 – PHF .....</b>                      | <b>39</b> |
| <b>5.7 – Modelo mais eficiente .....</b>               | <b>39</b> |
| <b>5.8 – Comparação entre os modelos.....</b>          | <b>41</b> |
| <b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>                     | <b>42</b> |
| <b>REFERÊNCIAS.....</b>                                | <b>43</b> |
| <b>APÊNDICES .....</b>                                 | <b>44</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

Atualmente, as edificações estão sendo desenvolvidas com uma arquitetura bastante desafiadora para os engenheiros, onde a esbeltez de elementos estruturais se destaca. Em estruturas esbeltas, a ação do vento promove efeitos que geram impactos significantes no cálculo estrutural este novo esforço requer uma análise mais cautelosa de como a edificação irá se comportar mediante aos carregamentos gerados. Estes esforços são chamados de efeitos de 2ª ordem. Sendo assim, a avaliação da estabilidade global através do coeficiente  $\gamma_z$  e deslocamentos laterais se tornam imprescindíveis para garantir a segurança.

A ABNT NBR 6118:2014, estabelece que se os efeitos globais de segunda ordem através do coeficiente  $\gamma_z$  forem maiores que 1,1, a estrutura será classificada como de nós móveis. Caso estes efeitos sejam inferiores 1,1, esta será denominada de nós fixos. Para que estes efeitos de segunda ordem estejam condizentes com a realidade, faz-se necessário que eles sejam calculados a partir da análise não linear geométrica Oliveira, *et al* (2013), onde esta análise é perfeitamente elaborada em *softwares* de cálculo estrutural.

A estabilidade global de um edifício está ligada diretamente às ações, altura, rigidez entre os elementos estruturais etc. A partir disso, cabe ao engenheiro civil a missão de adotar soluções que sejam eficientes e econômicas para as edificações, logo, este trabalho analisa os impactos na estabilidade global e deslocamentos laterais em edifícios de múltiplos pavimentos diante de diferentes soluções estruturais.

### 1.1 OBJETIVOS

#### 1.1.1 Objetivo Geral

Estudar, através do coeficiente  $\gamma_z$ , os efeitos de segunda ordem, ocasionados pelos deslocamentos horizontais de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado.

#### 1.1.1 Objetivos Específicos

- (i) Modelar e analisar a estrutura no *software* Alocado/Tqs
- (ii) Analisar a influência da posição dos pilares na estabilidade global da estrutura;
- (iii) Comparar os valores da estabilidade global do edifício em estudo com a implementação do núcleo rígido aberto, fechado e sem núcleo rígido;
- (iv) Comparar os resultados dos casos estudados e definir qual modelo demonstrou a melhor estabilidade global.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Ações e Combinações em edifícios**

#### **2.1.1 Estados-Limite**

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, os estados limites que são levados em consideração no dimensionamento de estruturas de concreto armado são os estados limites últimos e os estados limites de serviço. O estado limite último é ligado à ruína estrutural e o estado limite de serviço tem relação com a durabilidade das estruturas, aparência e ao conforto.

A norma supracitada estabelece no item 10.4 que as estruturas de concreto armado dimensionadas, devem sempre passar por estas verificações do estado limite último, como por exemplo:

- a. Estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b. Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos;
- c. Estado-limite último de esgotamento de capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem

Para o estado-limite de serviço, a depender da segurança das estruturas, pode-se exigir a verificação de alguns itens, onde estes podem ser encontrados na seção 3 desta norma.

#### **2.1.2 Ações**

Kimura (2018) afirma que no cálculo de um edifício, devem ser consideradas todas as ações que possam provocar efeitos significativos nas estruturas, onde estas ações não são necessariamente as cargas externas aplicadas diretamente ao edifício. Estas cargas podem estar relacionadas com a características do material ou da construção de estrutura, visto que irão gerar esforços adicionais que devem ser considerados no projeto estrutural.

Existem dois grupos principais de ações que são levadas em consideração nos projetos: ações permanentes e ações variáveis. Segundo Kimura (2018), as ações permanentes são aquelas que irão permanecer no edifício desde o início da sua construção até o seu fim, ou seja, pode-se imaginar que estes esforços irão entrar na edificação e ficar permanentemente. Como exemplos de cargas permanentes pode-se destacar:

- Peso próprio da estrutura;
- Peso dos elementos construtivos (alvenarias, revestimentos etc.);
- Empuxos permanentes;
- Retração do concreto;
- Fluência do concreto;
- Protensão;
- Imperfeições geométricas;
- Deslocamentos de apoio.

Dentro das ações permanentes, ainda existe uma classificação, onde estas cargas podem ser denominadas de direta e indireta. Nas ações diretas, temos o peso próprio, peso dos elementos construtivos e o empuxo, já nas ações indiretas, temos a retração, fluências, recalques, imperfeições geométricas e a protensão.

As ações variáveis podem ser compreendidas como cargas que irão atuar em um período da vida da edificação, logo, pode-se destacar estas ações:

- Cargas Acidentais;
- Vento;
- Ações dinâmicas;
- Variações de temperatura;

Como nas ações permanentes, as ações variáveis também podem ser classificadas de forma direta e indireta, onde as diretas estão relacionadas com as cargas acidentais, vento e água. As ações variáveis indiretas se referem as cargas das variações de temperaturas e ações dinâmicas.

### **2.1.3 Coeficiente $\gamma_f$**

Segundo o item 11.7 da ABNT NBR 6118:2014, as ações em uma edificação, devem ser majoradas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , onde este pode ser encontrado a partir do produto entre  $\gamma_{f1}$ ,  $\gamma_{f2}$  e  $\gamma_{f3}$ . Estes correspondem respectivamente a variabilidade das ações, simultaneidade das ações e as aproximações que são consideradas em projetos. Carvalho (2014) complementa que, a ampliação do coeficiente de segurança em coeficientes parciais proporciona que os valores do  $\gamma_f$  sejam definidos de acordo com as peculiaridades que possam existir em diferentes tipos de estruturas. Os valores para estes coeficientes podem ser encontrados nas tabelas 11.1 e 11.2 na ABNT NBR 6118:2014.

### 2.1.4 Combinações

Ao planejarmos projetos de engenharia que envolvam a parte de estruturas, é necessário o engenheiro saber mesclar as ações que irão atuar na edificação. Segundo Carvalho (2014), as ações devem ser elaboradas de forma que possam considerar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Estas ações podem ser classificadas como combinações últimas e combinações de serviço. As combinações últimas podem ser chamadas de combinações últimas normais, onde estas são definidas pela equação a seguir:

Figura 1 - Equação para combinações normais últimas

$$F_d = \underbrace{\gamma_g F_{gk}}_{\text{PERMANENTE DIRETA (Peso próprio, empuxo...)}} + \underbrace{\gamma_{eg} F_{egk}}_{\text{PERMANENTE INDIRETA (Retração, imperfeições...)}} + \underbrace{\gamma_q \left( F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{qjk} \right)}_{\substack{\text{PRINCIPAL} \\ \text{DEMAIS}}} + \underbrace{\gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}}_{\text{VARIÁVEIS INDIRETAS (Temperatura...)}}$$

VARIÁVEIS DIRETAS (Carga de uso, vento...)

FONTE: Kimura (2018)

Para as combinações de serviço, a ABNT NBR 6118:2014, item 11.8.3.1, expõe que podem ser classificadas em três tipos: quase permanentes, frequentes e raras.

Figura 2 - Combinações de serviço quase permanentes

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^n F_{gjk} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{qjk}$$

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^n F_{gjk} + \psi_1 F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qjk}$$

PERMANENTE                      VARIÁVEL

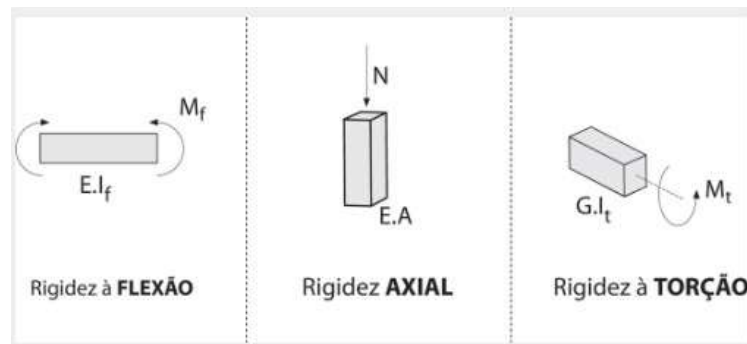
FONTE: Kimura (2018)

A primeira equação está relacionada com as combinações quase permanentes e a segunda equação com as combinações frequente.

## 2.2 Rigidez nos elementos de concreto armado

Segundo Kimura (2018), a rigidez pode ser associada a cada tipo de esforços, sendo estes: rigidez à flexão (atuação do momento fletor), rigidez axial (atuação da força normal) e a rigidez à torção (atuação do momento torçor).

Figura 3 - Rigidez relacionada a cada tipo de esforços

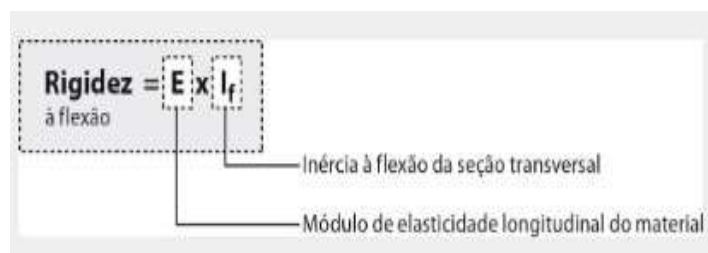


Fonte: Kimura (2018)

Kimura (2018) complementa expondo que:

- A rigidez á flexão de uma determinada seção pode ser definida entre o produto do módulo elasticidade (E) e a sua inércia à flexão ( $I_f$ ).

Figura 4 - Cálculo da rigidez



Fonte: Kimura (2018)

Kimura (2018) afirma que os esforços solicitantes com origem das ações em um edifício são distribuídos de acordo com a rigidez entre os elementos estruturais que o compõe. A partir disso, podemos concluir que quanto maior for a rigidez do elemento estrutural, mais cargas ele irá “puxar”, fazendo com que os esforços em elementos de menor rigidez sejam aliviados.

