

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**Impacto das propostas de alteração do mapa de ventos no projeto de
edifícios em concreto armado no Brasil**

Lucas Vitoretti Dias

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de São Carlos como parte
dos requisitos para a conclusão da
graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando
Menezes de Almeida Filho

São Carlos

2022

Dedicatória

Dedico este Trabalho de Conclusão de Curso ao meu avô, Antônio Vitoretti (*in memoriam*) e a meus pais, que me apoiaram ao longo de toda essa jornada.

Agradecimentos

Primeiramente a Deus, que me guiou em todas as escolhas que levaram a este momento, me dando sabedoria para tentar tomar sempre as melhores decisões, e por ter colocado tantas pessoas maravilhosas no meu caminho.

A meus pais, Leticia e Guilherme, por todo apoio, seja durante o tempo que estive em São Carlos, em que foram ao meu encontro inúmeras vezes nos momentos de necessidade, seja no tempo que a pandemia nos restringiu a nossas casas, por me suportarem noites adentro fazendo trabalhos. Vocês são os guias da minha vida e jamais poderei agradecer o suficiente tudo que fizeram por mim e pela minha educação me permitindo chegar a este momento. Amo vocês.

Ao meu orientador, Professor Fernando, por me orientar não só neste trabalho e com o estágio, mas por me ensinar todo dia a tentar ser um profissional melhor.

A todos os meus familiares que contribuíram de alguma maneira com meu aprendizado em alguma fase de minha vida, me permitindo chegar até aqui, em especial, minhas tias Renata e Valéria, meu tio Tony, minha avó Marli e meu querido avô Antônio, saudades eternas de você.

Aos meus amigos, irmãos de outras mães, Matheus, Felipe, Murilo e Amorim, por estarem comigo sempre desde a época de escola, seja para ouvir sobre os problemas, seja para fazer algo não tenha nada com a faculdade na necessidade de espairer, obrigado por me aguentarem nos últimos 5 anos.

A família que eu fiz em São Carlos, Arthur, Mayara, Samara, Guto e Miazaki, por estarem comigo quase todos os dias desta longa jornada que foi a graduação e por serem o melhor grupo para fazer qualquer coisa que alguém poderia desejar. Vocês me fazem querer ser melhor a cada dia.

A minha orientadora de iniciação científica, Professora Fernanda Giannotti, por ter aberto meus olhos ao mundo da pesquisa e me ensinado tanto.

A todos os professores do departamento de Engenharia Civil da UFSCar por contribuir cada um à sua forma com a minha formação. Em especial aos professores da área de estruturas que a cada matéria me faziam me apaixonar mais por esta área.

Por fim, agradeço a todos aqueles que contribuíram de alguma forma com meu aprendizado ou com o desenvolvimento deste trabalho e não foram nomeadamente citados aqui.

RESUMO

A ação do vento é uma das mais relevantes para o dimensionamento das edificações em concreto armado, em especial nos últimos anos com o crescimento da demanda por edificações cada vez mais altas e esbeltas. Desta maneira, é primordial que esta ação seja determinada de maneira precisa e concordante com a realidade, visando garantir tanto a segurança da edificação e seus ocupantes quanto a viabilidade econômica do projeto. No Brasil o processo de determinação da ação do vento é estabelecido pela ABNT NBR 6123 (1988), tendo em vista que esta já tem 34 anos e é baseada num estudo de mapa de isopleias do Brasil de quase 50 anos, e que se encontra atualmente em processo de revisão. Sendo assim, o objetivo deste trabalho é avaliar o impacto que as propostas de mapas de isopleias apresentados como sugestões para a revisão da norma de ventos terão sobre o dimensionamento de estruturas em concreto armado, em diversas regiões do país para edifícios de diversas alturas. Foram avaliadas estruturas com alturas de 4, 10 e 20 pavimentos, utilizando o software comercial TQS, em 8 cidades com diferentes velocidades básicas do vento, sendo que foram estudados tanto o ELU quanto o ELS da estrutura. Os resultados indicam que para edifícios de 4 andares não existe impacto no dimensionamento com a alteração da velocidade do vento, já para edifícios de 10 e 20 andares os resultados apontam para um impacto mais significativo na taxa de armadura das vigas. Além disso, a análise dos resultados e das propostas de mapas de isopleias deixam clara a necessidade de revisão na ABNT NBR 6123 (1988).

Palavras-chave: Força de vento; Concreto armado; Estabilidade global; Projeto; Mapa de isopleias; Edificações de múltiplos pavimentos.

ABSTRACT

The wind action is one of the most relevant for the design of reinforced concrete buildings, especially in recent years with the growing demand for taller and slender buildings. Thus, it is essential that this action be determined accurately and in accordance with reality, to ensure both the safety of the building and its occupants as well as the economic feasibility of the project. In Brazil, the process of determining the wind action is established by ABNT NBR 6123 (1988), considering that it is already 34 years old and is based on a study of isopleth maps of Brazil of almost 50 years, it is currently under revision. Therefore, the objective of this work is to evaluate the impact that the proposed isopleth maps presented as suggestions for the revision of the wind standard will have on the design of reinforced concrete structures in several regions of the country for buildings of various heights. Structures of 4, 10 and 20 floors were evaluated using the commercial software TQS, in 8 cities with different basic wind speeds, and both the Ultimate Limit State and the Service Limit State of the structure were studied. The results indicate that for 4-story buildings there is no impact on the design with the change of the wind speed, whereas for 10 and 20-story buildings the results point to a more significant impact. Furthermore, the analysis of the results and the isopleth maps proposals make clear the need for revision in ABNT NBR 6123 (1988).

Keywords: Wind load; Reinforced concrete; Global stability; Design; Isopleth map; Multistory buildings.

Lista de Figuras

Figura 1: Mapa de isopletas do Brasil de Padaratz (1977).	20
Figura 2: Mapa de isopletas do Brasil da ABNT NBR 6123 (1988).	21
Figura 3: Fator topográfico $S_1(z)$	22
Figura 4: Ábaco de coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência.	26
Figura 5: Ábaco de coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência.	26
Figura 6: Mapa de isopletas do Brasil de Almeida (2010).	28
Figura 7: Mapa de isopletas do Brasil de Beck e Corrêa (2013).	29
Figura 8: Mapa de isopletas de Vallis (2019).	30
Figura 9: Cidades escolhidas para o estudo.	34
Figura 10: Planta de fôrmas da estrutura adotada.	35
Figura 11: Corte típico das 3 torres utilizadas.	36
Figura 12: Exemplo de relatório de pilares.	40
Figura 13: Exemplo de obtenção das reações na base do P5.	41
Figura 14: Exemplo de obtenção dos resultados de deslocamento.	41
Figura 15: Exemplo de obtenção da taxa de armadura da V2.	42
Figura 16: Velocidade básica do vento nos municípios estudados.	45
Figura 17: Momento fletor máximo na base do pilar P5 para TO-4.	47
Figura 18: Taxa de armadura na viga V2 para TO-4.	48
Figura 19: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO4.	49
Figura 20: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO4.	50
Figura 21: Deslocamento no topo do edifício para TO-4.	51
Figura 22: Deslocamento entre pavimentos para TO-4.	52
Figura 23: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO4.	53

Figura 24: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO4.	54
Figura 25: Momento fletor máximo na base do pilar P5 para TO-10.	57
Figura 26: Taxa de armadura na viga V2 para TO-10.	58
Figura 27: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO10.	59
Figura 28: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO10.	59
Figura 29: Crescimento da pressão de vento com diferentes velocidades em cada andar do edifício de 10 andares.	61
Figura 30: Deslocamento no topo do edifício para TO-10.	62
Figura 31: Deslocamento entre pavimentos para TO-10.	63
Figura 32: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO10.	64
Figura 33: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO10.	64
Figura 34: Momento máximo fletor na base do pilar P5 para TO-20.	67
Figura 35: Taxa de armadura na viga V2 para TO-20.	68
Figura 36: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO20.	69
Figura 37: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO20.	69
Figura 38: Deslocamento no topo do edifício para TO-20.	71
Figura 39: Deslocamento entre pavimentos para TO-20.	72
Figura 40: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO20.	73
Figura 41: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO20.	73

Figura 42: Momento fletor no pilar P5 e variação.....	76
Figura 43: Taxa de armadura da viga V2 e variação.....	77
Figura 44: Deslocamento no topo e variação.....	78
Figura 45: Deslocamento entre pavimentos e variação.....	78
Figura 46: Momento fletor na base do pilar P5 para todos os modelos estudados.....	80
Figura 47: Taxa de armadura da viga V2 para todos os modelos estudados.....	81
Figura 48: Deslocamento no topo do edifício para todos os modelos estudados.....	83
Figura 49: Deslocamento entre pavimentos para todos os modelos estudados.....	84
Figura 50: Imagem 3D do modelo TO-04.....	92
Figura 51: Pórtico espacial do modelo TO-04.....	92
Figura 52: Reações obtidas na base do pilar P5 para TO-04.....	93
Figura 53: Relatório de dimensionamento de pilares para TO-04.....	93
Figura 54: Relatório de dimensionamento de vigas para TO-04.....	94
Figura 55: γ_z e deslocamentos horizontais para TO-04.....	94
Figura 56: Imagem 3D do modelo TO-10.....	97
Figura 57: Pórtico espacial do modelo TO-10.....	97
Figura 58: Reações obtidas na base do pilar P5 para TO-10.....	98
Figura 59: Relatório de dimensionamento de pilares para TO-10.....	98
Figura 60: Relatório de dimensionamento de vigas para TO-10.....	99
Figura 61: γ_z e deslocamentos horizontais para TO-10.....	99
Figura 62: Imagem 3D do modelo TO-20.....	102
Figura 63: Pórtico espacial do modelo TO-20.....	102
Figura 64: Reações obtidas na base do pilar P5 para TO-20.....	103
Figura 65: Relatório de dimensionamento de pilares para TO-20.....	103
Figura 66: Relatório de dimensionamento de vigas para TO-20.....	104
Figura 67: γ_z e deslocamentos horizontais para TO-20.....	104

Lista de Tabelas

Tabela 1: Diferentes trabalhos acerca da força de vento no Brasil nos últimos anos...	17
Tabela 2:Fator de correção S para a velocidade básica do vento de Padaratz.....	20
Tabela 3:Parâmetros meteorológicos.....	24
Tabela 4:Valores do fator S_3 para um período de retorno de 50 anos.	25
Tabela 5: Variação na intensidade de velocidade do vento nas 3 cidades críticas na comparação MI-6123 x MI-BC.	32
Tabela 6: Variação na intensidade de velocidade do vento nas 3 cidades críticas na comparação MI-6123 x MI-VALLIS.	33
Tabela 7: Municípios selecionados para desenvolvimento do estudo e suas respectivas velocidades de vento para cada um dos métodos.	33
Tabela 8: Cobrimentos adotados para os elementos estruturais.	37
Tabela 9: Classe de cada uma das edificações estudadas.	38
Tabela 10: Correspondência entre cidades estudadas e seu número de referência.....	44
Tabela 11:Resultados obtidos para TO-4.	46
Tabela 12: Resultados obtidos para TO-10.	55
Tabela 13: Resultados obtidos para TO-10 – Campinas e Campo Grande – MI-6123.	55
Tabela 14: Resultados obtidos para TO-10 – Ponta Porã – MI-6123.....	56
Tabela 15: Resultados obtidos para TO-20.	66
Tabela 16: Resultados obtidos para Ponta Porã-ori.	74
Tabela 17: Resultados obtidos para Ponta Porã – mod.1.....	75
Tabela 18: Resultados obtidos para Ponta Porã – mod.2.....	75
Tabela 19: Variação na velocidade do vento para todas as capitais e principais metrópoles do Brasil.....	91
Tabela 20: Momento fletor no pilar P5 e suas variações com a referência para TO-04.	95

Tabela 21: Taxa de armadura da viga V2 e suas variações com a referência para TO-04.	95
Tabela 22: Deslocamento no topo do edifício e suas variações com a referência para TO-04.	96
Tabela 23: Deslocamento entre pavimentos e suas variações com a referência para TO-04.	96
Tabela 24: Momento fletor no pilar P5 e suas variações com a referência para TO-10.	100
Tabela 25: Taxa de armadura da viga V2 e suas variações com a referência para TO-10.	100
Tabela 26: Deslocamento no topo do edifício e suas variações com a referência para TO-10.	101
Tabela 27: Deslocamento entre pavimentos e suas variações com a referência para TO-10.	101
Tabela 28: Momento fletor no pilar P5 e suas variações com a referência para TO-20.	105
Tabela 29: Taxa de armadura da viga V2 e suas variações com a referência para TO-20.	105
Tabela 30: Deslocamento no topo do edifício e suas variações com a referência para TO-20.	106
Tabela 31: Deslocamento entre pavimentos e suas variações com a referência para TO-20.	106
Tabela 32: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-04 – MI-6123 x MI-BC.	107
Tabela 33: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-04 – MI-6123 x MI-VALLIS.	107
Tabela 34: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-10 – MI-6123 x MI-BC.	108
Tabela 35: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-10 – MI-6123 x MI-VALLIS.	108

Tabela 36: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-20 – MI-6123 x MI-BC.....	109
--	-----

Tabela 37: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-20 – MI-6123 x MI-VALLIS.....	109
--	-----

Sumário

1.	INTRODUÇÃO.....	13
1.1.	JUSTIFICATIVA	13
1.2.	OBJETIVOS	14
1.3.	ESTRUTURA DO TEXTO	14
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1.	Ação do vento nas estruturas	16
2.2.	Mapa de isopletas de Padaratz (1977) e metodologia da ABNT NBR 6123 (1988) 19	
2.3.	Propostas de revisão do mapa de isopletas do Brasil.....	27
2.3.1.	Proposta de Almeida (2010).....	27
2.3.2.	Proposta de Beck e Corrêa (2013).....	28
2.3.3.	Proposta de Vallis (2019).....	29
2.4.	Estabilidade global em edifícios de concreto armado	30
3.	METODOLOGIA.....	32
3.1.	Escolha das cidades estudadas.....	32
3.2.	Edificação utilizada.....	34
3.3.	Características do ambiente selecionado	37
3.4.	Ações consideradas.....	37
3.4.1.	Ações verticais	37
3.4.2.	Ações horizontais	37
3.5.	Dimensões dos elementos estruturais.....	38
3.6.	Procedimento de análise e parâmetros estudados	39
3.7.	Análise dos dados	42
4.	RESULTADOS	44
4.1.	Torre de 4 pavimentos	45

4.2. Torre de 10 pavimentos	54
4.3. Torre de 20 pavimentos	65
4.3.1. Análise de alternativas para Ponta Porã	74
4.4. Comparativo para diferentes alturas com diferentes velocidades de vento	79
5. CONCLUSÕES	85
5.1. Sugestões para pesquisas futuras	86
REFERÊNCIAS	88
APÊNDICES	90
Apêndice A – Variação na velocidade do vento para as capitais e metrópoles brasileiras.....	91
Apêndice B – Modelo TQS para 4 pavimentos	92
Apêndice C – Resultados e variações para 4 pavimentos.....	95
Apêndice D – Modelo TQS para 10 pavimentos.....	97
Apêndice E – Resultados e variações para 10 pavimentos.....	100
Apêndice F – Modelo TQS para 20 pavimentos	102
Apêndice G – Resultados e variações para 20 pavimentos	105
Apêndice H – Relação entre os resultados obtidos e o valor de referência para todos os modelos.....	107

1. INTRODUÇÃO

Durante a elaboração de qualquer projeto, o projetista deve se basear em normativas técnicas que irão estabelecer limites e valores de referência. Em especial nos projetos de estruturas se destacam, além das normas específicas para cada sistema estrutural, como ABNT NBR 6118 (2014) para estruturas de concreto armado e a ABNT NBR 8800(2008) para estruturas metálicas, as normativas que orientam os projetistas com relação a qual a magnitude das ações a serem consideradas. Tais valores são apresentados na ABNT NBR 6120 (2019) no caso das ações verticais e na ABNT NBR 6123 (1988) no caso das ações do vento.

Tendo em vista a importância da correta determinação das ações atuantes sobre a estrutura de modo a se atingir um dimensionamento tanto econômico, quanto seguro é primordial que as normas que definem as ações atuantes sobre as estruturas sejam atualizadas frequentemente, de modo a refletir com o maior grau possível de precisão a realidade, se baseando para tanto, nos mais modernos métodos estatísticos e de aquisição de dados disponíveis.

Recentemente, em 2019, foi publicada revisão da ABNT NBR 6120, no entanto a ABNT NBR 6123 permanece sem ser totalmente revisada desde os anos 80, estando, portanto, defasada em relação as maneiras mais precisas de se determinar a velocidade do vento, uma vez que neste período podem ter ocorrido mudanças climáticas, além do fato de tal norma ter sido concebida com as limitações computacionais e de uma base de dados disponível na época que era inferior em tamanho. Por este motivo, atualmente tal norma se encontra em processo de revisão, a fim de determinar, dentre outros aspectos, a escolha de um novo mapa de isopletas para o Brasil, que reflita de maneira mais precisa a realidade.

No entanto, considerando o fator predominante que as ações do vento têm sobre as edificações, sobretudo nos últimos anos, quando vem crescendo o número de edifícios mais esbeltos, surge a necessidade de avaliar qual será a intensidade do impacto que a mudança do mapa de isopletas pode acarretar sobre as edificações. Em especial destacam-se as em concreto armado, uma vez que este é o sistema estrutural predominante no Brasil, considerando o uso residencial.

1.1. JUSTIFICATIVA

A boa elaboração de um projeto estrutural seguro e econômico depende, dentre outros fatores da determinação precisa das ações atuantes na estrutura, sendo para isto primordial a consulta de normas técnicas, em especial, no caso dos esforços de vento, a ABNT NBR 6123(1988).

Tal norma se encontra atualmente em processo de revisão, no qual se discute dentre outros aspectos a alteração do mapa de isopletas por um mais moderno e que reflita de maneira mais fidedigna a velocidade do vento nas diferentes regiões do Brasil. Neste contexto, e considerando que o vento é uma das principais fontes de ações variáveis sobre as estruturas, torna-se importante avaliar qual será o impacto gerado por esta revisão, tanto nas regiões de aumento de velocidade, quanto de diminuição.

1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo foi avaliar os efeitos que as propostas de revisão do mapa de isopletas da ABNT NBR 6123 (1988) têm sobre o dimensionamento e o detalhamento de edifícios residenciais de múltiplos pavimentos em concreto armado.

Para tanto, tem-se os seguintes objetivos específicos:

- Analisar os mapas propostos a fim de determinar os locais com mudanças de velocidade básica mais significativas;
- Avaliar o comportamento da estrutura por meio de esforços de momento fletor e deslocamento do edifício, tanto para o Estado Limite Último quanto para o Estado Limite de Serviço a fim de mensurar o impacto das propostas de revisão;
- Comparar os resultados obtidos com a norma atual e os resultados obtidos com as propostas de revisão.

1.3. ESTRUTURA DO TEXTO

Este trabalho se divide em 5 capítulos, sendo que cada um deles aborda os assuntos conforme segue.

O capítulo um mostra a introdução do trabalho, bem como suas justificativas e objetivos.

O capítulo dois mostra a revisão bibliográfica e o embasamento teórico dos tópicos discutidos ao longo do trabalho.

O capítulo três trata da metodologia utilizada para obtenção dos resultados.

O capítulo quatro mostra os resultados obtidos ao longo da pesquisa, bem como a discussão e análise deles.

No capítulo cinco tem-se as considerações finais do trabalho, além de sugestões para pesquisas futuras acerca de dúvidas que surgiram.

Por fim, tem-se ao final deste trabalho as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento deste trabalho e os apêndices.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Ação do vento nas estruturas

Blessmann (2013) apontou como principal causa do surgimento dos ventos a variação da temperatura do ar, que leva a diferenças na pressão atmosférica, e conseqüente movimentos que buscam conciliar esta variação, com o ar mais quente e, portanto, com menor pressão tendendo a ascender. Uma vez que a energia solar aquece a superfície terrestre de diferentes maneiras a depender da superfície em questão e do seu respectivo calor específico, conseqüentemente o aquecimento da atmosfera também não será homogêneo, uma vez que ele depende também da energia irradiada pelas diferentes superfícies.

Blessmann (2013) citou ainda que o movimento de rotação da Terra e o fato de os raios solares incidirem de maneiras distintas a depender da latitude em questão também influenciam para que este aquecimento não seja homogêneo e, portanto, geram diferentes gradientes de temperaturas que causarão a movimentação do ar atmosférico buscando um equilíbrio de pressões.

O vento é a ação ambiental que atua de maneira mais frequente sobre a estrutura e que apresenta um dos maiores potenciais destrutivos, inferior apenas ao dos sismos (SOUZA; LIMA; SANTOS, 2009). Considerando o efeito do vento em estruturas Ching *et al.*¹(2010 apud Vigeta, 2017) apontaram que as cargas de vento são conseqüência “das forças exercidas pela energia cinética de uma massa de ar em movimento [...]”. Uma vez que as estruturas se põem como obstáculos no caminho destas massas elas acabam por absorver tal energia. Tendo em vista este comportamento, Blessmann (2013) apontou que é interessante para engenharia de estruturas uma velocidade média do vento, bem como as variações a partir de tal média, se tais variações forem de curta duração, definem-se então rajadas. Blessmann (2013) atribuiu a causa destas flutuações a dois fatores, a rugosidade do terreno e os gradientes térmicos. No entanto, Blessmann (2013) apontou que para “ventos bem-comportados” tal gradiente não apresenta efeito significativo frente aos efeitos da rugosidade.

Tal rugosidade terá então impacto no perfil vertical de velocidade do vento (ou seja, a forma como a velocidade do vento aumenta conforme se sobe na atmosfera), desta maneira é

¹ CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas estruturais ilustrados: padrões, sistemas e projeto**. Porto Alegre: Bookman, 2010.

possível obter parâmetros matemáticos que refletem a velocidade do vento a depender do tipo de rugosidade do terreno abaixo e a altura em relação ao dito terreno. Associando a estes parâmetros o fator de rajada obtém-se o fator S_2 , que determina o perfil de velocidades médias em qualquer intervalo de tempo. Tal fator é dado por Blessmann (2013) e pela ABNT NBR 6123 (1988) conforme a Equação 1. Salienta-se, no entanto, que não é objetivo deste trabalho detalhar como se obteve tal formulação, estando os cálculos disponíveis para consulta em Blessmann (2013).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (1)$$

A Tabela 1 mostra, resumidamente, trabalhos mais recentes, sobre a ação do vento em estrutura, desenvolvidos no Brasil nos últimos anos.

Tabela 1: Diferentes trabalhos acerca da força de vento no Brasil nos últimos anos.

Autores	Objetivos	Metodologia	Conclusão
Grala (2020)	Determinar coeficientes de força lateral devido a geometrias paralelepípedicas nos edifícios do Brasil, bem como determinar um método de cálculo do momento fletor em estruturas afetadas por desprendimento de vórtices.	Ensaio de estruturas modelo em túnel de vento, para obtenção de valores de pressões instantâneas, coeficientes aerodinâmicos e espectros da força de sustentação lateral e comparação dos resultados obtidos com modelos existentes na bibliografia.	No geral, os modelos estudados pelo autor apresentaram resultados com boa aderência a bibliografia existente. Com relação a proposta de metodologia para a ABNT NBR 6123, o autor obteve um equacionamento que é concordante com a metodologia existente em normativas estrangeiras.
Stabile (2020)	Análise dinâmica de estruturas frente a ação do vento, pelo Método do Vento Sintético e a sismos pelo Método da História no Tempo.	Foi utilizado o Método do Vento Sintético (MVS), conforme descrito em Franco ² (1993, apud Stabile 2020), com conceitos da ABNT NBR 6123 para avaliação do efeito dinâmico. Os resultados obtidos foram comparados com o TQS. Além disso, foram comparados os efeitos do MVS com vento estático e dinâmico com a	Os resultados obtidos pelo autor mostraram variações a depender da estrutura em questão, sendo que para algumas o MVS se mostrou mais conservador e para outras menos. A comparação dos resultados com os gerados pelo TQS mostrou divergências.

² FRANCO, M. Direct Along-Wind Dynamic Analysis of Tall Structures. **Boletim Técnico**, São Paulo, EPUSP, BT/PEF/9303, 1993.

Autores	Objetivos	Metodologia	Conclusão
		metodologia da ABNT NBR 6123. ³	
Loredo-Souza <i>et al.</i> (2020)	Apresentar os procedimentos para modelagem de edifícios altos em túneis de vento.	Os autores apresentaram uma conceituação sobre diferentes modelos e gerações de túneis de vento, bem como os diferentes modelos de edifícios altos reduzidos que são estudados nestes, visando avaliar tanto efeitos estáticos quanto dinâmicos gerados pelo vento. Os autores apresentaram ainda, resultados de diferentes ensaios realizados em 2 túneis de vento existentes no Brasil, além da análise destes resultados visando aplicação na estrutura real.	Os autores concluíram que a modelagem utilizando túneis de vento é o método mais eficaz para estudo de edificações altas. Os autores concluíram ainda, que a análise dos resultados obtidos com túneis de vento permite minimizar os efeitos de vibrações gerados pelo vento, em especial nas estruturas esbeltas.
Awruch, Braun e Greco (2015)	Avaliar diferentes modelos numéricos de escoamento do vento para análise aerodinâmica e aeroelásticos de estruturas.	Os autores estudaram diferentes problemas de engenharia utilizando diferentes modelos numéricos de escoamento do vento e o impacto que estes geram nas estruturas. Foram adotados como modelo de testes uma ponte e um edifício esbelto. Os resultados foram comparados com análises de túneis de vento.	A análise dos resultados gerados pelos modelos numéricos mostrou boa aderência com os resultados da análise em túnel de vento, indicando assim a aplicabilidade prática deles.
Bolelli (2020)	Avaliar o comportamento de estruturas de membrana frente a ação do vento, utilizando modelo computacional.	A autora realizou estudo no programa <i>Fluent</i> a fim de determinar campos e coeficientes de pressão, primeiramente para estruturas simples diferentes estruturas de membrana. Quando possível, a autora comparou os resultados obtidos com a literatura e com normativas estrangeiras.	A autora concluiu que o software é aplicável ao estudo dos coeficientes de pressão em estruturas de membrana, no entanto a aplicação para análise estrutural a partir dos resultados obtidos ainda é complexa e requer maior desenvolvimento.

Fonte: o autor (2022).

Ao analisar-se os temas pesquisados é possível notar algumas tendências nos temas. Primeiramente, verifica-se muitos trabalhos que abordam o uso de túneis de vento, em especial

³ O autor apresenta ainda a metodologia e resultados para análise de sismos, no entanto esta foi omitida uma vez que não se enquadra no escopo deste trabalho.

para validação de modelos computacionais. Nota-se, ainda que tais trabalhos se aprofundam, em especial em estruturas com comportamento pouco ortodoxo e que não estão previstas na ABNT NBR 6123 (1988).

2.2. Mapa de isopletas de Padaratz (1977) e metodologia da ABNT NBR 6123 (1988)

No Brasil o método de cálculo das ações do vento é dado pela ABNT NBR 6123 (1988), e se baseia nos estudos de Padaratz (1977).

Padaratz levantou os dados das estações meteorológicas da Força Aérea Brasileira (FAB) e complementou com dados de estações do Ministério da Agricultura nas regiões que apresentavam carência de dados. Padaratz adotou então como base os estudos de Newberry ⁴ (1967 apud PADARTZ, 1977), os critérios da Norma Britânica de ventos da época e NB-5 para definir que seriam utilizados os valores dos ventos de rajada, ou seja, ventos com duração de poucos segundos (Newberry 1967 apud Padaratz, 1977), para o desenvolvimento do mapa de isopletas do Brasil.

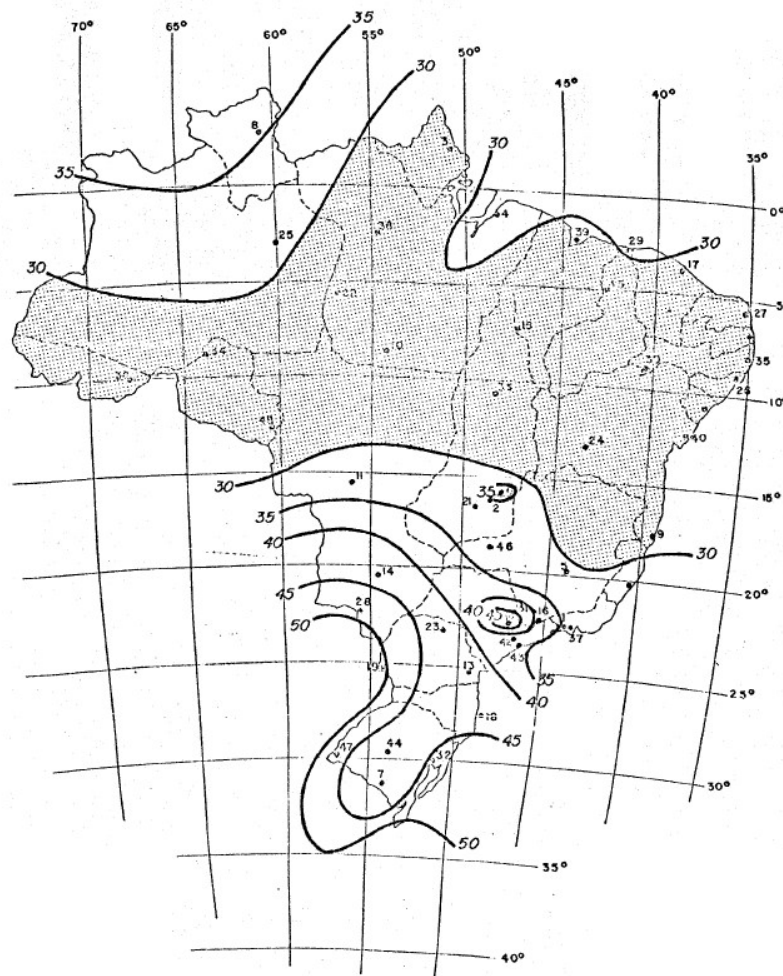
No entanto, devido à ausência à época de dados de vento de rajada para todas as estações Padaratz (1977) tomou o valor máximo entre as rajadas de uma estação e a média dos ventos de 30 segundos, adotando um fator de rajada de 1,15 sobre este último. Padaratz (1977) então utilizou uma distribuição estatística de Frechet, a fim de fazer o ajuste dos dados, dada conforme a Equação 2, abaixo, na qual β e γ devem ser estimados para cada valor da série de dados em questão, no entanto uma vez que não se tem como objetivo deste se retomar todos os cálculos e procedimentos envolvidos no desenvolvimento mapa de isopletas de Padaratz, não serão abordados aqui as etapas do cálculo de β e γ .

$$F_v(V) = Prob[V \leq v] = exp \left[- \left(\frac{V}{\beta} \right)^{-\gamma} \right] \quad (2)$$

Desta maneira, Padaratz chegou ao mapa de isopletas para um período de retorno de 50 anos, que é atualmente utilizado na ABNT NBR 6123 (1988) e que pode ser observado na Figura 1.