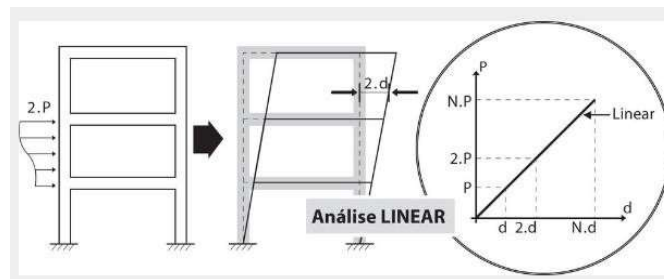
## 2.3 Análise não linear

Para o entendimento da análise não linear, faz-se necessário compreender o conceito da análise linear em estruturas.

### 2.3.1 Análise Linear

Á análise linear nas estruturas de concreto armado é um método que analisa a resposta de uma estrutura às cargas que são aplicadas ela, levando em consideração que as deformações irão ocorrer de maneira linear (proporcional) aos esforços. Este método de análise tem como base a teoria da elasticidade, assumindo que os materiais irão se comportar de maneira elástica.

Figura 5 - Análise Linear

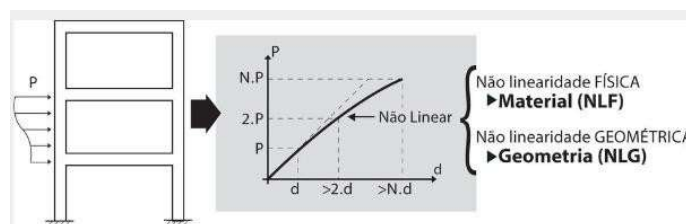


Fonte: Kimura (2018)

### 2.3.2 Análise não linear

Diferente da análise linear, a análise não linear é importante para a análise de estruturas de concreto armado, visto que ela irá modelar o comportamento do concreto e do aço em situações que possam existir deformações excessivas. Dentro desta análise, existe a não linearidade física e a geométrica.

Figura 6 - Análise não linear



Fonte: Kimura (2018)

### 2.3.3 Não linearidade física

Segundo Pinto (1997), os deslocamentos laterais em edifícios de concreto armado, devem ser avaliados com bastante cautela, visto que o concreto não possui um comportamento elástico perfeito. Em outras palavras, este efeito ocorre à medida que as tensões aumentam, fazendo com que as propriedades do concreto relacionadas à rigidez dos elementos e resistências são alteradas.

### 2.3.4 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica está ligada à deformação dos elementos estruturais, logo, a medida que os carregamentos aumentam, a geometria do elemento é alterada. Pinto (1997) expõe que em projetos de edifícios esbeltos, a não linearidade geométrica, deve estar presente nas verificações do edifício, visto que o carregamento vertical com a estrutura deslocada pode ocasionar acréscimos de esforços, levando a edificação à ruína.

## 2.4 Estabilidade global e efeitos de segunda ordem

### 2.4.1 Efeitos de 1ª Ordem

A análise em primeira ordem da estrutura ocorre quando analisamos ela com a geometria não deformada, gerando o que chamamos de efeitos de primeira ordem. Ou seja, os efeitos de primeira ordem ocorrem quando as deformações não são consideradas.

Figura 7 - Efeitos de 1ª ordem

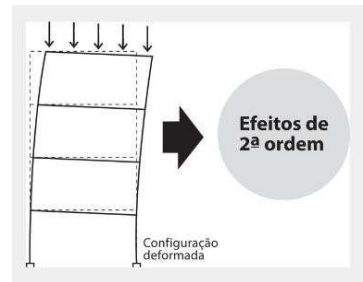


Fonte: Kimura (2018)

### 2.4.2 Efeitos de 2ª Ordem

Carvalho (2013), afirma que quando se consideram as deformações das estruturas, surgem novos esforços chamados de momento de 2ª ordem, onde estes tendem a desestabilizar a edificação à medida que a carga aumenta. Nesta análise, os resultados são mais próximos da realidade, visto que os carregamentos são atribuídos na geometria do modelo na posição deformada.

Figura 8 - Efeitos de 2ª ordem



Fonte: Kimura (2018)

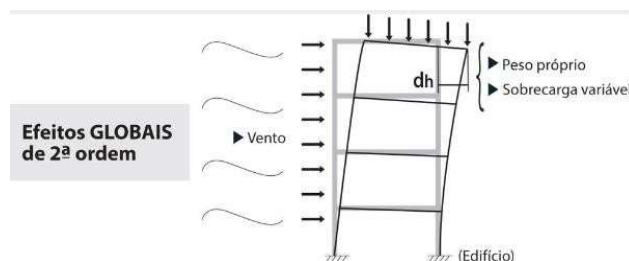
### 2.4.3 Efeitos de 2ª Ordem em estruturas de concreto armado

A ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.1, classifica os efeitos de segunda ordem em três tipos, sendo estes:

- Efeitos globais de segunda ordem;
- Efeitos locais de segunda ordem;
- Efeitos localizados de segunda ordem;

Os efeitos globais são oriundos dos deslocamentos horizontais da estrutura, referindo-se a todo o edifício.

Figura 9 - Efeitos globais de 2ª ordem



Fonte: Kimura (2018)

Os efeitos locais estão ligados a uma parte isolada da estrutura. Em lance de pilares que não estão alinhados, este efeito localizado surge, visto que os esforços dos elementos serão diferentes.

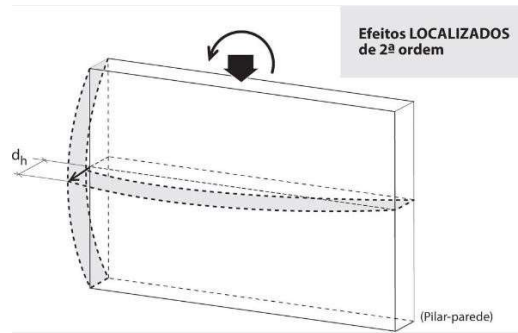
Figura 10 - Efeitos locais de 2ª ordem



Fonte: Kimura (2018)

Por fim, segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.1, os efeitos localizados podem ser encontrados em pilares-parede, onde este aumenta a flexão longitudinal e transversal, sendo necessário aumentar a armadura transversal nessas regiões.

Figura 11 - Efeitos localizados de 2ª ordem

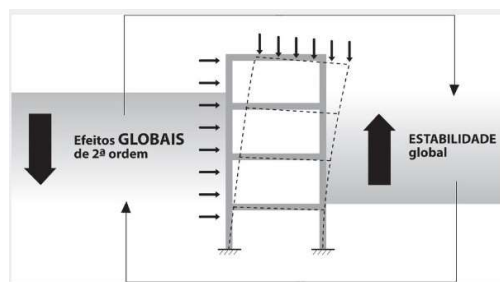


Fonte: Kimura (2018)

#### 2.4.4 Estabilidade global

Kimura (2018) define que a estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional aos efeitos globais de 2ª ordem, logo, a estrutura que apresentar uma boa estabilidade global, estes efeitos serão menores e vice-versa.

Figura 12 - Relação entre os efeitos de 2ª ordem com a estabilidade global



Fonte: Kimura (2018)

A partir desta definição exposta, é válido ressaltar que a análise da estabilidade global para edifícios em concreto armado é essencial, visto que irá garantir uma maior segurança durante a elaboração dos projetos.

#### 2.4.5 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$  foi desenvolvido pelos engenheiros de nacionalidade brasileira, Augusto Carlos de Vasconcelos e Mario Franco. Este parâmetro nos

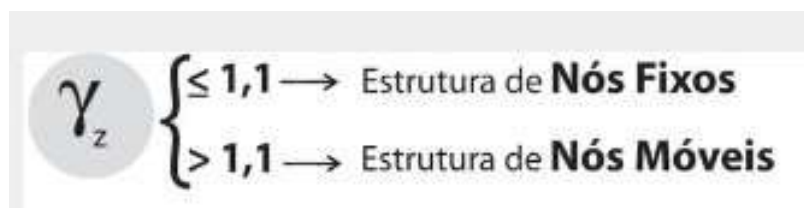
mostra de maneira simples, eficiente e rápida se a estrutura em estudo é estável ou instável. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.3 (“Coeficiente  $\gamma_z$ ”), o  $\gamma_z$  pode ser calculado a partir desta equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

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

A interpretação dos resultados desta equação é feita a partir da ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.2 (“Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis”), onde irá relacionar os tipos de estruturas com os efeitos globais de segunda ordem. As estruturas de nós fixos ocorrem quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, logo, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezíveis (Inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Já as estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos, logo, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (Superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem)

Figura 13 - Classificação da estrutura com o valor do  $\gamma_z$



Fonte: Kimura (2018)

Figura 14 - Relação entre os valores do gama  $\gamma_z$  com os efeitos de 1ª e 2ª ordem

| $\gamma_z$   | Significado                                                        |
|--------------|--------------------------------------------------------------------|
| $\cong 1,00$ | Efeitos de 2ª ordem praticamente <b>inexistentes</b>               |
| 1,10         | Efeitos de 2ª ordem em torno de <b>10%</b> dos efeitos de 1ª ordem |
| 1,15         | Efeitos de 2ª ordem em torno de <b>15%</b> dos efeitos de 1ª ordem |
| 1,20         | Efeitos de 2ª ordem em torno de <b>20%</b> dos efeitos de 1ª ordem |
| ...          | Assim por diante                                                   |

Fonte: Kimura (2018)

## 2.5 Pilares-Parede

Uma solução para garantir a estabilidade global de uma edificação de múltiplos pavimentos, é a adoção dos Pilares paredes. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, os pilares-parede são elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, considerando a seção transversal do elemento estrutural.