⁴ NEWBERRY, C.W. **Discussion of paper 2.** In: International Research Seminar: Wind Effects on Buildings and Structures, Ottawa, 1967, Proceeding. Univ. of Toronto Press, 1967. V.2, p.389-92.

Figura 1: Mapa de isopletas do Brasil de Padaratz (1977).



Fonte: Padaratz (1977).

Padaratz (1977) determinou ainda um fator de correção S para diferentes períodos de retorno, apresentado na Tabela 2 abaixo, na qual m é o período desejado em anos e P_m a probabilidade de a velocidade do vento ser igualada ou excedida nesse período, sendo que este valor tende a 0,63 para períodos $m \geq 10$ anos. No entanto, esta probabilidade deve ser calculada para períodos inferiores a 10 anos.

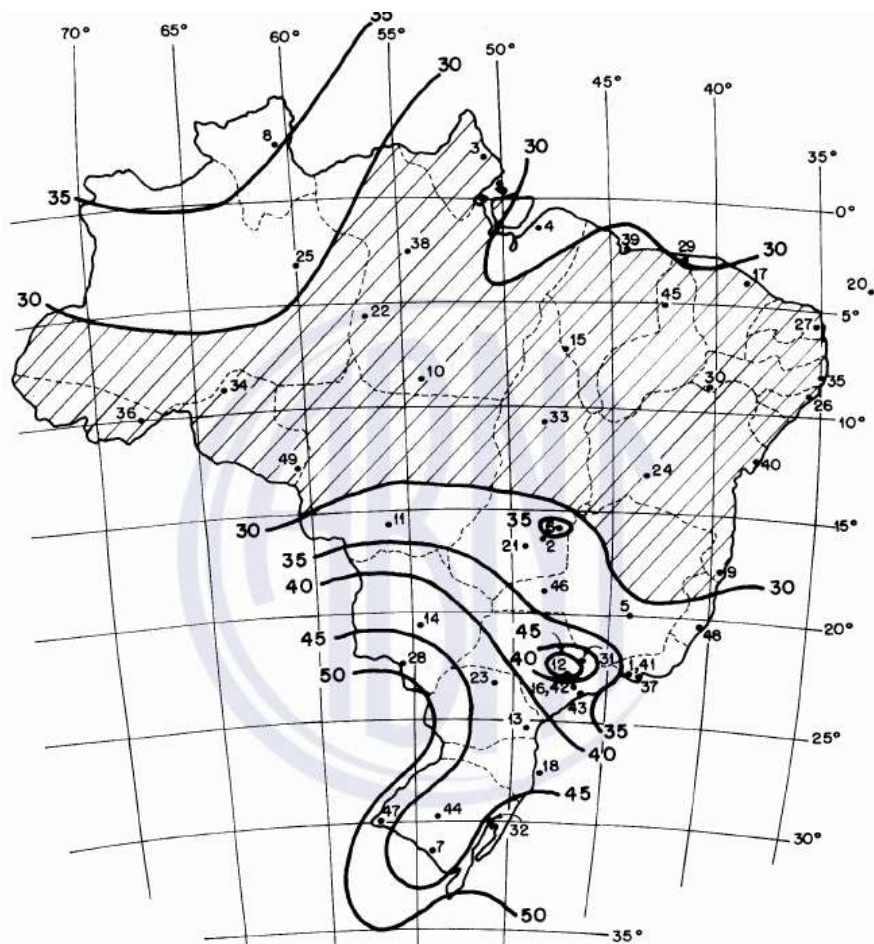
Tabela 2: Fator de correção S para a velocidade básica do vento de Padaratz.

$m \backslash P_m$	0.10	0.20	0.50	0.63	0.75	0.90
2	0.86	0.76	0.64	0.60	0.57	0.53
10	1.10	0.98	0.82	0.78	0.74	0.68
25	1.28	1.13	0.95	0.90	0.85	0.79
50	1.42	1.26	1.06	1.00	0.95	0.88
100	1.58	1.42	1.18	1.11	1.06	0.98

Fonte: Padaratz (1977).

Desta maneira a ABNT NBR 6123 (1988) apresenta o seguinte procedimento para determinação da força do vento atuante sobre uma estrutura. Primeiramente, deve ser tomada uma velocidade básica de vento V_0 conforme o mapa da Figura 2. Determinam-se então os fatores S_1 , S_2 e S_3 .

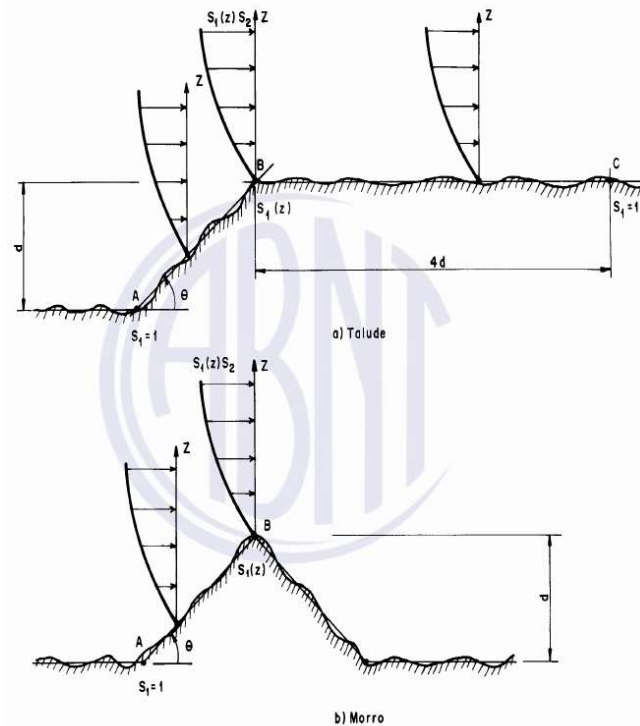
Figura 2: Mapa de isopletas do Brasil da ABNT NBR 6123 (1988).



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

O fator S_1 representa o efeito da topografia do terreno sobre o perfil vertical de velocidade, sendo que este vale 1 para terrenos planos. Para o caso de taludes e morros deve ser observada primeiramente a Figura 3.

Figura 3: Fator topográfico $S_1(z)$



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

A partir desta tem-se que para morros, no ponto A e para taludes, nos pontos A e C $S_1=1$. No entanto para o ponto B tem-se que S_1 é dado pela Equação 3, sendo que ângulos intermediários requerem interpolação linear dos dados. Por fim, pontos que não os citados anteriormente também devem ter S_1 determinado por meio de interpolação linear.

$$S_1 \begin{cases} \theta \leq 3^\circ \rightarrow S_1 = 1,0 \\ 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \rightarrow S_1 = 1 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1 \\ \theta \geq 45^\circ \rightarrow S_1 = 1 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \end{cases} \quad (3)$$

O último caso para o fator S_1 é referente a fundos de vale, onde se adota $S_1=0,9$.

O fator S_2 representa os efeitos da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno e é dado conforme a Equação 1, sendo que os parâmetros apresentados nela são definidos conforme a Tabela 3. Ressalta-se que as categorias de I - V e as classes A, B e C são conforme o texto abaixo, extraído diretamente da ABNT NBR 6123 (1988).

Categorias de rugosidade do terreno:

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:

- mar calmo;
- lagos e rios;
- pântanos sem vegetação;

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:

- zonas costeiras planas;
- pântanos com vegetação rala;
- campos de aviação;
- pradarias e charnecas;
- fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:

- granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- fazendas com sebes e/ou muros;
- subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:

- florestas com árvores altas, de copas isoladas;
- centros de grandes cidades;
- complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

Classes da edificação:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

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

Tabela 3: Parâmetros meteorológicos.

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,060	0,065	0,070
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,090	0,100
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,100	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,120	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,150	0,160	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Por fim a ABNT NBR 6123 (1988) define o fator estatístico S_3 em função do uso e ocupação da edificação e o grau de impacto que o colapso desta causaria, além da segurança e confiabilidade necessária nas mesmas. A Tabela 4 apresenta os valores mínimos para o fator S_3 considerando um período de retorno de 50 anos.

Tabela 4: Valores do fator S_3 para um período de retorno de 50 anos.

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

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Desta maneira, tem-se que a velocidade característica do vento é dada conforme a Equação 4. Tem-se, então que a pressão de vento é dada conforme a Equação 5.

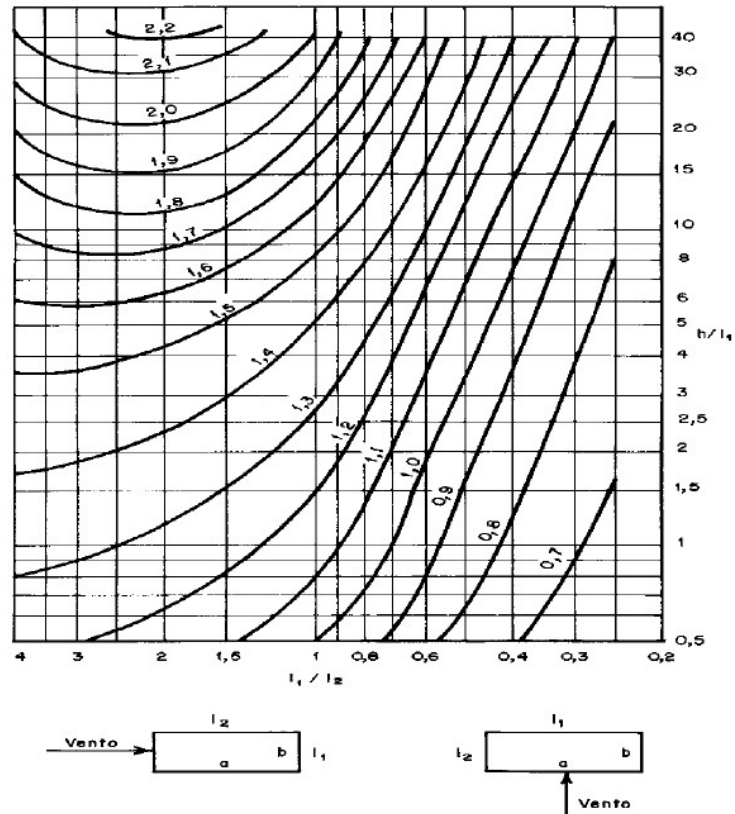
$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4)$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (5)$$

Por fim, a força de vento é dada conforme a Equação 6, onde C_a é o coeficiente de arrasto da edificação, podendo este ser de baixa turbulência (Figura 4) ou de alta turbulência (Figura 5). Além disso, A_e é a área da fachada sobre a qual o vento incide.

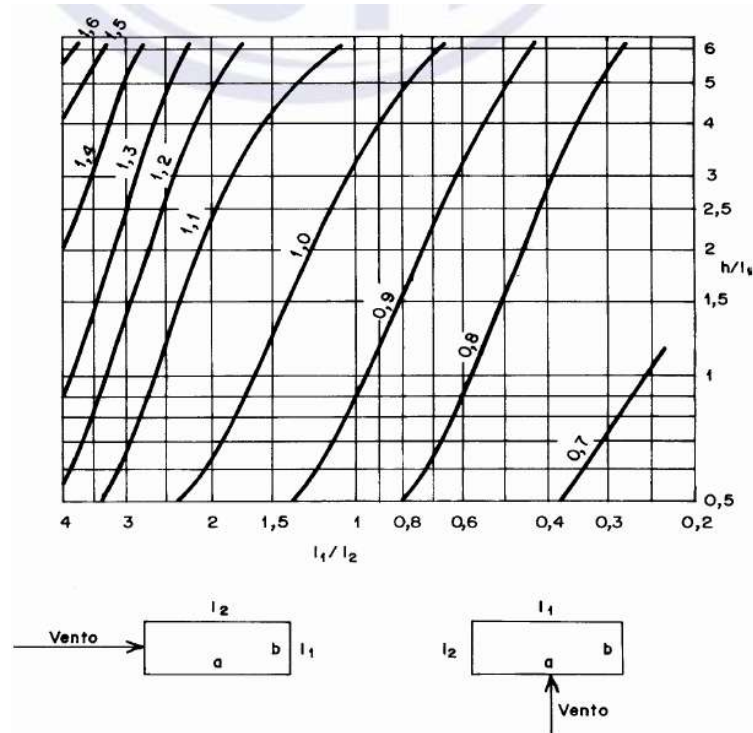
$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (6)$$

Figura 4: Ábaco de coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Figura 5: Ábaco de coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

2.3. Propostas de revisão do mapa de isopletas do Brasil.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) apontam as normas técnicas como ferramentas que promovem dentre outras coisas a segurança, qualidade e padronização do projeto e citam 8 normas diferentes como sendo de alta relevância para o dimensionamento seguro das estruturas de concreto armado, dentre elas a ABNT NBR 6118 (2014), a ABNT NBR 6120 (1980) (atualmente substituída pela ABNT NBR 6120 (2019)) e a ABNT NBR 6123 (1988). Neves e Barbosa (2010) dizem que é necessário que os valores utilizados no processo de dimensionamento sejam as mais próximo possíveis dos reais. No entanto, não se observa isso na atual norma de ventos brasileira de ventos, De Freitas e Pires (2020), por exemplo, dizem que a atual norma de ventos não mais reflete o estado da arte, em especial no que diz respeito a velocidade básica do vento, V_0 .

Neste sentido, existem trabalhos de pesquisa mais atuais que se apresentam como propostas de revisão do mapa de isopletas da ABNT NBR 6123, em especial, aqui faz-se destaque para três trabalhos em específico, o de Almeida (2010), o de Beck e Corrêa (2013) e o de Vallis (2019), sendo que os três concordam em um aspecto em particular, o método Frechet utilizado por Padaratz não é o mais preciso para o cálculo de distribuições de vento.

2.3.1. Proposta de Almeida (2010)

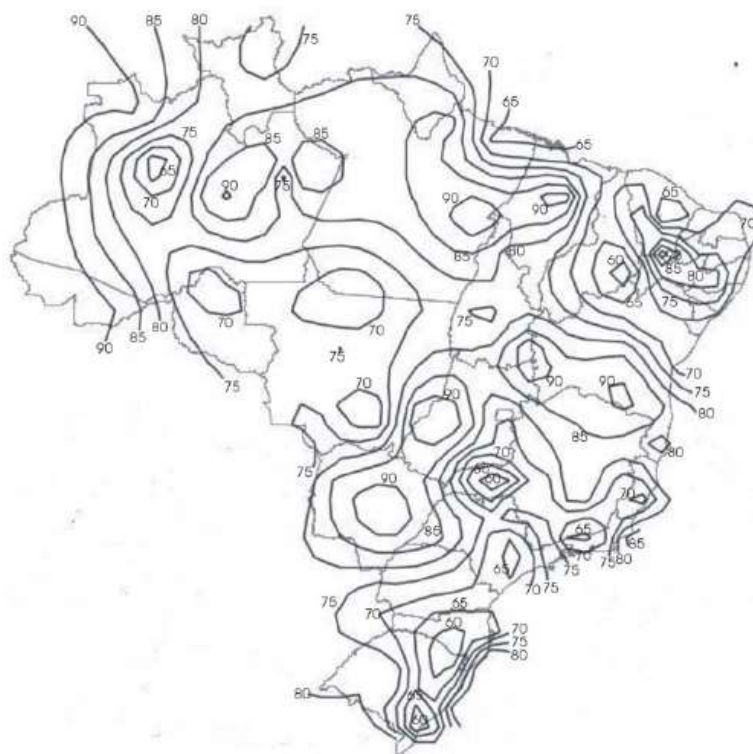
Primeiramente, Almeida (2010) coletou dados do CPTEC/INPE no período de 1995 até 2010, descartando os dados de 2010 devido ao fato de corresponderem a um período de apenas um semestre. Foi utilizada então uma distribuição de Gumbel para ajustar os dados, dada conforme a Equação 7 abaixo.

$$G(v) = \exp \left\{ - \left[1 + c \frac{(v - a)}{b} \right]^{-1/c} \right\} \quad (7)$$

Onde deve-se ter $c \neq 0$; a é um parâmetro de localização, b de escala e c de forma.

De maneira análoga a situação com a metodologia de Padaratz, não se tem por objetivo aqui discutir todos as etapas e procedimentos da distribuição de Gumbel, estando estes disponíveis no trabalho de Almeida (2010). Foi utilizado, ainda, por Almeida um processo de Krigagem e Máxima Verossimilhança. Desta maneira, Almeida obteve o mapa da Figura 6.

Figura 6: Mapa de isopletas do Brasil de Almeida (2010).



Fonte: Almeida (2010).

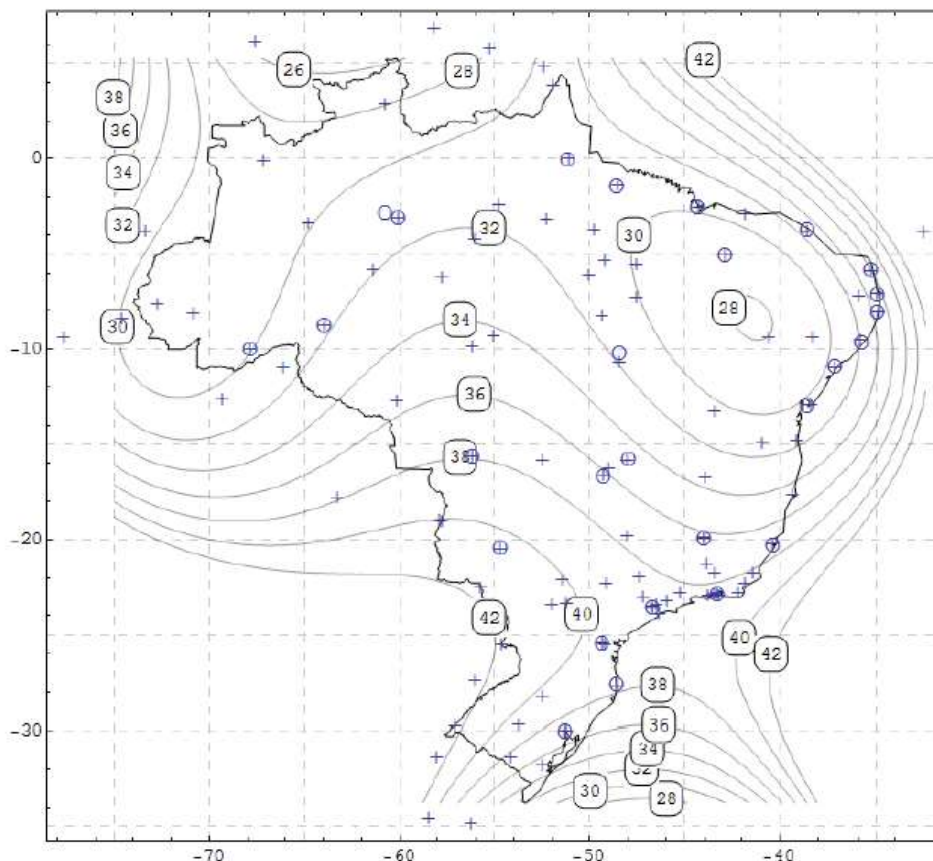
Nota-se uma diferença significativa entre os valores da proposta de Almeida e aqueles obtidos por Padaratz. Vallis (2019), avaliou o trabalho de Almeida (2010) e atribuiu esta divergência a um provável erro de leitura dos dados, uma vez que Almeida utilizou um sistema automatizado de leitura dos dados.

2.3.2. Proposta de Beck e Corrêa (2013)

Beck e Corrêa (2013) por sua vez utilizaram dados de velocidade do vento disponíveis na base de dados do *Wolfram Research Weather Data*, desta maneira os autores coletaram dados meteorológicos de 104 aeroportos que foram complementados com os dados de Padaratz (1977), foram utilizados ainda, dados das estações meteorológicas de países vizinhos nas regiões de fronteira visando evitar a necessidade de interpolações. De maneira semelhante ao verificado por Padaratz (1977), Beck e Corrêa notaram uma escassez de dados de ventos de rajada para diversas estações meteorológicas e sendo assim, adotaram o valor máximo entre a velocidade de rajada, quando disponível e a média das velocidades dos ventos de 30 segundos, corrigidas pelo mesmo fator de 1,15 utilizado por Padaratz. Assim como Almeida (2010), Beck

e Corrêa utilizaram uma distribuição de Gumbel para fazer o ajuste dos dados, e desta maneira obtiveram o mapa de isopletas da Figura 7.

Figura 7: Mapa de isopletas do Brasil de Beck e Corrêa (2013).



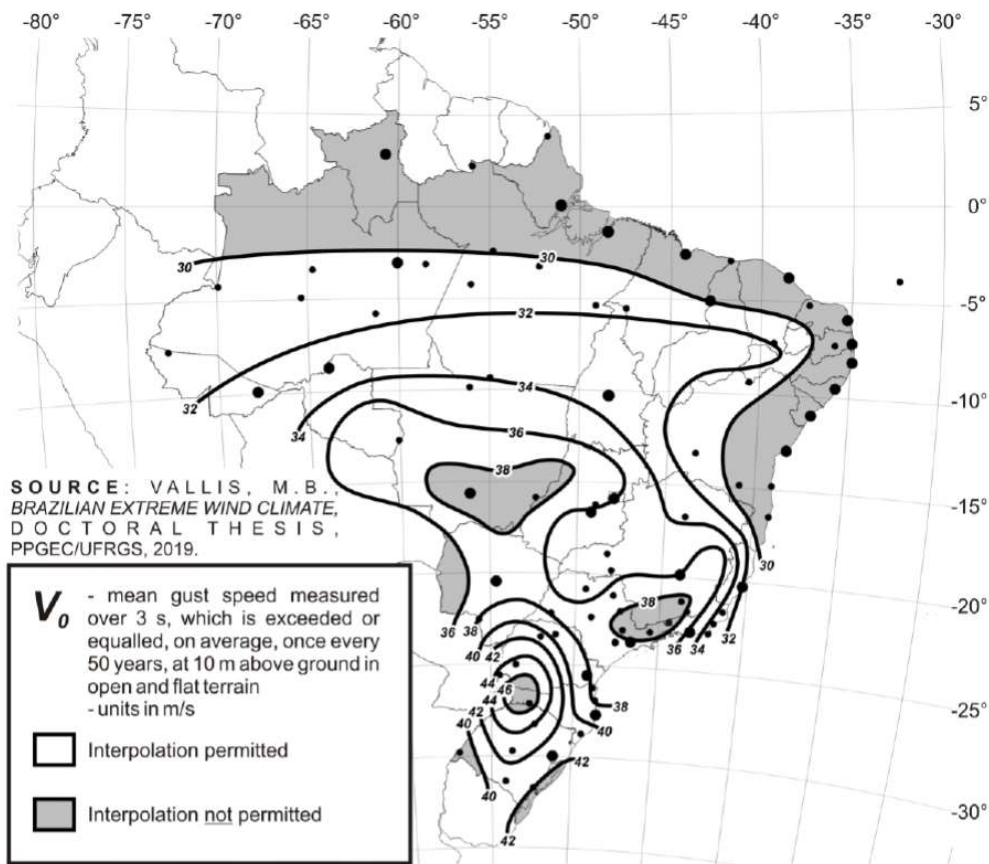
Fonte: Beck e Corrêa (2010).

2.3.3. Proposta de Vallis (2019)

Por fim, Vallis (2019), utilizou dados dos aeródromos do Brasil, além de dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Para os dados de aeródromos, Vallis os separou em duas categorias, primeiramente os dados extraídos dos boletins meteorológicos METAR/SPECI, ou seja, os boletins meteorológicos emitidos de hora em hora pelos aeródromos (METAR) e os boletins emitidos quando se verificam alterações significativas para a aviação (SPECI) (DEPARTAMENTO DE CONTROLE DO ESPAÇO AÉREO – DECEA, 2017) e junto destes, os dados dos boletins SYNOP que são informes vindos de estações terrestres fixas, observados à superfície (DEPARTAMENTO DE CONTROLE DO ESPAÇO AÉREO – DECEA, 2017), a esse agrupamento de dados foi atribuída a nomenclatura MSS. A segunda categoria são os dados PAS-31, que são dados obtidos a partir do boletim técnico do Instituto do Controle do Espaço Aéreo (ICEA) de mesmo nome. Tanto estes dados quanto os

dados do INMET foram filtrados por Vallis, visando fazer o controle de qualidade das informações. Vallis então procedeu para construção de uma série histórica dos dados, bem como a homogeneização deles, além do uso de diversas ferramentas estatísticas para construção do mapa, fazendo uso de procedimentos cuja explicação fogem ao escopo deste trabalho, estando os procedimentos utilizados na construção do mapa de isopletas detalhadamente explicados no trabalho de Vallis (2019). Desta maneira o autor obteve o mapa de isopletas para um período de retorno de 50 anos apresentado na Figura 8.

Figura 8: Mapa de isopletas de Vallis (2019).



Fonte: Vallis (2019).

Considerando ainda, que foram utilizados métodos estatísticos diferentes dos de Padaratz (1977), Vallis propôs novos fatores de correção para períodos de retorno diversos, que são dados conforme a Equação 8 onde R_l é o período em anos e P_l é a probabilidade a velocidade do vento ser igualada ou excedida nesse período.

$$S_3 = \frac{1}{10,9} \left\{ 7 - \ln \left[- \frac{\ln (1 - P_l)}{R_l} \right] \right\} \quad (8)$$

2.4. Estabilidade global em edifícios de concreto armado

Carvalho e Pinheiro (2009) definiram os esforços de primeira ordem como aqueles que são calculados sem levar em consideração as deformações da estrutura. Os efeitos de segunda ordem, por sua vez, se originam na deformação da estrutura, sendo que a consideração destes determina uma análise considerando não-linearidade geométrica.

Carvalho e Pinheiro (2009) definiram ainda, estruturas de nós fixos como aquelas de pequenos deslocamentos horizontais, e, portanto, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados. Já estruturas de nós móveis são aquelas que não apresentam pequenos deslocamentos horizontais e, portanto, devem ser considerados os efeitos de segunda ordem.

Os estudos sobre o impacto dos efeitos de segunda ordem e a estabilidade global remontam a 1967, com o desenvolvimento da equação diferencial que determina o coeficiente α (FREITAS; LUCHI; FERREIRA, 2016). Atualmente, a ABNT NBR 6118 (2014) estabelece que na análise de estabilidade global de uma estrutura, que caso os efeitos de segunda ordem sejam superiores a 10% dos efeitos de primeira ordem é necessário considerar seu efeito. Para tanto, as ações horizontais que atuam sobre a estrutura devem ser majoradas por $0,95 \cdot \gamma_z$, com $\gamma_z \leq 1,3$ e dado conforme a Equação 9.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (9)$$

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;

$\Delta M_{tot,d}$ 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. (ABNT, 2014, p. 105).

3. METODOLOGIA

3.1. Escolha das cidades estudadas

Tendo em vista os objetivos desta pesquisa foram utilizados como base 3 mapas de isopletas do Brasil, primeiramente o mapa de isopletas da ABNT NBR 6123 (1988) (Figura 2), (MI-6123), o mapa de Beck e Corrêa (2013) (Figura 7) (MI-BC) e o mapa de Vallis (2019) (Figura 8) (MI-VALLIS).

Uma vez que o mapa MI-6123 é o que se encontra atualmente em vigor ele foi tomado como referência para comparações das velocidades de ventos. Sendo assim, realizou-se uma análise do MI-BC e do MI-VALLIS, buscando identificar as regiões com variação percentual mais acentuada, quando comparada com o MI-6123, dando-se preferência para as regiões de capitais dos estados e para metrópoles. Foram então selecionados os 6 municípios com a maior variação percentual, sendo necessariamente 3 da relação entre o MI-BC e o MI-6123 e 3 da relação entre o MI-VALLIS e o MI-6123. Para tanto calculou-se a variação na velocidade do vento, utilizando a Equação 10.

$$V = \frac{V_{exp} - V_{ref}}{V_{ref}} \quad (10)$$

Onde:

- V_{exp} designa a velocidade básica do vento referente a MI-BC ou a MI-VALLIS;
- V_{ref} designa a velocidade básica do vento referente a MI-6123.

Na Tabela 6 e na Tabela 5 a seguir são apresentadas 3 cidades com variações críticas na velocidade do vento. Ressalta-se que as velocidades foram determinadas por interpolação linear das curvas (quando permitido) e arredondadas para o valor inteiro mais próximo.

Tabela 5: Variação na intensidade de velocidade do vento nas 3 cidades críticas na comparação MI-6123 x MI-BC.

Cidade	Velocidade (m/s)		Variação
	NBR 6123	Beck e Corrêa (2013)	
Boa Vista	35,00	28,00	-20%
João Pessoa	30,00	36,00	20%
Natal	30,00	36,00	20%

Fonte: o autor (2022).

Tabela 6: Variação na intensidade de velocidade do vento nas 3 cidades críticas na comparação MI-6123 x MI-VALLIS.

Cidade	Velocidade (m/s)		Variação
	NBR 6123	Vallis (2019)	
Ponta Porã	49,00	38,00	-22,45%
Campo Grande	44,00	37,00	-15,91%
Campinas	45,00	38,00	-15,56%

Fonte: o autor (2022).

Devido a sua importância no cenário nacional e por serem as principais metrópoles do país foram incluídas ainda no estudo as cidades de São Paulo e Rio de Janeiro. Desta maneira, a Tabela 7 apresenta a relação de municípios selecionados, bem como suas respectivas velocidades de vento considerando cada um dos métodos. Ressalta-se ainda que as velocidades verificadas para todas as principais metrópoles estarão disponíveis no Apêndice A deste trabalho, bem como sua variação com a referência.