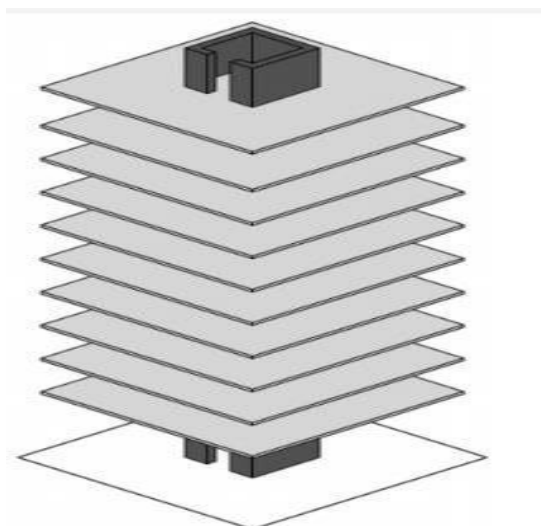
Este sistema estrutural é bastante eficiente para aumentar a rigidez da estrutura, porém, a principal desvantagem é que podem gerar dificuldades na compatibilização de outros projetos (Arquitetônicos, elétrico, hidrossanitário e de Combate a incêndio).

## 2.6 Núcleos estruturais em edifícios

Segundo Carvalho (2013), a utilização de caixas de elevadores, de escadas, pilares-parede é bastante corriqueira pelos engenheiros como uma solução estrutural para garantir uma maior rigidez à estrutura que possui uma esbelteza elevada.

O núcleo estrutural é um elemento que possui uma rigidez bastante elevada, pois a sua seção transversal é maior em relação a outros elementos que são utilizados para o contraventamento. A partir disso, esta solução estrutural é utilizada para garantir que o edifício esbelto se torne mais estável, pois irá ter uma rigidez maior em regiões críticas.

Figura 15 - Núcleo Rígido em edifícios



Fonte: AltoQI (2023)

### 3 METODOLOGIA

Este trabalho é de caráter comparativo, e tem como objetivo mostrar a influência dos diferentes modelos de concepções estruturais na estabilidade global de um edifício de 26 pavimentos em concreto armado. Foram analisados 6 modelos, sendo estes:

- Pilares com a maior dimensão na vertical (PV)
- Pilares com a maior dimensão na horizontal (PH)
- Pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido aberto (PVA)
- Pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido aberto (PHA)
- Pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido fechado (PVF)
- Pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido fechado (PHF)

Estes modelos foram desenvolvidos no AutoCad e posteriormente lançados no Software TQS com o intuito de analisar a estabilidade global. Para comparação dos resultados, desenvolveu-se gráficos no Software Excel para expor de maneira mais clara qual foi a melhor solução estrutural adotada.

### 4 ESTUDO DE CASO

#### 4.1 Definições iniciais

Inicialmente definiu-se que o estudo para todos os casos seria feito a partir de um edifício de múltiplos pavimentos com as seguintes características:

- Edifício de 26 pavimentos;
- Edifício com dimensões de: 27,75 x 46 m;
- Pé-Direito de 3m;
- Pilares com dimensões de: 35x100 cm;
- Vigas com dimensões de: 25x60 cm;
- Lajes maciças com uma altura de: 15 cm;
- Velocidade básica do vento de: 30 m/s;
- Consideração das cargas de vento no TQS nos ângulos de: 0°, 90°, 180° e 270°;
- Eixo X (vento em 0° e 180°);
- Eixo Y (vento em 90° e 270°);
- As fundações não foram levadas em consideração (Edifício engastado no solo).

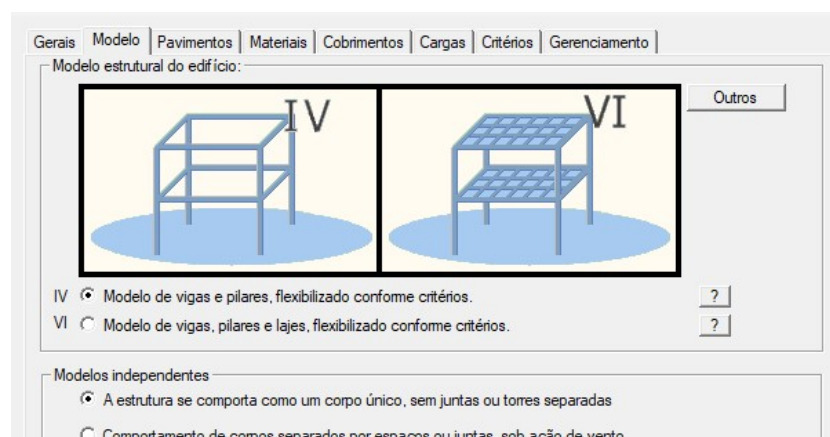
## 4.2 Considerações adotadas no Software TQS

### 4.2.1 – Modelo

O modelo adotado para os cálculos foi o de número IV (Modelo de vigas e pilares, flexibilizados conforme critérios), onde este considera que:

- O edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas);
- O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado;
- Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial;
- Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados, de acordo com o modelo selecionado para os pavimentos;
- Nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidos como cargas para o pórtico espacial, ou seja, há uma certa integração entre ambos os modelos (pórtico espacial e grelhas);
- Para os demais tipos de modelos de pavimento, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga;
- Tratamento especial para vigas de transição e que suportam tirantes;
- A flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos p/avaliações ELU e ELS, bem como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física, são controlados por critérios gerais do Pórtico-TQS;

Figura 16 - Escolha do modelo estrutural do edifício a partir do TQS



Fonte: Autoria própria (2023)

#### 4.2.2 – Materiais

Na parte de materiais definiu-se que:

- O modo de fornecimento do fck será a partir de valores tabelados;
- O concreto para elementos estruturais será o concreto armado;
- O fck para vigas, lajes e pilares é o da classe C25;
- A classe de agressividade ambiental é a do tipo II – Moderada – Urbana.

Figura 17 - Escolha das configurações de materiais a partir do TQS

A imagem mostra a interface do TQS, especificamente a aba 'Materiais'. No topo, há uma barra de navegação com as seguintes abas: 'Gerais', 'Modelo', 'Pavimentos', 'Materiais' (selecionada), 'Cobrimentos', 'Cargas', 'Critérios' e 'Gerenciamento'. A interface é dividida em seções:

- Modo de fornecimento de fck:** Possui dois radio buttons: 'Definir valores em MPa' (desselecado) e 'Usar somente valores tabelados' (selecionado).
- Concreto para elementos estruturais em:** Possui dois radio buttons: 'Concreto armado' (selecionado) e 'Concreto protendido' (desselecado).
- Classe de agressividade ambiental:** Um campo de texto contendo 'II - Moderada - Urbana' e um botão 'Alterar' abaixo dele.
- fcks gerais:** Um grupo de configurações com:
  - Um dropdown 'Classe' com 'C25' selecionado.
  - Dropdowns para 'Vigas/Lajes' e 'Pilares', ambos com 'C25' selecionado.
  - Dropdown para 'Fundações' com 'C25' selecionado.
  - Um checkbox 'Desativar a verificação de fck mínimo' (desselecado).
- fcks diferenciados por piso/planta:** Campos de entrada para 'Vigas/Lajes' e 'Pilares'.
- Elementos pré-moldados:** Um campo de entrada com um botão 'Alterar'.

**Fonte:** Autoria própria (2023)

#### 4.2.3 – Cargas de vento

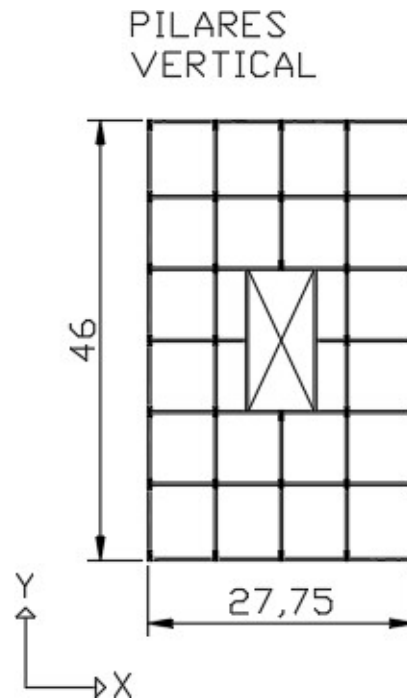
Para a carga de vento, definiu-se que:

- Velocidade básica de 30 m/s;
- Fator do terreno igual a 1,0;
- Categoria de rugosidade V;
- Classe da edificação B;
- Fator estatístico igual a 1;
- Vento nas direções X e Y.

É válido destacar que todas essas considerações citadas anteriormente, possuem uma fundamentação teórica com base a ABNT NBR6123:1988. Os coeficientes de arrasto serão calculados a partir do software, onde este tem como base o método desenvolvido por Marcelo Carvalho (Dácio Carvalho Soluções Estruturais). Para o cálculo destes coeficientes, basta inserir as dimensões do edifício. O TQS leva em consideração a largura

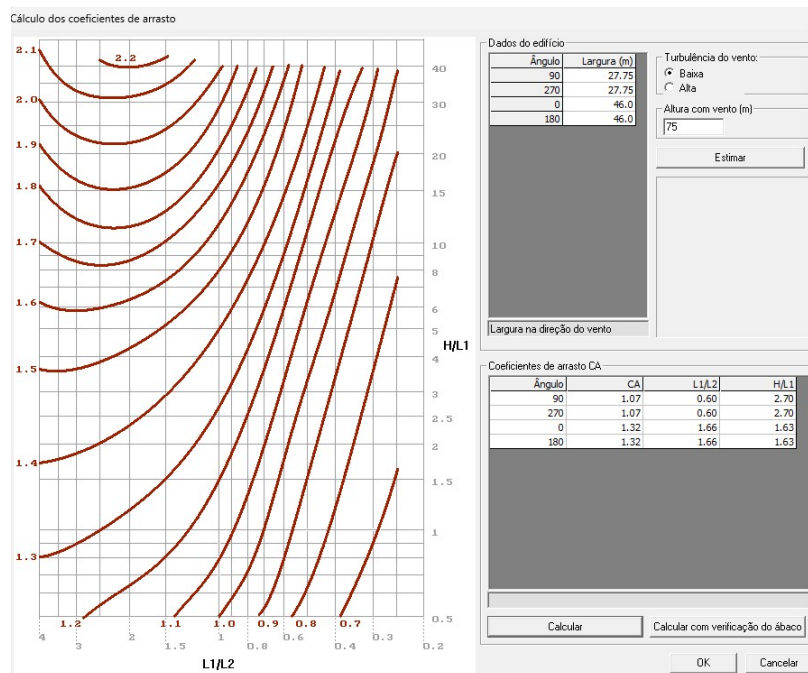
em metros em que o vento irá atuar. A edificação em estudo possui uma largura de 27,75m no eixo x e 46m eixo y