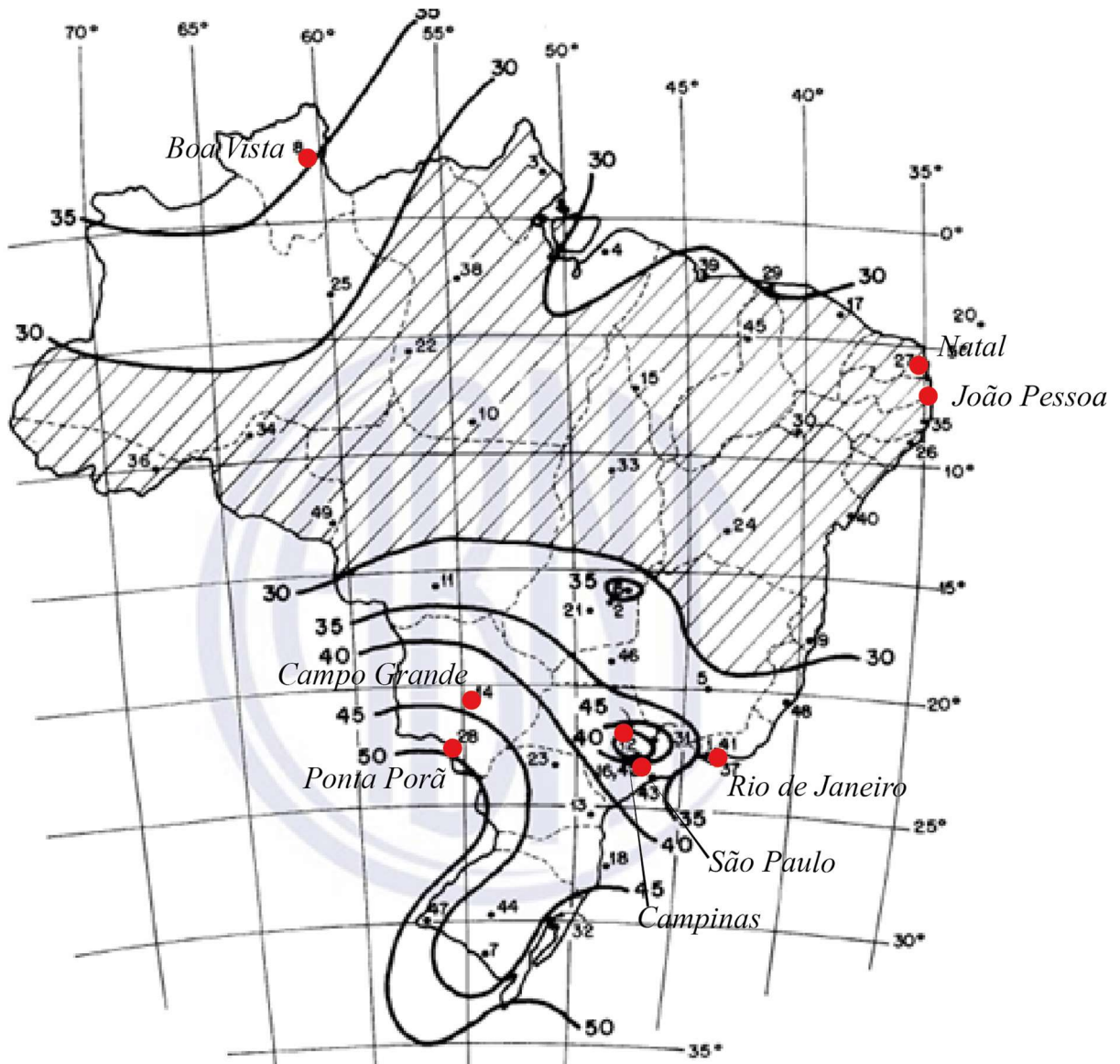
Tabela 7: Municípios selecionados para desenvolvimento do estudo e suas respectivas velocidades de vento para cada um dos métodos.

Cidade	NBR 6123 (1988)	Vallis (2019)		Beck e Corrêa (2013)	
	Velocidade (m/s)	Velocidade (m/s)	Variação	Velocidade (m/s)	Variação
Boa Vista	35,00	30,00	-14,29%	28,00	-20,00%
Campinas	45,00	38,00	-15,56%	39,00	-13,33%
Campo Grande	44,00	37,00	-15,91%	41,00	-6,82%
João Pessoa	30,00	30,00	0,00%	36,00	20,00%
Natal	30,00	30,00	0,00%	36,00	20,00%
Ponta Porã	49,00	38,00	-22,45%	42,00	-14,29%
Rio de Janeiro	34,00	36,00	5,88%	39,00	14,71%
São Paulo	40,00	38,00	-5,00%	39,00	-2,50%

Fonte: o autor (2022).

Desta maneira, apresenta-se na Figura 9 a posição das cidades escolhidas no mapa do Brasil.

Figura 9: Cidades escolhidas para o estudo.

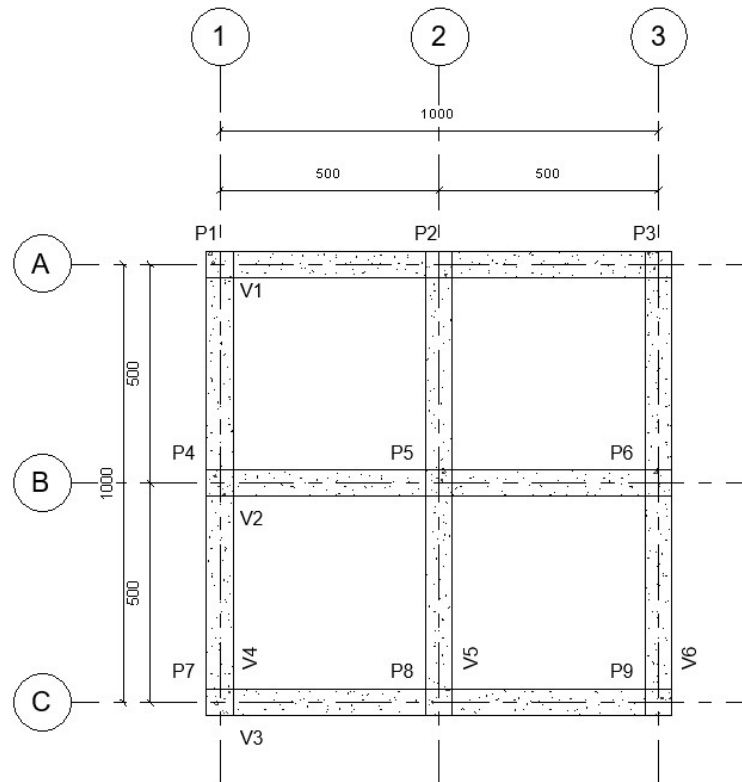


Fonte: o autor (2022).

3.2. Edificação utilizada

Para o desenvolvimento deste trabalho foi utilizado um edifício conceito simplificado, composto por 3 pórticos de pilares tanto na direção x, quanto na direção y. Os pórticos são espaçados a cada 5 metros, além disso a altura entre pavimentos é de 3 metros. A planta de fôrmas genérica pode ser observada na Figura 10. Foi utilizada uma edificação quadrada visando eliminar impactos das dimensões dele, a fim de simplificar os resultados.

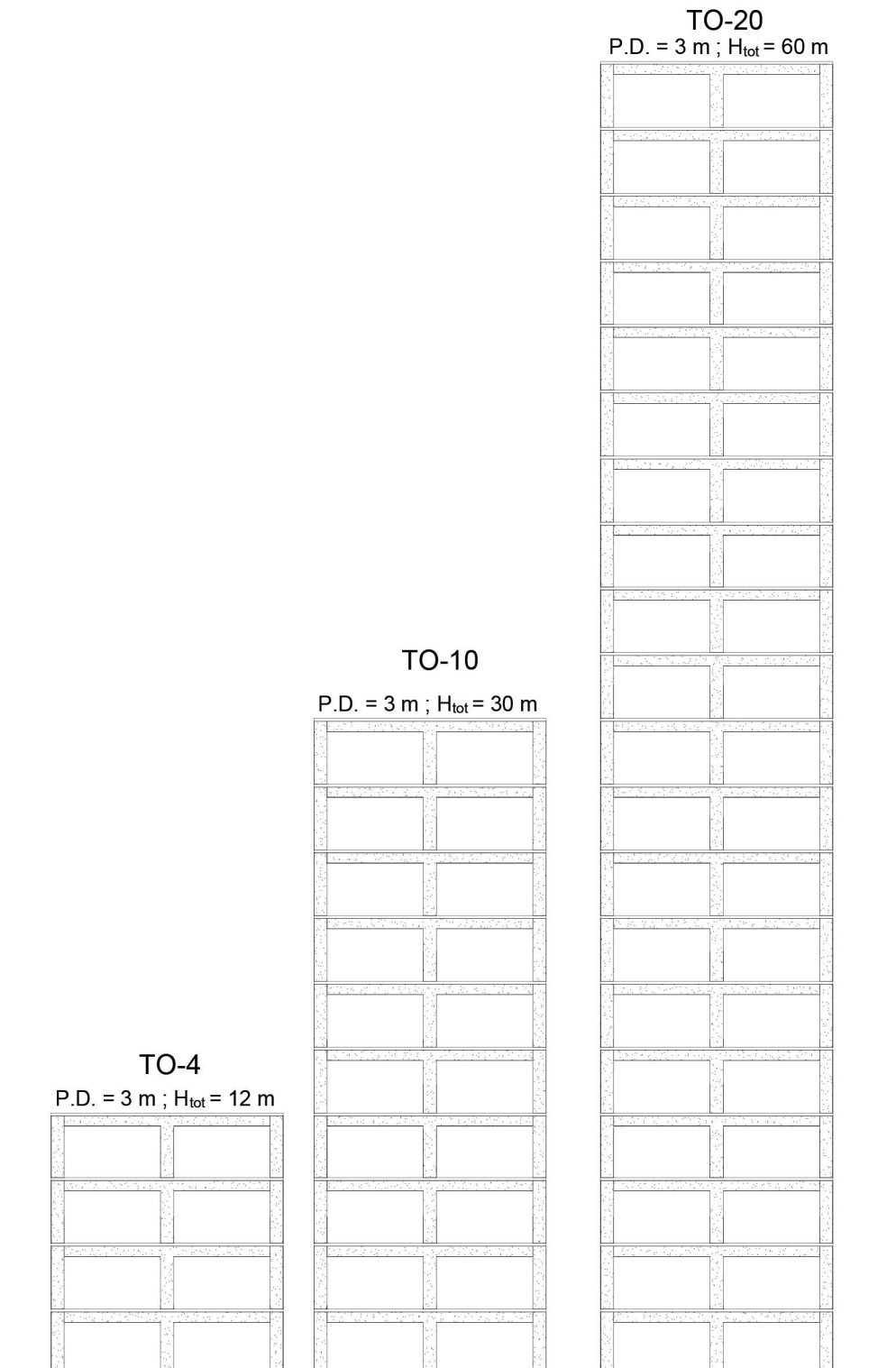
Figura 10: Planta de fôrmas da estrutura adotada.



Fonte: O autor (2022).

Foram adotadas ainda 4 alturas diferentes de edificação, sendo uma com 4 pavimentos (TO-4), na configuração de um pavimento térreo, 3 pavimentos tipo e uma cobertura, uma com 10 pavimentos (TO-10) na configuração de um pavimento térreo, 9 pavimentos tipo e uma cobertura e por fim uma com 20 pavimentos (TO-20) na configuração de um pavimento térreo, 19 pavimentos tipo e uma cobertura. O corte típico das 3 edificações utilizadas é apresentado na Figura 11. Desta maneira, as 3 torres serão avaliadas para as situações de velocidade de vento de cada um dos 8 municípios selecionados.

Figura 11: Corte típico das 3 torres utilizadas.



3.3. Características do ambiente selecionado

Para todas as análises foi considerado ambiente urbano condizente com a classe de agressividade II (CAA-II) da ABNT NBR 6118 (2014). Ainda que esta classe não seja condizente com a de algumas das cidades estudadas, optou-se por utilizar a mesma de modo a minimizar o número de variáveis envolvidas. Desta maneira adotou-se concreto C25 e cobrimentos condizentes com o apresentado na Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118 (2014), conforme o que consta na Tabela 8.

Tabela 8: Cobrimentos adotados para os elementos estruturais.

Cobrimentos (mm)	
Laje	Vigas/Pilares
25	30

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

3.4. Ações consideradas

3.4.1. Ações verticais

Para as ações verticais atuantes no pavimento tipo da edificação, foi considerada uma carga permanente de 1 kN/m² advinda de contrapiso e revestimento. Além disso, foi considerada uma carga acidental de 1,5 kN/m², condizente com a carga de edifícios residenciais da ABNT NBR 6120 (2019). Sobre as vigas foi considerada uma carga de alvenaria de blocos de concreto com valor de 2,6 kN/m², considerou-se ainda que a alvenaria tem altura de 2,5 m, sendo os 0,50 m restante contemplados pela altura das vigas, conforme apresentado na seção 3.5.

Já para a cobertura foi considerada uma carga permanente de 1,5 kN/m², referente a impermeabilizações, além de uma carga acidental de 1,0 kN/m², conforme o informado na ABNT NBR 6120 (2019) como a carga típica para coberturas com acesso apenas para manutenção. Não foram consideradas paredes sobre as vigas de cobertura.

Ressalta-se ainda que para consideração do peso próprio dos elementos estruturais, adotou-se o peso próprio usual do concreto de $\gamma_c=25$ kN/m³.

3.4.2. Ações horizontais

Para as ações horizontais foi utilizada a metodologia da ABNT NBR 6123 (1988), conforme descrita na revisão bibliográfica. Foram adotados parâmetros S_1 igual a 1, ou seja, terreno plano, e ambiente categoria IV para o cálculo do parâmetro S_2 . Ainda que a Categoria IV não seja condizente com todos os municípios estudados, optou-se por adotar uma categoria

única a fim de simplificar a comparação dos resultados obtidos. A classe da edificação foi determinada de modo a ser condizente com as dimensões de cada uma das 3 torres, desta maneira tem-se o apresentado na Tabela 9.

Tabela 9: Classe de cada uma das edificações estudadas.

Torre	Classe da edificação conforme a ABNT NBR 6123 (1988)
TO-4	Classe A
TO-10	Classe B
TO-20	Classe C

Fonte: O autor (2022).

Por fim o fator estatístico S_3 foi adotado como sendo igual a 1, para edificações em geral conforme o estabelecido na ABNT NBR 6123 (1988). Considerou-se ainda vento de baixa turbulência para as análises, uma vez que este resulta em forças de vento de maior magnitude.

3.5. Dimensões dos elementos estruturais.

Para a análise foram considerados apenas os elementos estruturais da superestrutura da edificação, ou seja vigas, lajes e pilares, não sendo incluídos no processo elementos de fundação como blocos de coroamento, sapatas, vigas baldrame ou vigas alavanca.

A seleção das dimensões dos elementos de viga e laje se deu com base no processo de pré-dimensionamento usual, conforme a Equação 11 para altura das vigas e a Equação 12 para a altura das lajes.

$$h_v = \frac{L}{10} \quad (11)$$

$$h_l = \frac{L}{40} \quad (12)$$

Desta maneira, determinou-se uma altura inicial de 50 cm para as vigas e de 12,5 cm para as lajes, todavia foi adotada uma altura de 10 cm para as lajes devido ao baixo carregamento ao qual estas estavam sujeitas e por ser uma altura usual para projetos de edifícios residências. A largura b_w da viga foi adotada como sendo de 19 cm. Ressalta-se ainda que esta dimensão de viga foi adotada como modelo inicial, sendo modificada nas situações que foi necessário, tais como permitir o dimensionamento ou atender a critérios da ABNT NBR 6118 (2014).

Para os pilares foram adotadas dimensões coerentes para atender tanto a solicitação vertical quanto a horizontal, não cabendo serem discutidas aqui uma vez que houve mudanças a depender da solicitação em questão, em especial a variação da altura das torres.

3.6. Procedimento de análise e parâmetros estudados

A análise estrutural e dimensionamento dos modelos foi realizada no software comercial TQS. Para tanto foi utilizado o modelo IV do TQS, ou seja, as lajes foram consideradas apenas como diafragmas rígidos, que não contribuem para resistência aos deslocamentos horizontais. A estrutura foi modelada com um pavimento fundação, e $n-1$ pavimentos tipo, onde n é o número de pavimentos da torre naquela situação, ou seja, não foram consideradas subdivisões nos pavimentos intermediários visando otimização do cálculo e dimensionamento das vigas. Todavia, o pavimento cobertura foi modelado como um nível a parte a fim de permitir a correta aplicação de cargas conforme descrito em 3.4.1. Foi considerado ainda que a estrutura é única, sem a presença de juntas de dilatação em ponto algum.

Os coeficientes de arrasto para ação do vento foram calculados utilizando a ferramenta interna do programa, tendo como base os ábacos da ABNT NBR 6123 (1988) (Figura 4). Para todas as análises foi considerado, ainda, pilares vinculados na fundação/solo, dispensando desta maneira necessidade de associá-los a elementos de fundação como sapatas ou blocos.

Para avaliar o impacto da mudança da velocidade do vento foi adotado como parâmetro guia da análise o índice de estabilidade da estrutura, determinado pelo γ_z . Para tanto, adotou-se dimensões dos pilares de modo que todos os modelos tenham $\gamma_z \leq 1,1$, de modo que todas as estruturas fossem classificadas como sendo de nós rígidos, sendo assim foram utilizadas as menores dimensões de pilares que permitissem dimensionamento pelos critérios da ABNT NBR 6118 (2014) e $\gamma_z \leq 1,1$.

No entanto, visando garantir que o dimensionamento de todos os elementos estruturais atendesse ao estabelecido na ABNT NBR 6118 (2014), para ELU, ELS e detalhamento, foi necessário adequar as dimensões dos elementos estruturais para certos casos, em especial na TO-10 e na TO-20, levando a variações no γ_z . Ressalta-se que foi considerado que todas as emendas de barras executadas seriam feitas por traspasse, uma vez que este é o sistema predominante para edificações usuais.

Salienta-se ainda que em momento algum buscou-se um dimensionamento otimizado, mas sim minimizar o número de modificações entre os modelos, de modo a permitir que os resultados obtidos tenham a menor interferência possível de fatores que não seja a mudança na

velocidade básica do vento e a altura da edificação. Por consequência disso, em alguns casos, em especial para TO-20 foram obtidos valores de taxa de armadura pouco usuais.

Não foram feitas mudanças nos detalhamentos gerados pelo TQS ao fim de cada processamento, sendo colhidos os dados conforme o determinado pelo programa, a exceção de casos que apresentavam eventual inconsistência, tais como taxas de armadura maiores em situações de solicitações menores, nestes casos foi adotado o parâmetro coerente obtido no modelo com maior solicitação.

Desta maneira, de modo a estudar o impacto gerado na edificação tanto no estado limite último (ELU) quanto no estado limite de serviço (ELS), foram elencados 9 parâmetros da edificação para serem analisados.

O primeiro parâmetro estudado foi a taxa de armadura, dada em kg/m^3 , ao longo de toda altura do pilar central P5, (ver planta de formas na Figura 10). Deste pilar foram coletadas, ainda, a taxa geométrica de armadura – ρ , referente ao seu tramo inferior, a área de aço deste mesmo tramo, o parâmetro referente a força normal adimensional v , e o número de tramos do pilar armados com armadura mínima sendo que estes foram obtidos a partir do relatório de pilares gerado pelo TQS (Figura 12). Além disso, o momento máximo característico na base do pilar P5 também foi comparado entre as edificações, sendo que este último foi obtido a partir do modelo de pórtico espacial do TQS, considerando a combinação de ELU do programa (Figura 13).

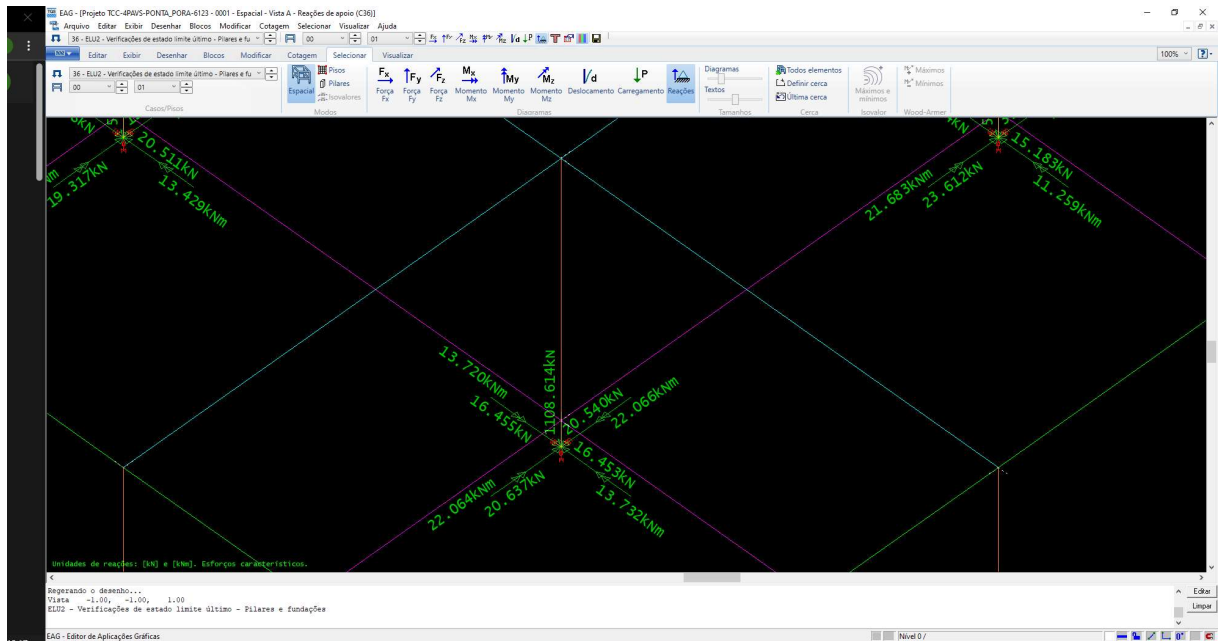
Figura 12: Exemplo de relatório de pilares

Pilar	Lances	Seção (cm)	σ (kgf/cm ²)	v	λ	ρ	Taxa de aço (kgf/m ³)
P1	1 a 4	27x27	6,6 a 50,6	0,037 a 0,283	38 a 39 acd	0,43 a 0,43	60,2
P2	1 a 4	27x27	15,3 a 103,6	0,086 a 0,58	38 a 39 acd	0,43 a 0,43	60,2
P3	1 a 4	27x27	6,5 a 50,1	0,036 a 0,281	38 a 39 acd	0,43 a 0,43	60,2
P4	1 a 4	27x27	15,5 a 105,2	0,087 a 0,589	38 a 39 acd	0,43 a 0,67	70,4
P5	1 a 4	27x27	38,6 a 212,9	0,216 a 1,192	38 a 39 acd	0,43 a 3,45	183,3
P6	1 a 4	27x27	15,2 a 104	0,085 a 0,582	38 a 39 acd	0,43 a 0,67	70,4
P7	1 a 4	27x27	6,6 a 50,5	0,037 a 0,283	38 a 39 acd	0,43 a 0,43	60,2
P8	1 a 4	27x27	15,3 a 103,5	0,086 a 0,58	38 a 39 acd	0,43 a 0,43	60,2
P9	1 a 4	27x27	6,5 a 50,1	0,036 a 0,281	38 a 39 acd	0,43 a 0,43	60,2

σ : Tensão de Cálculo (Carga Vertical: Combinação 1 TQS PILAR)
 v : Força normal adimensional
 λ : Índice de esbeltez
 ρ : Taxa geométrica de armadura
 Taxa de aço: Massa de aço por volume de concreto

Fonte: O autor (2022).

Figura 13: Exemplo de obtenção das reações na base do P5.



Fonte: O autor (2022).

Foram analisados ainda, o deslocamento horizontal da edificação, tanto no topo do edifício quanto entre pavimentos, sendo que estes valores foram obtidos a partir do resumo estrutural gerado pelo programa, conforme a

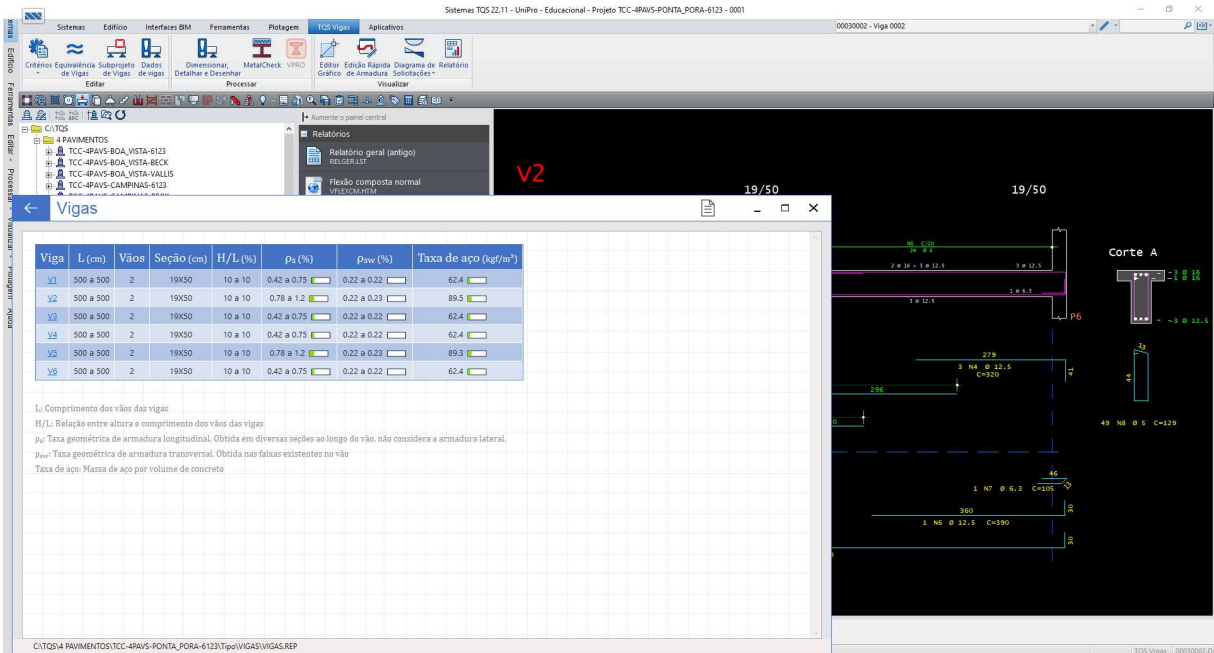
Figura 14: Exemplo de obtenção dos resultados de deslocamento.



Fonte: O autor (2022).

Por fim foi analisada a taxa de armadura da viga V2, sendo considerada a taxa no pavimento mais crítico. Este valor foi obtido a partir do relatório de vigas do programa (Figura 15). No Apêndice B Apêndice D e Apêndice F deste documento são apresentadas imagens exemplo dos menus dentro do programa de onde foram coletados cada um dos dados.

Figura 15: Exemplo de obtenção da taxa de armadura da V2.



Fonte: O autor (2022).

3.7. Análise dos dados

Para análise dos dados obtidos, estes foram compilados no MS Excel e colocados em gráficos de forma a facilitar a comparação entre eles.

Os dados serão analisados e comparados em duas etapas, primeiramente dentro do grupo ao qual pertencem, ou seja, comparando dados para uma mesma altura de torre, com diferentes velocidades de vento, depois de maneira geral, de modo a comparar o impacto gerado pela variação da altura do edifício.

Além disso, para efeito de comparação dos dados foi calculada a variação entre os dados e a referência, sendo adotado o valor de MI-6123 como referência, e a variação dada conforme a Equação 13, sendo que quanto maior o absoluto deste valor maior a divergência entre as grandezas analisadas.

$$V = \frac{x_{exp} - x_{ref}}{x_{ref}} \quad (13)$$

Onde:

- x_{exp} designa o dado experimental, neste caso o parâmetro estudado referente a MI-BC ou a MI-VALLIS;
- x_{ref} designa o valor de referência, neste caso o parâmetro estudado referente a MI-6123.

4. RESULTADOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos no âmbito desta pesquisa. Visando facilitar a apresentação dos dados de maneira gráfica a cada uma das cidades estudadas foi atribuído um número, conforme a Tabela 10.