Figura 18 - Planta de forma genérica com as cotas da edificação



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 19 - Cálculo dos coeficientes de arrasto



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 20 - Configurações consideradas em relação à carga de vento

Verticals | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

V0 - Velocidade básica: 30 m/s

S1 - Fator do terreno: 1.00

S2 - Categoria de rugosidade: V

S2 - Classe da edificação: B

S3 - Fator estatístico: 1.00

|   | Ângulo | C.A. | Def Cot | Cot ini |
|---|--------|------|---------|---------|
| 1 | 90     | 1.07 | Não     | 0       |
| 2 | 270    | 1.07 | Não     | 0       |
| 3 | 0      | 1.32 | Não     | 0       |
| 4 | 180    | 1.32 | Não     | 0       |

Cota inicial para aplicação de vento

Inserir | Apagar | Calcular CAs

☐ Excentricidade em todos os casos: 15.0 %

☐ Casos de vento nas plantas de formas

Tabelas de excentricidades e forças impostas

Excentricidades do caso selecionado

Letabelas de túnel de vento - planilha SDF

Letabelas de túnel de vento - FTV XML

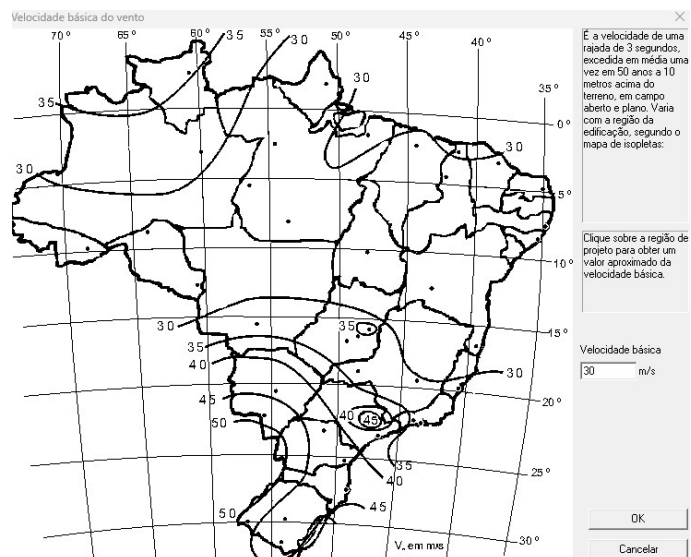
Avançado...

Forneça as variáveis para cálculo de vento conforme a norma ou especifique valores especiais ou de ensaio no item "Excentricidades"

Fonte: Autoria própria (2023)

A velocidade básica do vento é definida a partir do mapa de isopletras, onde ao definir a região do Brasil, O TQS irá informar a velocidade.

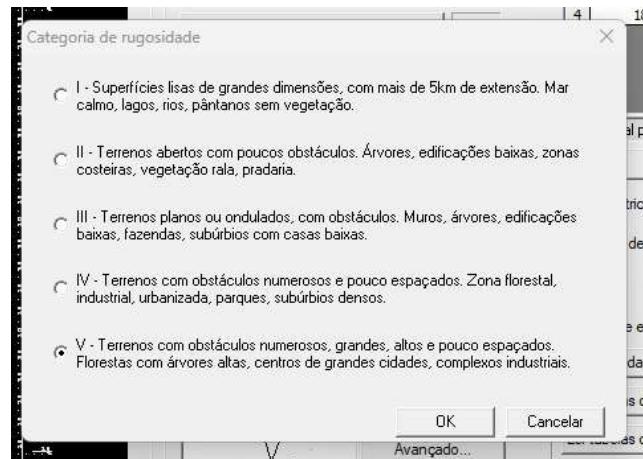
Figura 21 - Mapa de isopletras no Brasil para estimar à carga de vento em determinadas regiões brasileiras



Fonte: Autoria própria (2023)

O fator do terreno é definido a partir da topografia, já a rugosidade é estabelecida a partir do local de onde a edificação será construída. O TQS informa algumas categorias referentes a ABNT NBR 6123:1988, sendo estas:

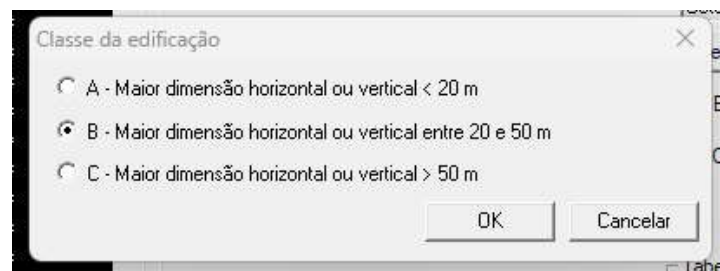
Figura 22 - Configurações consideradas em relação à categoria de rugosidade do terreno



**Fonte:** Autoria própria (2023)

A classe da edificação é escolhida tendo como base a classificação a seguir:

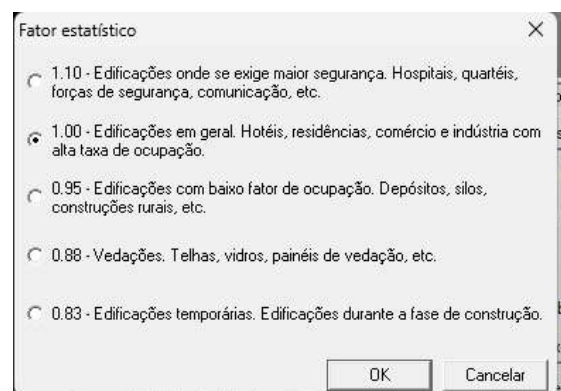
Figura 23 - Configurações consideradas em relação à classe da edificação



**Fonte:** Autoria própria (2023)

O fator estatístico é eleito de acordo com as características da edificação, onde pode ser escolhido a partir destas opções:

Figura 24 - Configurações consideradas em relação ao fator estatístico da edificação



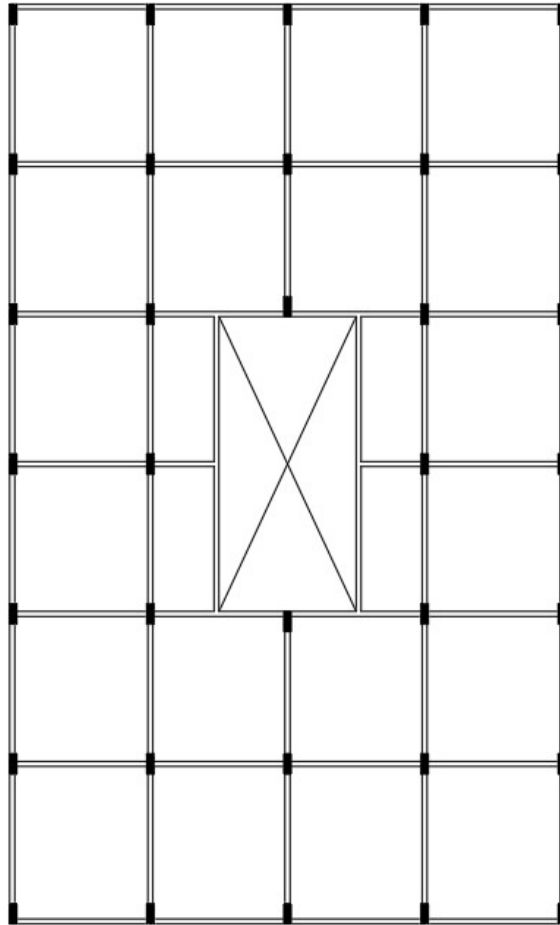
**Fonte:** Autoria própria (2023)

### 4.3 Concepções estruturais adotadas

#### 4.3.1 – Modelo 1 - PV

Neste modelo, adotou-se que a disposição dos pilares seria com a maior dimensão na vertical, proporcionando uma rigidez maior no sentido do vento em Y e no eixo X uma rigidez menor, fazendo com que esta direção fique com uma estabilidade maior.

Figura 25 - Pilares com a maior dimensão na vertical

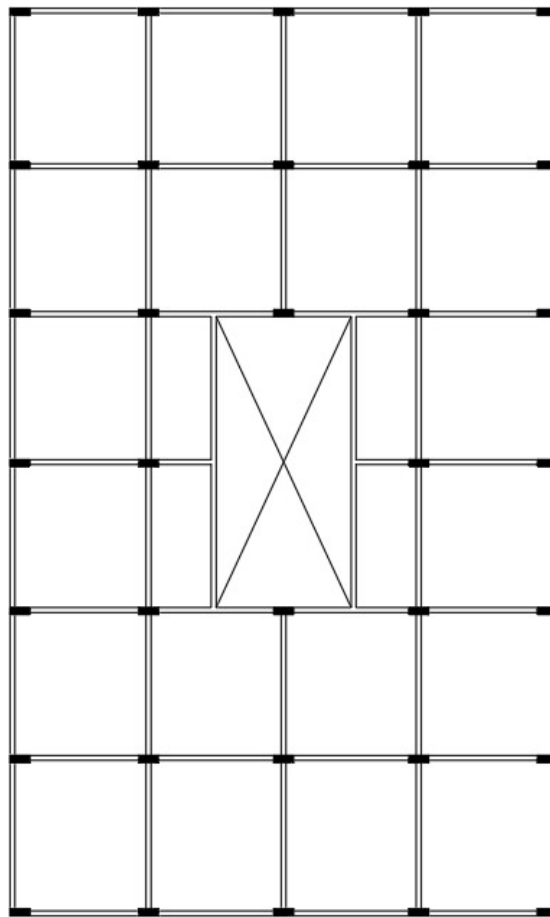


**Fonte:** Autoria própria (2023)

#### 4.3.2 – Modelo 2 – PH

Neste modelo foi levado em consideração os pilares com a sua maior dimensão na horizontal. Nesta solução, a rigidez será maior no sentido do eixo X fazendo com que esta direção seja mais estável. A coordenada Y, neste modelo, possui uma rigidez menor, tornando esta mais instável.

Figura 26 - Pilares com a maior dimensão na horizontal

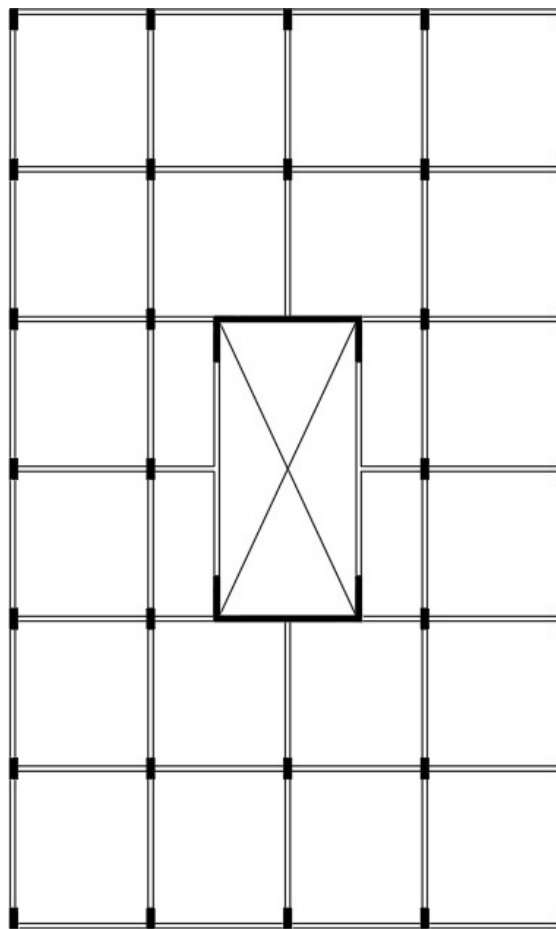


**Fonte:** Autoria própria (2023)

#### 4.3.3 – Modelo 3 – PVA

Neste modelo, adotou-se que a disposição dos pilares seria com a maior dimensão na vertical com a adição do núcleo rígido aberto. Nesta solução, a rigidez será maior no sentido da maior dimensão do núcleo, ocasionando em uma estrutura mais estável no eixo dos X.

Figura 27 - Pilares com a maior dimensão na vertical com núcleo rígido aberto

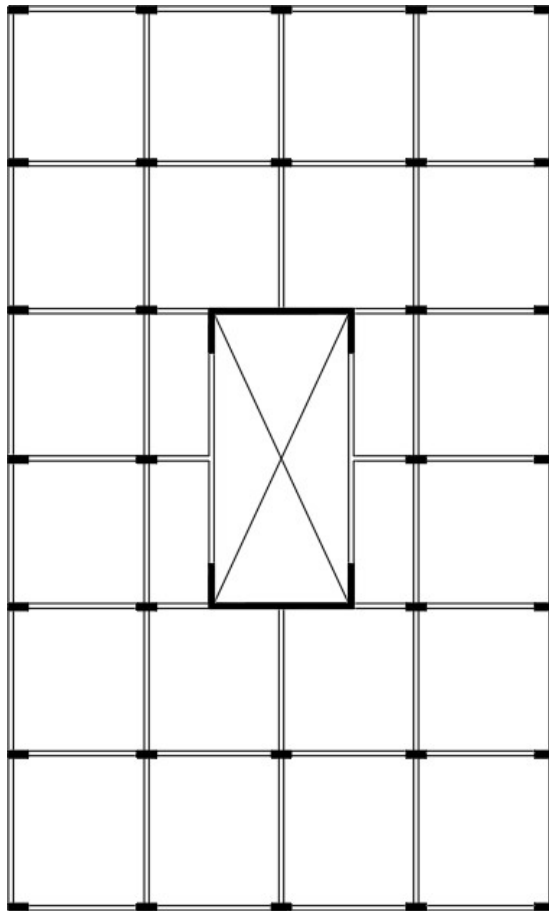


**Fonte:** Autoria própria (2023)

#### 4.3.4 – Modelo 4 - PHA

Neste modelo, adotou-se que a disposição dos pilares seria com a maior dimensão na horizontal com a adição do núcleo rígido aberto. Nesta solução, a rigidez será maior no sentido maior do núcleo rígido aberto, visto que os pilares também estão nesta dimensão, proporcionando uma estabilidade maior no eixo X. Na outra direção, o somatório das inércias será menor, fazendo com que esta fique mais instável.

Figura 28 - Pilares com a maior dimensão na horizontal com núcleo rígido aberto

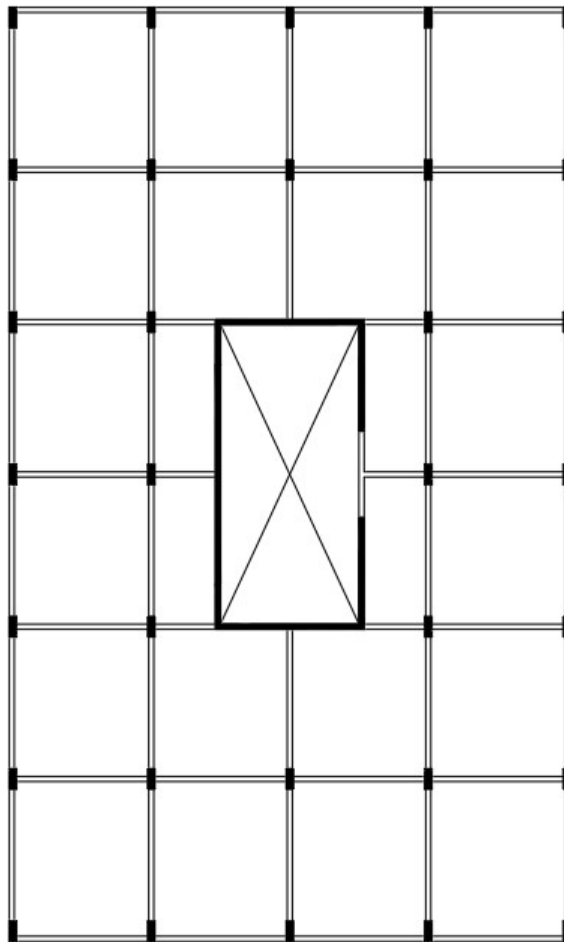


**Fonte:** Autoria própria (2023)

#### 4.3.5 – Modelo 5 - PVF

Neste modelo, adotou-se que a disposição dos pilares seria com a maior dimensão na vertical com a adição do núcleo rígido fechado. Esta solução proporcionou uma maior rigidez em todos os sentidos do vento no prédio (eixo X e Y), resultando em uma maior estabilidade global na edificação.

Figura 29 - Pilares com a maior dimensão na vertical com núcleo rígido fechado

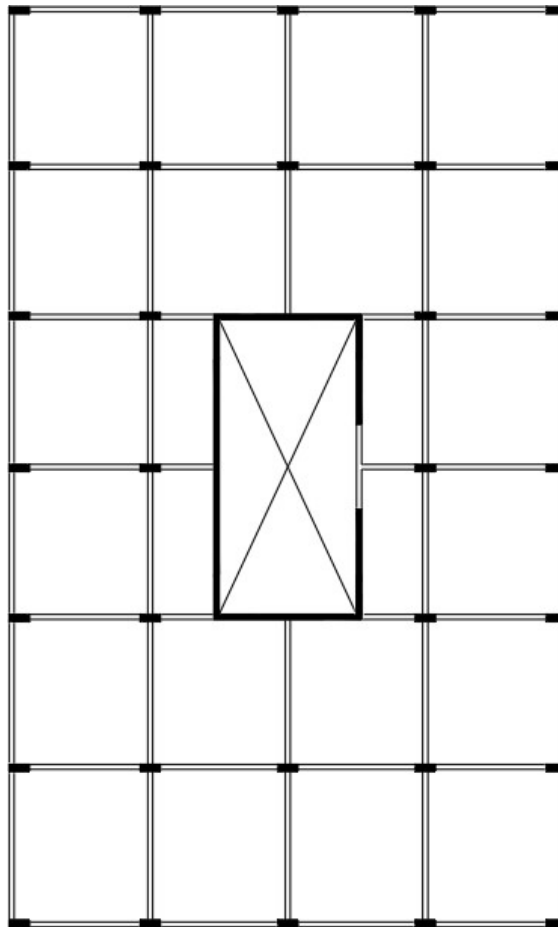


**Fonte:** Autoria própria (2023)

#### 4.3.6 – Modelo 6 – PHF

Neste modelo, adotou-se que a disposição dos pilares seria com a maior dimensão na horizontal com a adição do núcleo rígido fechado. Esta solução proporcionou uma maior rigidez em todos os sentidos do vento no prédio (Eixo X e Y), resultando em uma maior estabilidade global na edificação.

Figura 30 - Pilares com a maior dimensão na horizontal com núcleo rígido fechado



**Fonte:** Autoria própria (2023)

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este tópico é dedicado aos resultados obtidos através do processamento global dos modelos estruturais e a comparação do coeficiente  $\gamma_z$  e os deslocamentos. Será avaliado somente os resultados do  $\gamma_z$  e os deslocamentos laterais. O consumo de materiais não será considerado.