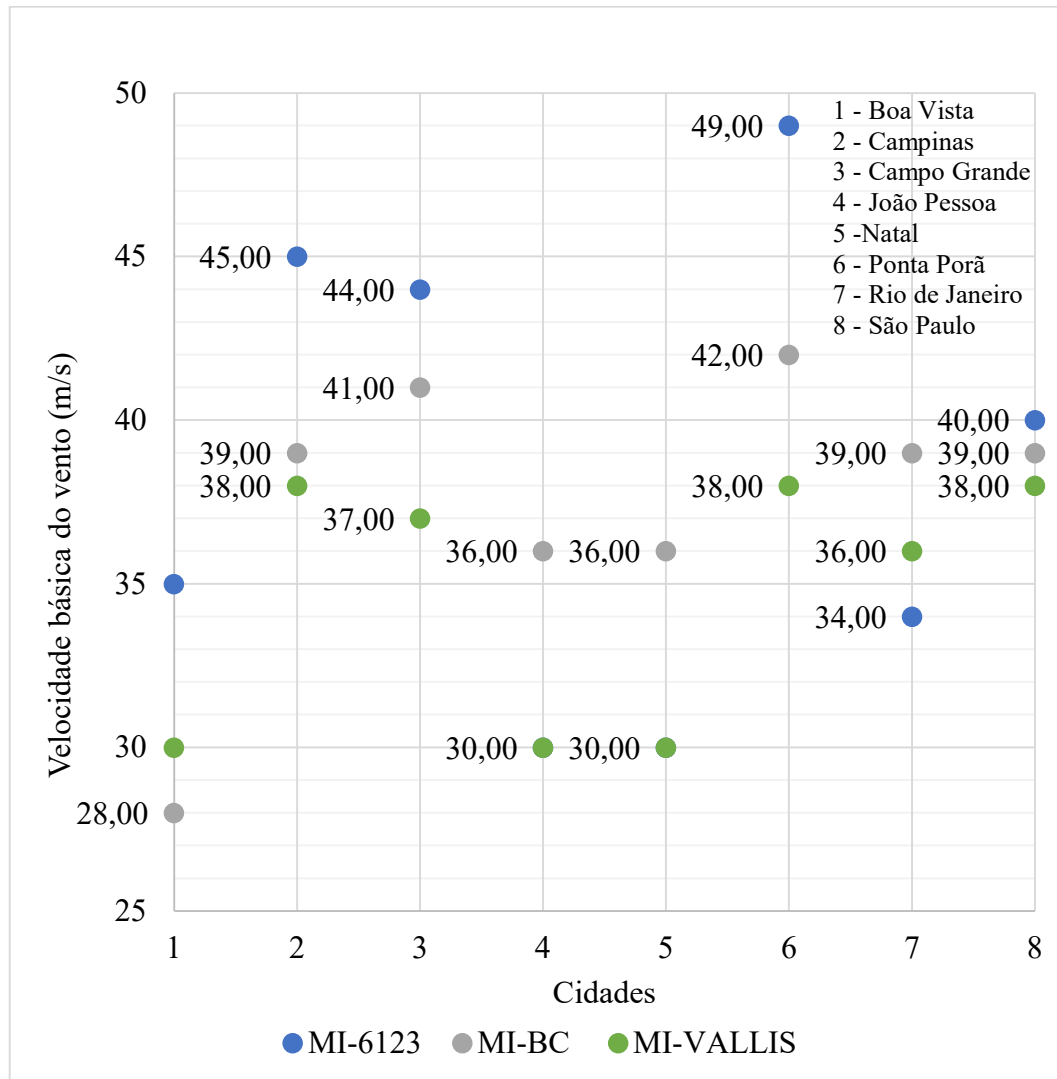
Tabela 10: Correspondência entre cidades estudadas e seu número de referência.

Cidade	Número de referência
Boa Vista	1
Campinas	2
Campo Grande	3
João Pessoa	4
Natal	5
Ponta Porã	6
Rio de Janeiro	7
São Paulo	8

Fonte: O autor (2022).

Na Figura 16 são apresentados graficamente os valores de velocidade básica do vento para cada uma das 8 cidades nos 3 mapas de isopleias estudados.

Figura 16: Velocidade básica do vento nos municípios estudados.



Fonte: O autor (2022).

Nota-se primeiramente, que no geral as velocidades apresentadas por MI-6123 são mais elevadas que as de MI-BC e MI-VALLIS, com destaque para Campinas, Campo Grande e Ponta Porã, com velocidades básicas de 45 m/s, 44 m/s e 49 m/s, respectivamente. Verifica-se também que dentre os municípios estudados MI-BC não apresenta nenhuma velocidade básica superior a 42 m/s, que ocorre em Ponta Porã, e que MI-VALLIS não apresenta velocidades superiores a 38 m/s, ocorrendo em Campinas, Ponta Porã e São Paulo. Por fim, tem-se que a única velocidade inferior a 30 m/s ocorre em Boa Vista com MI-BC, apresentando uma velocidade básica de 28 m/s.

4.1. Torre de 4 pavimentos

Para torre de 4 pavimentos foi adotado um pilar com dimensões 27 cm x 27 cm, sendo obtido para todas as velocidades de vento um $\gamma_z=1,085$. Não foi possível obter um pilar com dimensões inferiores a estas e que gerasse um γ_z mais próximo de 1,1.

Para esta torre não houve variação no dimensionamento obtido para o pilar, tanto para o tramo inferior, quanto para os tramos intermediários, desta maneira são apresentados na Tabela 11 os resultados unificados para todos os modelos. No Apêndice B são apresentadas as imagens do pórtico espacial e dos relatórios para TO-04, além disso no Apêndice C são apresentadas as tabelas de resultados e comparações referentes a esta seção.

Tabela 11: Resultados obtidos para TO-4.

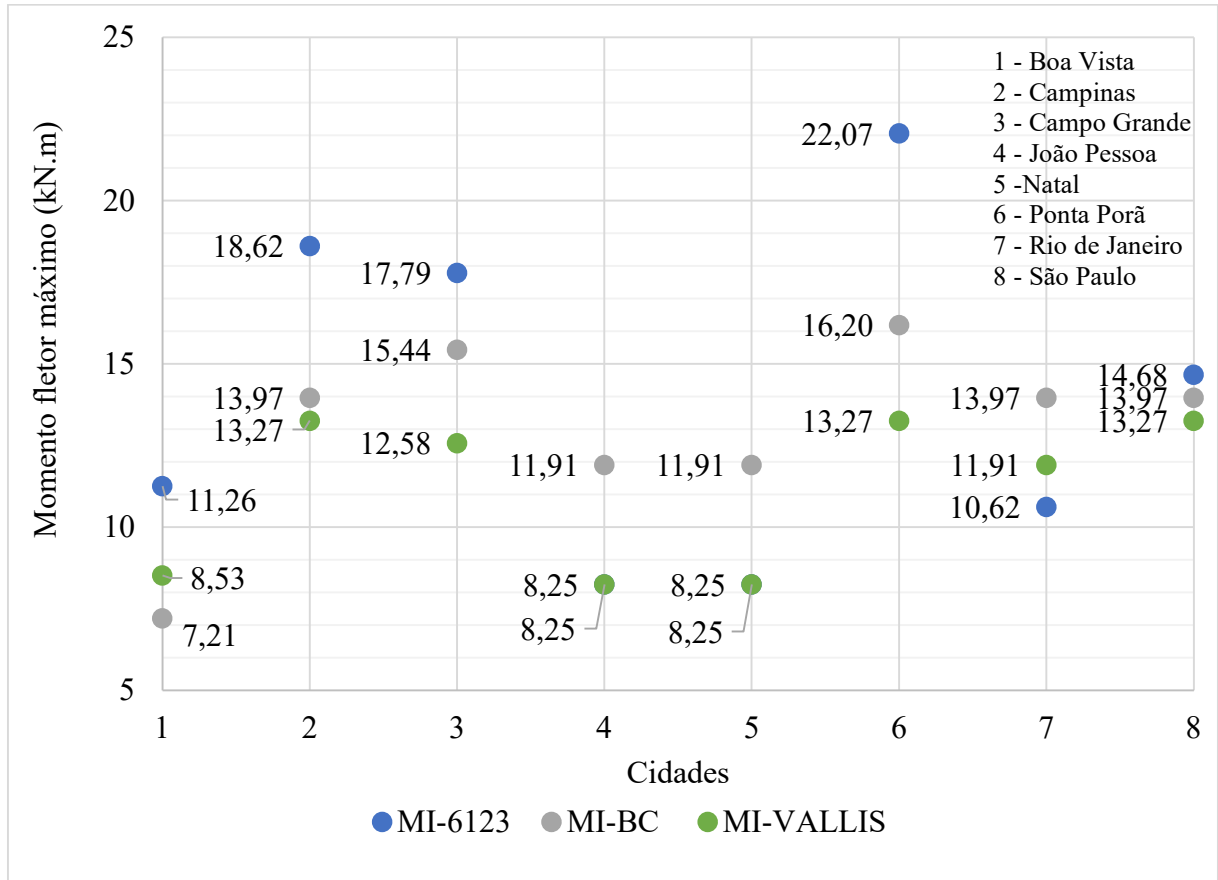
Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
729	185,3	3,45	25,1
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	ν
8Ø 20	2	4Ø 10	1,192

Fonte: O autor (2022).

Nota-se que a taxa de armadura do pilar foi elevada, no entanto a partir da metade da edificação já foi possível armar os pilares com armadura mínima. Além disso, nota-se um alto parâmetro ν , indicando que a força normal que solicita o pilar é elevada para as dimensões de seção transversal adotadas.

Na Figura 17 e na Figura 18 são apresentados os resultados obtidos para o momento máximo na base do pilar P5 e para a taxa de armadura da viga V2.

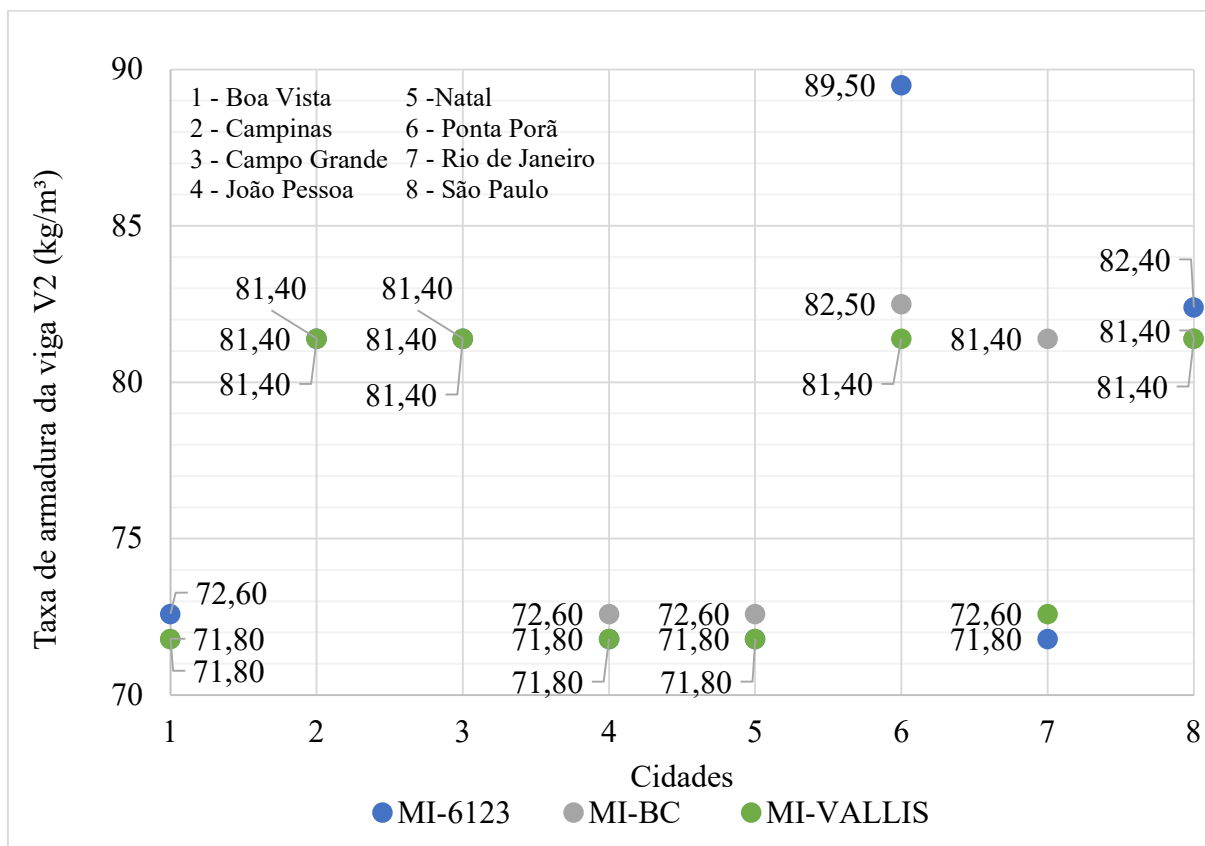
Figura 17: Momento fletor máximo na base do pilar P5 para TO-4.



Fonte: O autor (2022).

Tem-se que o maior valor obtido de momento fletor máximo vale 22,07 kN.m e ocorre no município de Ponta Porã com MI-6123, percebe-se ainda uma redução significativa deste valor com MI-BC e MI-VALLIS. Além disso, o menor valor de momento fletor ocorreu em Boa Vista com MI-BC, sendo este 7,21 kN.m. Por fim, percebe-se um agrupamento de valores entre 10 kN.m e 15 kN.m

Figura 18: Taxa de armadura na viga V2 para TO-4.



Fonte: O autor (2022).

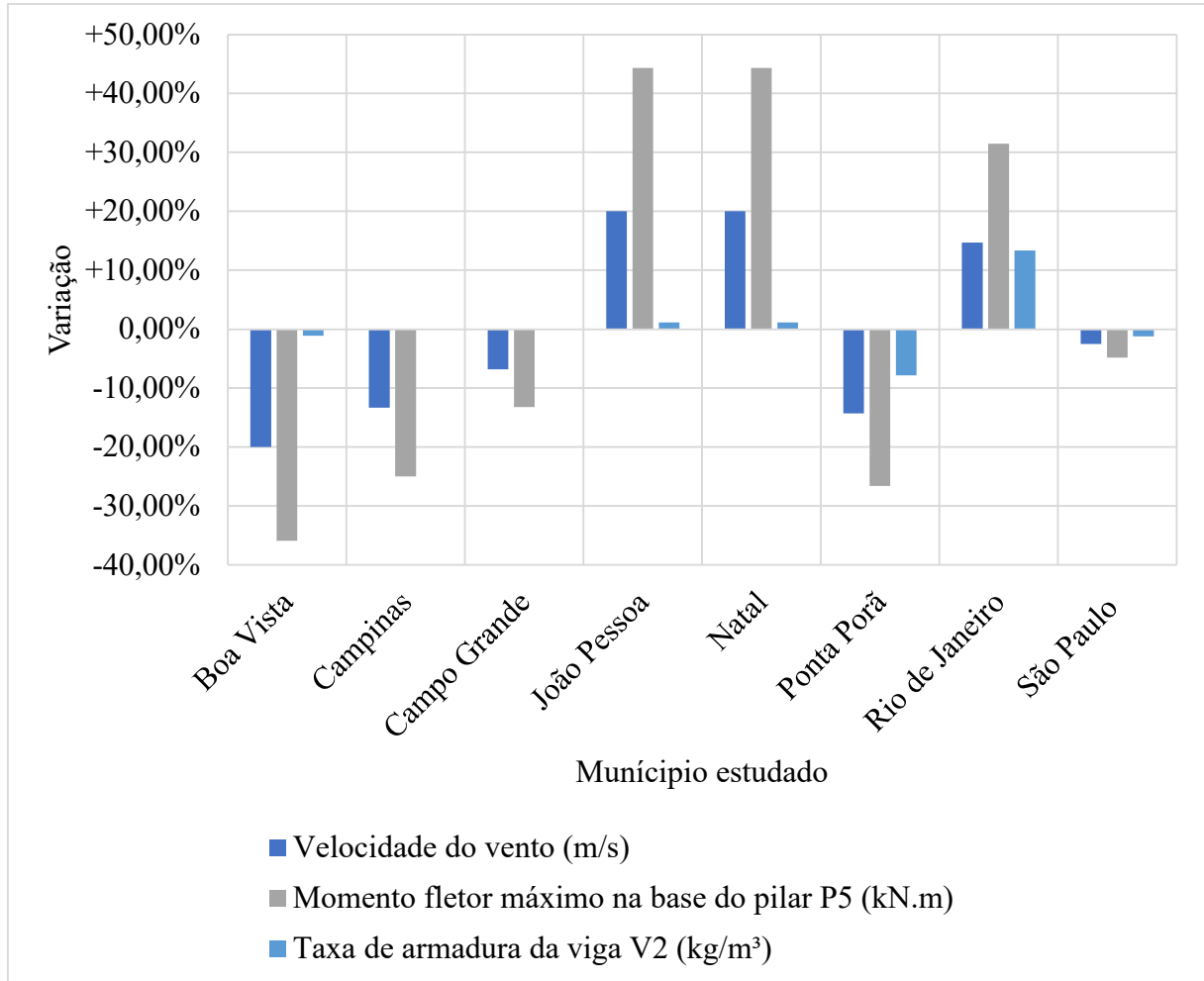
Tem-se que a maior taxa de armadura ocorreu em Ponta Porã com MI-6123, além disso, a menor taxa de armadura foi em Boa Vista com MI-BC. É possível notar ainda dois agrupamentos de valores, sendo um entre 70 kg/m^3 e 75 kg/m^3 e outro entre 80 kg/m^3 e 85 kg/m^3 , se destacando valores da ordem de 82 kg/m^3 .