### 5.1. - Modelo 1 – PV

Ao processar este modelo obteve-se os seguintes resultados para o  $\gamma_z$ :

Figura 31 - Resultados do  $\gamma_z$  pilares com a maior dimensão na vertical

| Parâmetro de estabilidade ( $\gamma_z$ ) para os carregamentos simples de vento |        |          |         |        |         |         |            |          |      |
|---------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|---------|--------|---------|---------|------------|----------|------|
| Caso                                                                            | Ang    | CTot     | M2      | CHor   | M1      | Mig     | $\gamma_z$ | $\alpha$ | Obs  |
| 5                                                                               | 90.00  | 23407.14 | 428.27  | 94.54  | 4234.60 | 1080.61 | 1.15       | 0.784    | B    |
| 6                                                                               | 270.00 | 23407.14 | 428.27  | 94.54  | 4234.60 | 1080.61 | 1.15       | 0.784    | B    |
| 7                                                                               | 0.00   | 23407.14 | 2145.79 | 193.43 | 8667.43 | 1080.61 | 1.46       | 1.210    | AB E |
| 8                                                                               | 180.00 | 23407.14 | 2145.79 | 193.43 | 8667.43 | 1080.61 | 1.46       | 1.210    | AB E |

Fonte: Autoria própria (2023)

Onde:

- Caso – Caso simples de Vento
- Ang – Ângulo de vento (°)
- CTot – Somatória de cargas verticais [tf] – Característico
- M2 – Momento de 2ª ordem das cargas verticais [tfm] – Característico
- CHor - Cargas horizontais [tf] - característico.
- M1 - Momento de 1ª ordem das cargas horizontais [tfm] - característico.
- Mig - Momento de desaprumo por imperfeições globais [tfm] - característico.
- $\gamma_z$  - Coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais para estruturas reticuladas com pelo menos 4 andares.  $(1/(1-M2/M1*\gamma_T/\gamma_B))$ .
- $\alpha$  - Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica.

Para os deslocamentos laterais, foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 32 - Resultado dos deslocamentos laterais de pilares com a maior dimensão na vertical

| Deslocamentos máximos |        |       |           |     |
|-----------------------|--------|-------|-----------|-----|
| Caso                  | Ang    | DeslH | Relat1    | Obs |
| 5                     | 90.00  | 0.44  | H/17926.3 |     |
| 6                     | 270.00 | 0.44  | H/17926.3 |     |
| 7                     | 0.00   | 2.87  | H/ 2719.2 | D   |
| 8                     | 180.00 | 2.87  | H/ 2719.2 |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

Onde:

- Caso - Caso de carregamento de ELS
- DeslH - Máximo deslocamento horizontal absoluto
- Relat1 - Valor relativo à altura total do edifício

Diante do que foi exposto anteriormente, é possível concluir que esta estrutura será classificada como de nós móveis, pois o  $\gamma_z > 1,1$  e os deslocamentos máximos foram de 2,87cm. Estes resultados elevados no eixo X, são provenientes da disposição dos pilares, visto que estes estão locados da maneira mais desfavorável (lado de menor inércia) em relação à largura da edificação em x.

## 5.2 – Modelo 2 – PH

Ao processar este modelo obteve-se os seguintes resultados para o  $\gamma_z$ :

Figura 33 - Resultados do  $\gamma_z$  dos pilares com a maior dimensão na horizontal

| Parâmetro de estabilidade ( $\gamma_z$ ) para os carregamentos simples de vento |        |          |        |        |         |        |            |          |      |
|---------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|--------|--------|---------|--------|------------|----------|------|
| Caso                                                                            | Ang    | CTot     | M2     | CHor   | M1      | Mig    | $\gamma_z$ | $\alpha$ | Obs  |
| 5                                                                               | 90.00  | 20398.79 | 920.60 | 94.68  | 4239.52 | 954.98 | 1.38       | 1.120    | AB E |
| 6                                                                               | 270.00 | 20398.79 | 920.60 | 94.68  | 4239.52 | 954.98 | 1.38       | 1.120    | AB E |
| 7                                                                               | 0.00   | 20398.79 | 778.74 | 193.44 | 8667.15 | 954.98 | 1.13       | 0.741    | B    |
| 8                                                                               | 180.00 | 20398.79 | 778.74 | 193.44 | 8667.15 | 954.98 | 1.13       | 0.741    | B    |

Fonte: Autoria própria (2023)

Para os deslocamentos laterais, foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 34 - Resultado dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na horizontal

| Deslocamentos máximos |        |       |           |     |
|-----------------------|--------|-------|-----------|-----|
| Caso                  | Ang    | DeslH | Relat1    | Obs |
| 5                     | 90.00  | 1.36  | H/ 5743.0 | D   |
| 6                     | 270.00 | 1.36  | H/ 5743.0 |     |
| 7                     | 0.00   | 0.96  | H/ 8117.6 |     |
| 8                     | 180.00 | 0.96  | H/ 8117.6 |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

A legenda para estas tabelas são as mesmas mencionadas no item 5.1

Diante destes resultados, o modelo 2 será classificado como uma estrutura de nós móveis, pois o  $\gamma_z$  apresentou um valor superior a 1,1 e os deslocamentos máximos foram de 1,36 cm. A motivação destes resultados elevados no eixo Y é proveniente da disposição dos pilares, pois estes estão voltados para o lado de menor inércia nestes ângulos.

### 5.3 – Modelo 3 – PVA

Ao processar este modelo obteve-se os seguintes resultados para o  $\gamma_z$ :

Figura 35 - Resultados do  $\gamma_z$  dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido aberto

| Parâmetro de estabilidade ( $\gamma_z$ ) para os carregamentos simples de vento |        |          |        |        |         |         |            |          |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|--------|--------|---------|---------|------------|----------|-----|
| Caso                                                                            | Ang    | CTot     | M2     | CHor   | M1      | Mig     | $\gamma_z$ | $\alpha$ | Obs |
| 5                                                                               | 90.00  | 22106.44 | 349.79 | 94.54  | 4234.60 | 1032.02 | 1.12       | 0.716    | B   |
| 6                                                                               | 270.00 | 22106.44 | 349.79 | 94.54  | 4234.60 | 1032.02 | 1.12       | 0.716    | B   |
| 7                                                                               | 0.00   | 22106.44 | 465.19 | 193.53 | 8671.24 | 1032.02 | 1.07       | 0.640    | B   |
| 8                                                                               | 180.00 | 22106.44 | 465.19 | 193.53 | 8671.24 | 1032.02 | 1.07       | 0.640    | B   |

Fonte: Autoria própria (2023)

Para os deslocamentos laterais, foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 36 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido aberto

| Deslocamentos máximos |        |       |           |     |
|-----------------------|--------|-------|-----------|-----|
| Caso                  | Ang    | DeslH | Relat1    | Obs |
| 5                     | 90.00  | 0.39  | H/20040.2 |     |
| 6                     | 270.00 | 0.39  | H/20040.2 |     |
| 7                     | 0.00   | 0.88  | H/ 8820.2 | D   |
| 8                     | 180.00 | 0.88  | H/ 8820.2 |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

A legenda para estas tabelas são as mesmas mencionadas no item 5.1

Diante destes resultados, é possível classificar esta estrutura como de nós móveis, pois o  $\gamma_z$  apresentou um valor superior a 1,12. Os deslocamentos máximos foram de 0,88cm. No eixo X, a estrutura se comportou como sendo de nós fixos, pois o  $\gamma_z$  foi inferior a 1,1. A motivação desta diferença nos eixos é devido a rigidez, pois se somarmos as rigidezes de todos, a rigidez foi maior na direção X. Vale ressaltar que o  $\gamma_z$  diminuiu consideravelmente com a implementação do núcleo rígido aberto.

### 5.4 – Modelo 4 – PHA

Ao processar este modelo obteve-se os seguintes resultados para o  $\gamma_z$ :

Figura 37 - Resultados do  $\gamma_z$  dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido aberto

| Parâmetro de estabilidade ( $\gamma_z$ ) para os carregamentos simples de vento |        |          |        |        |         |         |            |          |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|--------|--------|---------|---------|------------|----------|-----|
| Caso                                                                            | Ang    | CTot     | M2     | CHor   | M1      | Mig     | $\gamma_z$ | $\alpha$ | Obs |
| 5                                                                               | 90.00  | 22101.81 | 661.30 | 94.68  | 4239.52 | 1031.80 | 1.25       | 0.991    | B   |
| 6                                                                               | 270.00 | 22101.81 | 661.30 | 94.68  | 4239.52 | 1031.80 | 1.25       | 0.991    | B   |
| 7                                                                               | 0.00   | 22101.81 | 298.61 | 193.43 | 8667.00 | 1031.80 | 1.05       | 0.503    |     |
| 8                                                                               | 180.00 | 22101.81 | 298.61 | 193.43 | 8667.00 | 1031.80 | 1.05       | 0.503    |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

Para os deslocamentos laterais, foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 38 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido aberto

| Deslocamentos máximos |        |       |           |     |
|-----------------------|--------|-------|-----------|-----|
| Caso                  | Ang    | DeslH | Relat1    | Obs |
| 5                     | 90.00  | 0.93  | H/ 8431.6 | D   |
| 6                     | 270.00 | 0.93  | H/ 8431.6 |     |
| 7                     | 0.00   | 0.48  | H/16261.8 |     |
| 8                     | 180.00 | 0.48  | H/16261.8 |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

A legenda para estas tabelas são as mesmas mencionadas no item 5.1

Diante destes resultados, o modelo em estudo será classificado como uma estrutura de nós móveis, pois o  $\gamma_z$  apresentou valor superior à 1,1. Os deslocamentos máximos foram de 0,93cm. A justificativa para tais resultados elevados na direção Y, é devido à baixa rigidez, fazendo com que a estrutura se torne mais instável. Comparando os resultados anteriores, percebe-se que com a implantação do núcleo rígido aberto, os valores do  $\gamma_z$  foram menores.

### 5.5 – Modelo 5 – PVF

Ao processar este modelo obteve-se os seguintes resultados para o  $\gamma_z$ :

Figura 39 - Resultados do  $\gamma_z$  dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido fechado

| Parâmetro de estabilidade ( $\gamma_z$ ) para os carregamentos simples de vento |        |          |        |        |         |         |            |          |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|--------|--------|---------|---------|------------|----------|-----|
| Caso                                                                            | Ang    | CTot     | M2     | CHor   | M1      | Mig     | $\gamma_z$ | $\alpha$ | Obs |
| 5                                                                               | 90.00  | 22735.51 | 69.82  | 94.52  | 4233.83 | 1059.45 | 1.02       | 0.355    |     |
| 6                                                                               | 270.00 | 22735.51 | 69.82  | 94.52  | 4233.83 | 1059.45 | 1.02       | 0.355    |     |
| 7                                                                               | 0.00   | 22735.51 | 354.15 | 193.54 | 8670.07 | 1059.45 | 1.05       | 0.562    |     |
| 8                                                                               | 180.00 | 22735.51 | 354.15 | 193.54 | 8670.07 | 1059.45 | 1.05       | 0.562    |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

Para os deslocamentos laterais, foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 40 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na vertical e núcleo rígido fechado

| Deslocamentos máximos |        |       |           |     |
|-----------------------|--------|-------|-----------|-----|
| Caso                  | Ang    | DeslH | Relat1    | Obs |
| 5                     | 90.00  | 0.14  | H/57263.4 |     |
| 6                     | 270.00 | 0.14  | H/57263.4 |     |
| 7                     | 0.00   | 0.69  | H/11253.9 | D   |
| 8                     | 180.00 | 0.69  | H/11253.9 |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

A legenda para estas tabelas são as mesmas mencionadas no item 5.1

Diante destes resultados, podemos classificar a estrutura em estudo como sendo de nós fixos, pois o  $\gamma_z$  teve um valor abaixo de 1,1. Os deslocamentos laterais máximos foram de 0,69cm. A motivação destes resultados é proveniente do fechamento do núcleo, fazendo com que o edifício tenha uma elevada rigidez, garantindo uma estabilidade maior.

### 5.6 – Modelo 6 – PHF

Ao processar este modelo obteve-se os seguintes resultados para o  $\gamma_z$ :

Figura 41 - Resultados do  $\gamma_z$  dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido fechado

| Parâmetro de estabilidade ( $\gamma_z$ ) para os carregamentos simples de vento |        |          |        |        |         |         |            |          |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|--------|--------|---------|---------|------------|----------|-----|
| Caso                                                                            | Ang    | CTot     | M2     | CHor   | M1      | Mig     | $\gamma_z$ | $\alpha$ | Obs |
| 5                                                                               | 90.00  | 22731.64 | 89.98  | 94.66  | 4238.83 | 1059.26 | 1.03       | 0.391    |     |
| 6                                                                               | 270.00 | 22731.64 | 89.98  | 94.66  | 4238.83 | 1059.26 | 1.03       | 0.391    |     |
| 7                                                                               | 0.00   | 22731.64 | 234.20 | 193.46 | 8668.08 | 1059.26 | 1.04       | 0.454    |     |
| 8                                                                               | 180.00 | 22731.64 | 234.20 | 193.46 | 8668.08 | 1059.26 | 1.04       | 0.454    |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

Para os deslocamentos laterais, foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 42 - Resultados dos deslocamentos dos pilares com a maior dimensão na horizontal e núcleo rígido fechado

| Deslocamentos máximos |        |       |           |     |
|-----------------------|--------|-------|-----------|-----|
| Caso                  | Ang    | DeslH | Relat1    | Obs |
| 5                     | 90.00  | 0.18  | H/43432.4 |     |
| 6                     | 270.00 | 0.18  | H/43432.4 |     |
| 7                     | 0.00   | 0.40  | H/19331.5 | D   |
| 8                     | 180.00 | 0.40  | H/19331.5 |     |

Fonte: Autoria própria (2023)

A legenda para estas tabelas são as mesmas mencionadas no item 5.1

Diante destes resultados, o modelo em estudo será classificado como de nós fixos, pois o  $\gamma_z$  apresentou um valor inferior a 1,1. Os deslocamentos laterais máximos foram de 0,40cm. A motivação destes resultados é proveniente do núcleo rígido fechado, pois este irá garantir uma rigidez maior para o edifício.

### 5.7 – Modelo mais eficiente

Ao analisarmos os resultados expostos anteriormente e as tabelas e gráficos a seguir, o modelo estrutural escolhido como mais eficiente será o de número 6, visto que este apresentou o menor  $\gamma_z$  na direção mais crítica, que seria a do vento no eixo x, pois nesta direção o edifício possui a maior largura (46m). Em consequência do  $\gamma_z$  menor, os deslocamentos também irão ser menores, proporcionando uma maior segurança ao prédio. É válido destacar que os resultados do modelo 5 também foram satisfatórios, porém o critério adotado para definir o

melhor entre todos foi o que conseguisse garantir a maior estabilidade global na dimensão mais crítica do edifício.

Tabela 1 – Resultados do  $\gamma_z$  e deslocamentos laterais dos modelos estudados

| MODELOS | $\gamma_z$ X<br>(Vento 0° e 180°) | $\gamma_z$ Y<br>(Vento 90° e 270°) | DESLOCAMENTOS EM X<br>(Vento 0° e 180°) | DESLOCAMENTOS EM Y<br>(Vento 90° e 270°) |
|---------|-----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|
| 1       | 1,46                              | 1,15                               | 2,87 cm                                 | 0,44 cm                                  |
| 2       | 1,13                              | 1,38                               | 0,96 cm                                 | 1,36 cm                                  |
| 3       | 1,07                              | 1,12                               | 0,88 cm                                 | 0,39 cm                                  |
| 4       | 1,05                              | 1,25                               | 0,48 cm                                 | 0,93 cm                                  |
| 5       | 1,05                              | 1,02                               | 0,69 cm                                 | 0,14 cm                                  |
| 6       | 1,04                              | 1,03                               | 0,40 cm                                 | 0,18 cm                                  |

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 43 - Resultados do coeficiente  $\gamma_z$  para todos os modelos estudados



Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 44 - Resultados dos deslocamentos laterais máximos todos os modelos estudados



Fonte: Autoria própria (2023)

### 5.8 – Comparação entre os modelos

Ao compararmos os resultados anteriores dos casos 1, 4 e 6 é possível observar que ocorreram diferenças entre os valores do  $\gamma_z$ . Sem a implementação do núcleo rígido (caso 1) e considerando o eixo mais crítico sendo o Eixo X, este apresentou um valor para  $\gamma_z$  igual a 1,46. Para o modelo como núcleo rígido aberto (caso 4), o  $\gamma_z$  apresentou um valor de 1,05 e por fim, o último modelo (caso 6), apresentou um  $\gamma_z$  de 1,04.

- Medindo a eficiência de cada solução estrutural adotada, é possível observar que:
- O caso 4 em relação ao modelo 1, obteve uma melhora de 28,08% com a implementação do núcleo rígido aberto
- O caso 6 em relação ao modelo 1, obteve uma melhora de 28,76% com o fechamento do núcleo rígido
- O caso 6 em relação ao modelo 4, obteve uma melhora de 0,95% com o fechamento do núcleo rígido

A partir disso, podemos concluir que para o engenheiro, compreender os conceitos de mecânica das estruturas e concreto armado é importante, visto que as soluções estruturais, como a implementação do núcleo rígido, ajudam a combater problemas durante o projeto de estruturas.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No referido trabalho, foi possível realizar uma análise da estabilidade global através do coeficiente  $\gamma_z$  e os deslocamentos através de modelos estruturais para casos de estudo. Diante disso, verificou-se que dependendo de como a concepção estrutural é feita, esta irá influenciar de maneira direta na estabilidade global e deslocamentos da edificação.

Ao comparar os resultados, é notável que com a mudança da direção dos pilares, implementação do núcleo rígido, sendo este aberto ou fechado, os parâmetros de estabilidade sofreram mudanças, fazendo com que em determinado modelo, a estrutura seja classificada como de nós fixos ou de nós móveis. A partir desta ideia, é válido destacar que o engenheiro civil projetista tenha um bom conhecimento de soluções estruturais para saber resolver problemas relacionados com a estabilidade global da edificação.

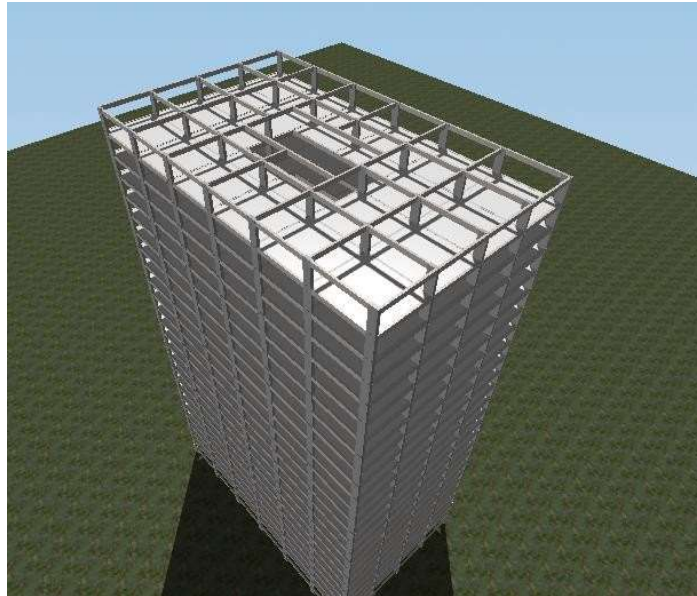
Como sugestão para trabalhos futuros: Considerar a atuação do vento na edificação em outras direções; Mudança na altura das vigas; considerar as fundações; Levantamento de custos para cada modelo e concluir qual foi o mais econômico e seguro.

## REFERÊNCIAS

- ALTOQI. **Soluções estruturais. Mais Engenharia.** Disponível em: <https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/solucoes-estruturais/>. Acesso em: 19 abr. 2023.
- AUTODESK. AutoCAD 2023. [S.l.]: Autodesk, [2022]. Disponível em: <https://www.autodesk.com.br/products/autocad>. Acesso em: 10 abril 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- BERNARD, Thuan *et al.* **O adensamento urbano e suas consequências: Análise da cidade de Santos Dumont/MG.** IV Congresso Nacional de Educação - IV CONEDU, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Sudeste de Minas Gerais - Campus Santos Dumont, p. 1-4, 2021.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014.** 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- CARVALHO, Roberto Chust & PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado:** volume 2. 1ª ed. 3ª tiragem. PINI, São Paulo, 2013.
- KIMURA, A. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado.** [s.l.] Oficina de Textos, 2018.
- OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; BREMER, C. F.; INOUE, H. **Considerations about the determination of  $\gamma_z$  coefficient.** RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.6, n.1, 2013; p.75-100.
- PINTO, R.S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** 1997. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.
- TQS. Versão v22. [S.l.]: TQS Informática Ltda., [20--]. Disponível em: <http://www.tqs.com.br>. Acesso em: 10 abril 2023.

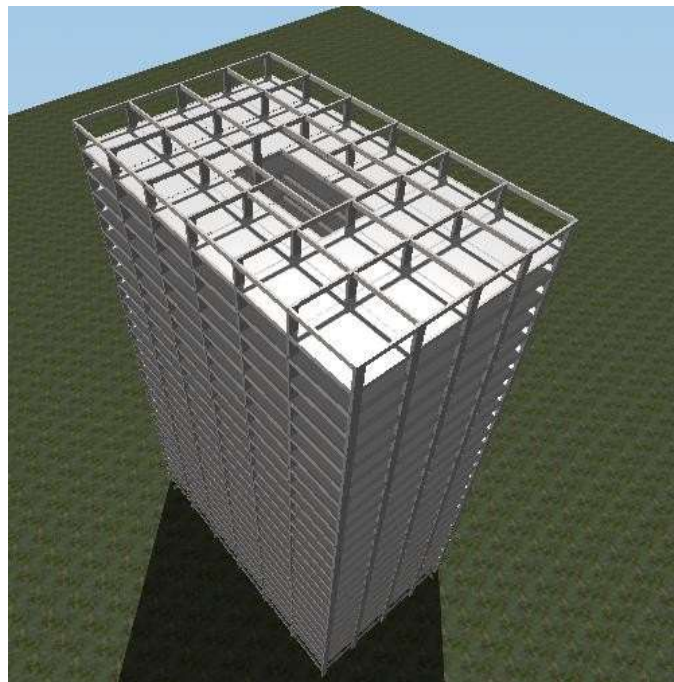
## APÊNDICES

### APÊNDICE A – MODELO ESTRUTURAL COM OS PILARES COM A MAIOR DIMENSÃO NA VERTICAL, SEM AS LAJES DA COBERTURA



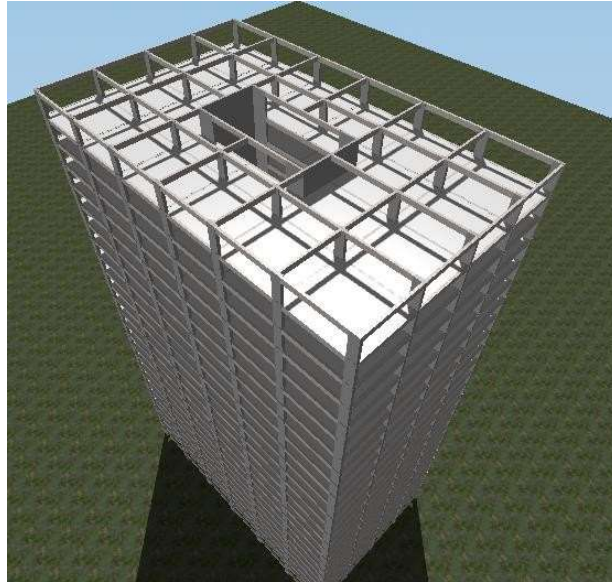
Fonte: Autoria própria (2023)

### APÊNDICE B – MODELO ESTRUTURAL COM OS PILARES COM A MAIOR DIMENSÃO NA HORIZONTAL, SEM AS LAJES DA COBERTURA



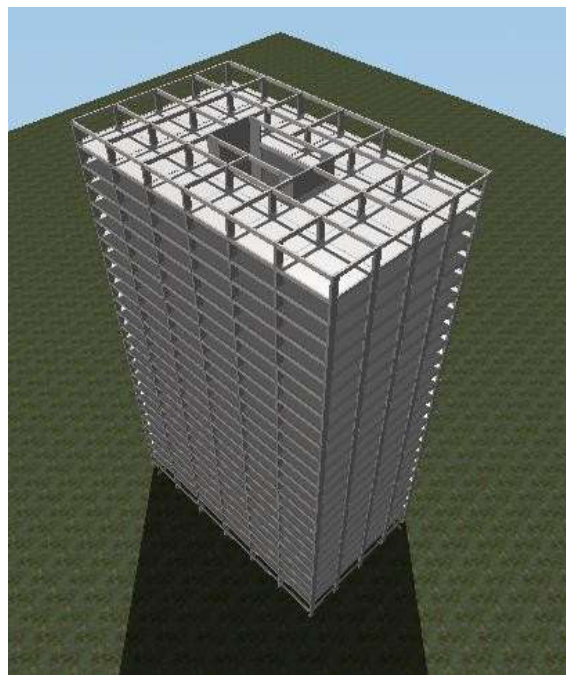
Fonte: Autoria própria (2023)

**APÊNDICE C – MODELO ESTRUTURAL COM OS PILARES COM A MAIOR DIMENSÃO NA VERTICAL E NÚCLEO RÍGIDO ABERTO, SEM AS LAJES DA COBERTURA**



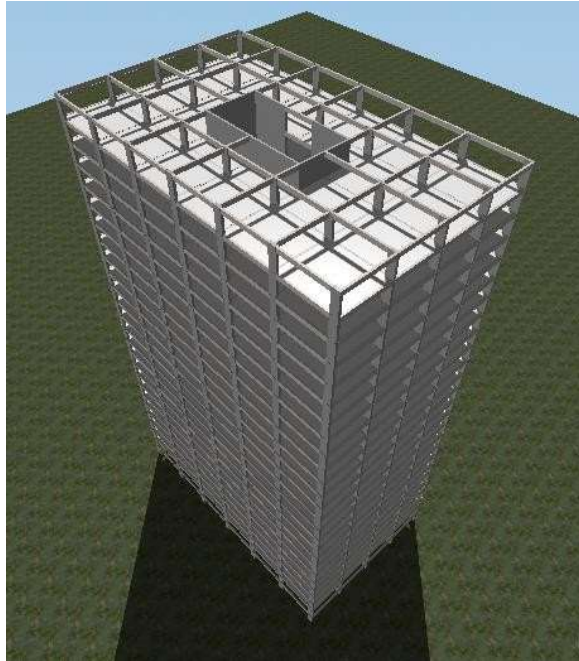
**Fonte:** Autoria própria (2023)

**APÊNDICE D – MODELO ESTRUTURAL COM OS PILARES COM A MAIOR DIMENSÃO NA HORIZONTAL E NÚCLEO RÍGIDO ABERTO, SEM AS LAJES DA COBERTURA**



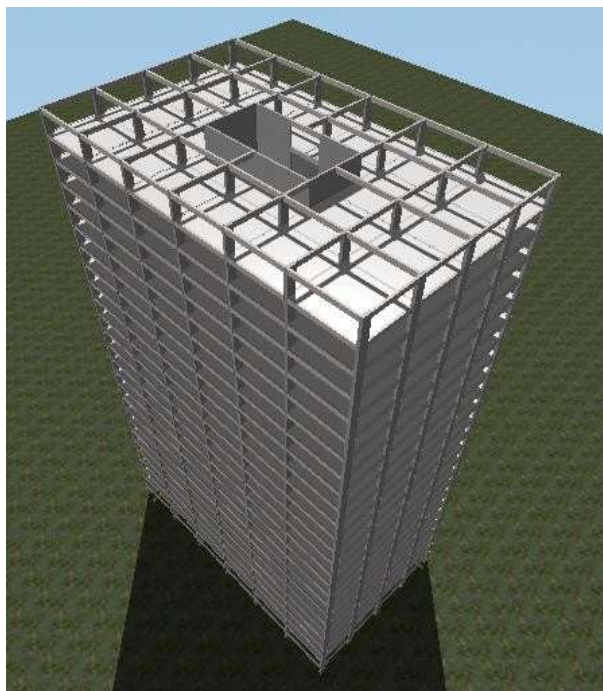
**Fonte:** Autoria própria (2023)

**APÊNDICE E – MODELO ESTRUTURAL COM OS PILARES COM A MAIOR DIMENSÃO NA VERTICAL E NÚCLEO RÍGIDO FECHADO, SEM AS LAJES DA COBERTURA**



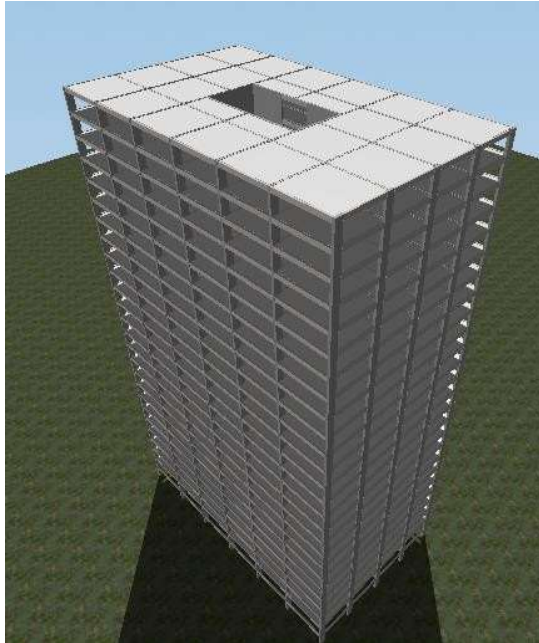
**Fonte:** Autoria própria (2023)

**APÊNDICE F – MODELO ESTRUTURAL COM OS PILARES COM A MAIOR DIMENSÃO NA HORIZONTAL E NÚCLEO RÍGIDO FECHADO, SEM AS LAJES DA COBERTURA**



**Fonte:** Autoria própria (2023)

**APÊNDICE G – MODELO ESTRUTURAL COM OS PILARES COM A MAIOR DIMENSÃO NA HORIZONTAL E NÚCLEO RÍGIDO FECHADO, COM A LAJES DA COBERTURA.**



**Fonte:** Autoria própria (2023)