A princípio, os resultados apresentados na Figura 17 aparentam contradizer o fato de não haver variação na armadura dos pilares, uma vez que o momento solicitante varia, conforme varia a velocidade do vento. No entanto, esta constância na armadura dos pilares pode ser explicada por dois fatores, primeiramente o fato de o parâmetro v obtido ser elevado, indicando que a seção está no limite da sua capacidade de resistência ao esforço normal. Desta maneira, se o momento que solicita o pilar também fosse elevado não seria possível dimensionar o mesmo.

Além disso, ao analisar-se a taxa de armadura das vigas (Figura 18) nota-se uma variação similar a apresentada pelos momentos solicitantes, indicando que o comportamento do pórtico tendeu a distribuir os esforços mais para as vigas do que para os pilares, fazendo com que estas absorvessem a variação de esforço gerada pela mudança na velocidade do vento.

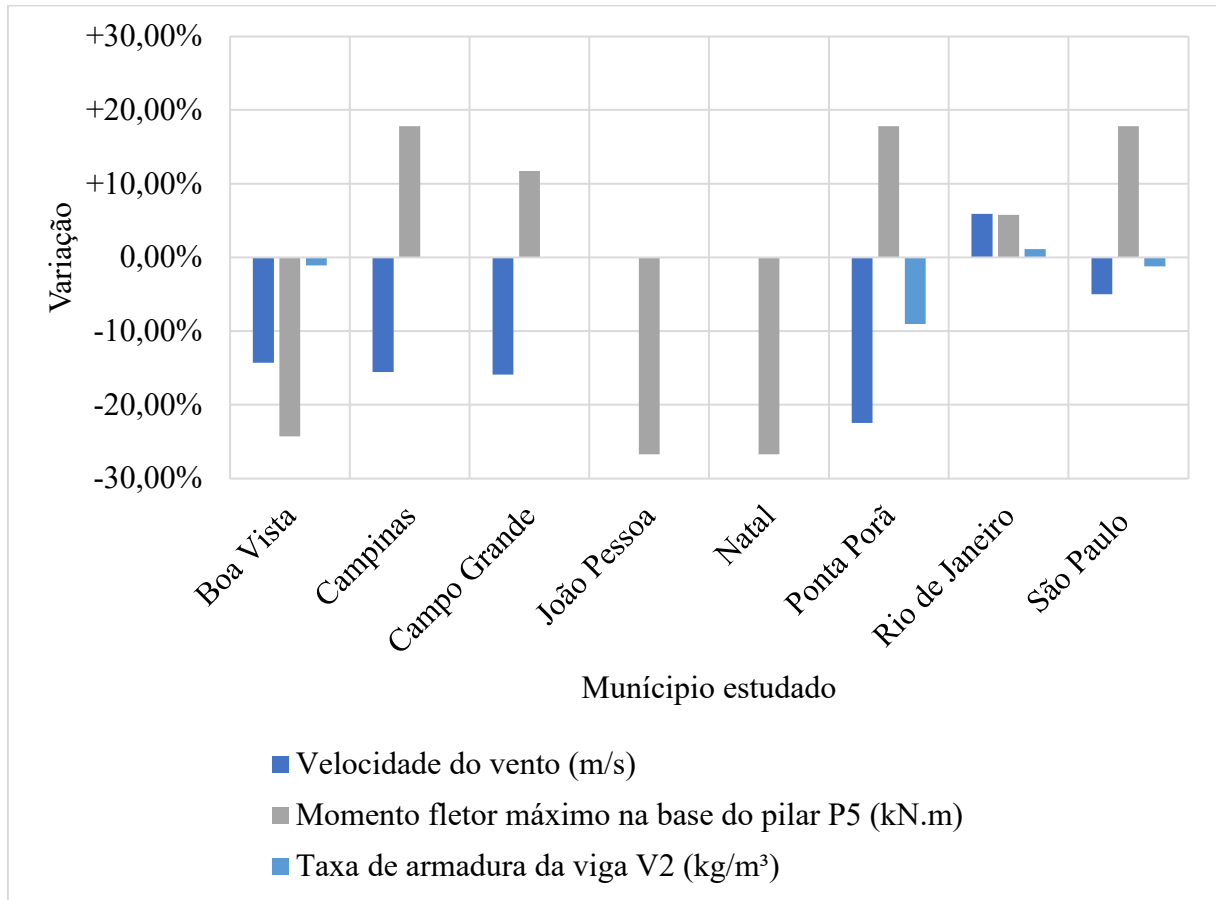
São apresentados ainda na Figura 19 e na Figura 20 um comparativo entre a variação na taxa de armadura da viga V2 e a velocidade do vento, ressalta-se que os locais sem barra para algum dado indicam variação nula.

Figura 19: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO4.



Fonte: O autor (2022).

Figura 20: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO4.



Fonte: O autor (2022).

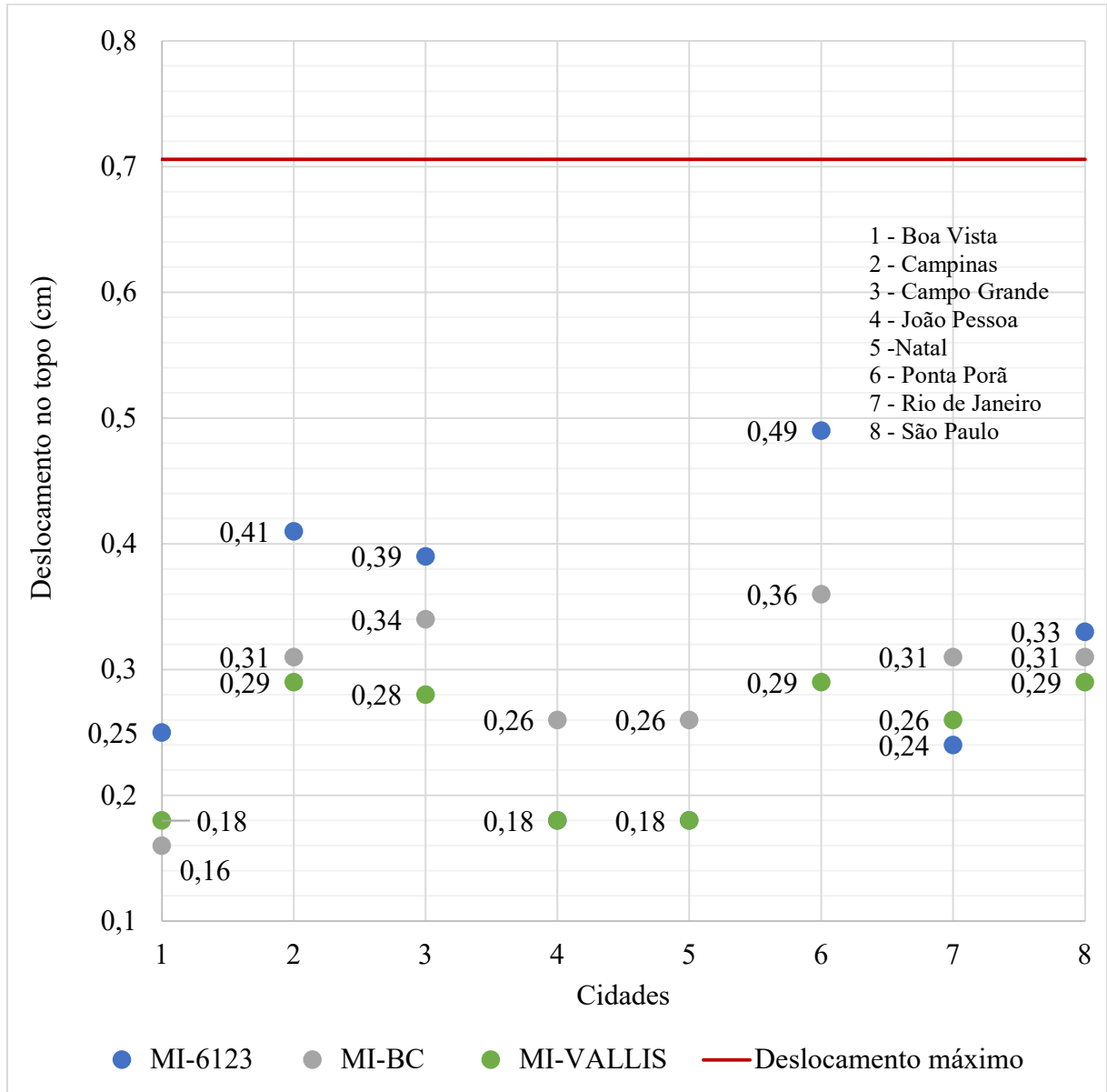
Nota-se em ambas as figuras uma tendência de variação da ordem de 1%. No entanto, Ponta Porã e Rio de Janeiro na comparação MI-6123 x MI-BC apresentam valores divergentes, além disso, Ponta Porã na comparação MI-6123 x MI-Vallis também apresenta um valor que diverge dos demais. Por fim, nota-se que a menor variação ocorreu em São Paulo em ambas as comparações.

Nota-se que de maneira geral, ainda que a variação na velocidade do vento (Figura 19 e Figura 20) tenha sido elevada em termos percentuais não houve mudança significativa na taxa de armadura das vigas. Todavia, nota-se que no município do Rio de Janeiro, com a velocidade de MI-BC a variação na taxa de armadura da viga. Esta divergência pode ser explicada pelo detalhamento gerado pelo programa. Para a solicitação apresentada pelo vento de MI-6123 foi gerado um detalhamento com 4Ø 10, para momento positivo, ao longo de todo comprimento da viga, além de 3Ø 16 nas regiões de momento negativo, sendo que a barra central apresenta comprimento inferior as barras das extremidades. Já para MI-BC foi gerado um detalhamento similar para momento positivo, no entanto foram utilizadas 2Ø 20 nas regiões de momento

negativo. Esta diferença de diâmetro nas barras utilizadas explica a variação elevada existente entre os valores de taxa de armadura para as duas situações, e que destoam do comportamento apresentado nos outros casos.

Na Figura 21 são apresentados os valores obtidos para deslocamento máximo no topo do edifício, bem como o deslocamento limite conforme a ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 21: Deslocamento no topo do edifício para TO-4.

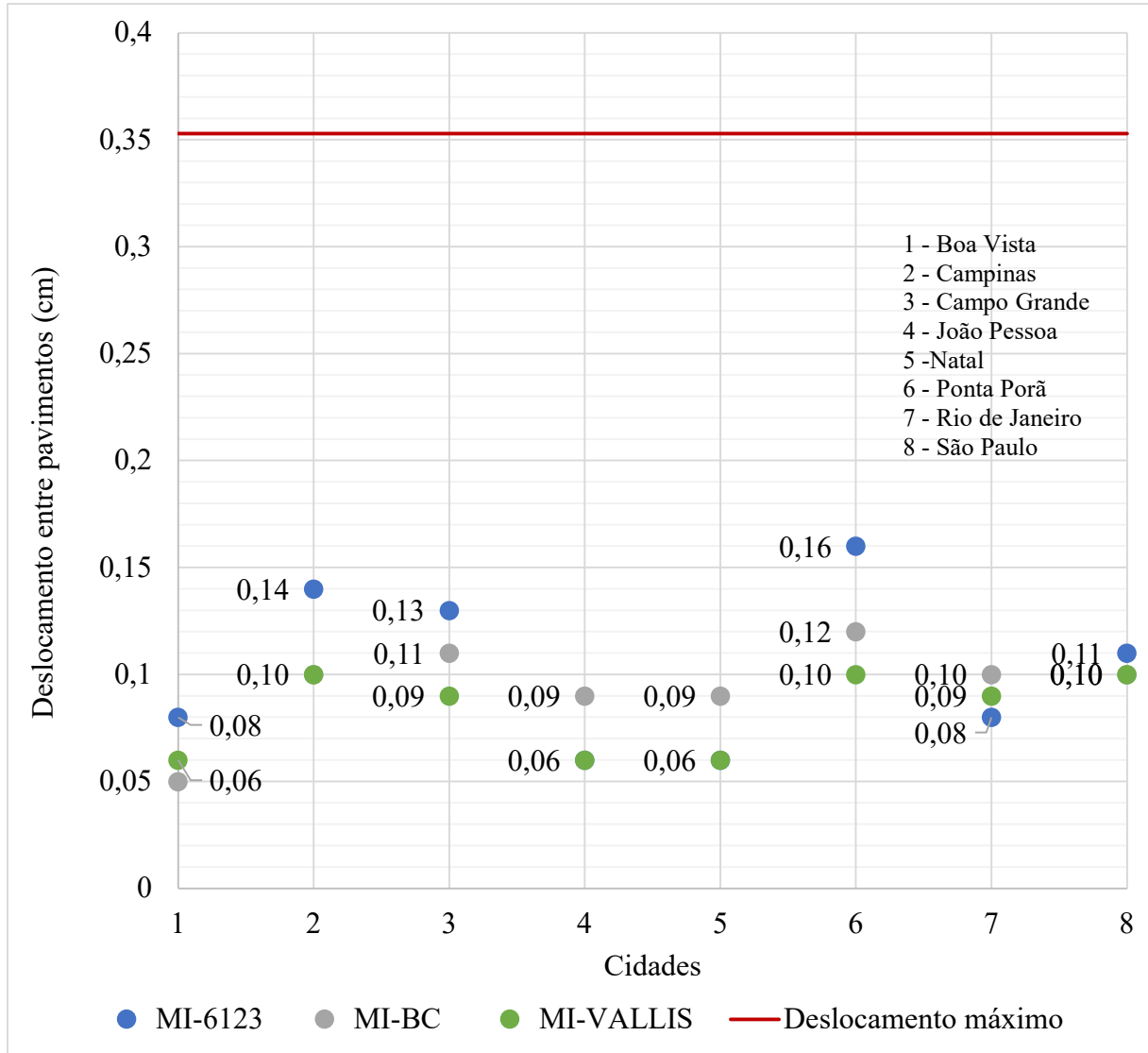


Fonte: O autor (2022).

Nota-se que o maior deslocamento ocorreu em Ponta Porã com MI-6123, sendo que este foi cerca de 20% maior que o segundo maior deslocamento obtido, todavia nota-se que nenhum valor chegou próximo do deslocamento máximo de 0,71 cm. Além disso, verifica-se que o menor valor de deslocamento ocorreu em Boa Vista para MI-BC.

Na Figura 22 são apresentados os valores obtidos para deslocamento máximo entre pavimentos do edifício, bem como o deslocamento limite conforme a ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 22: Deslocamento entre pavimentos para TO-4.



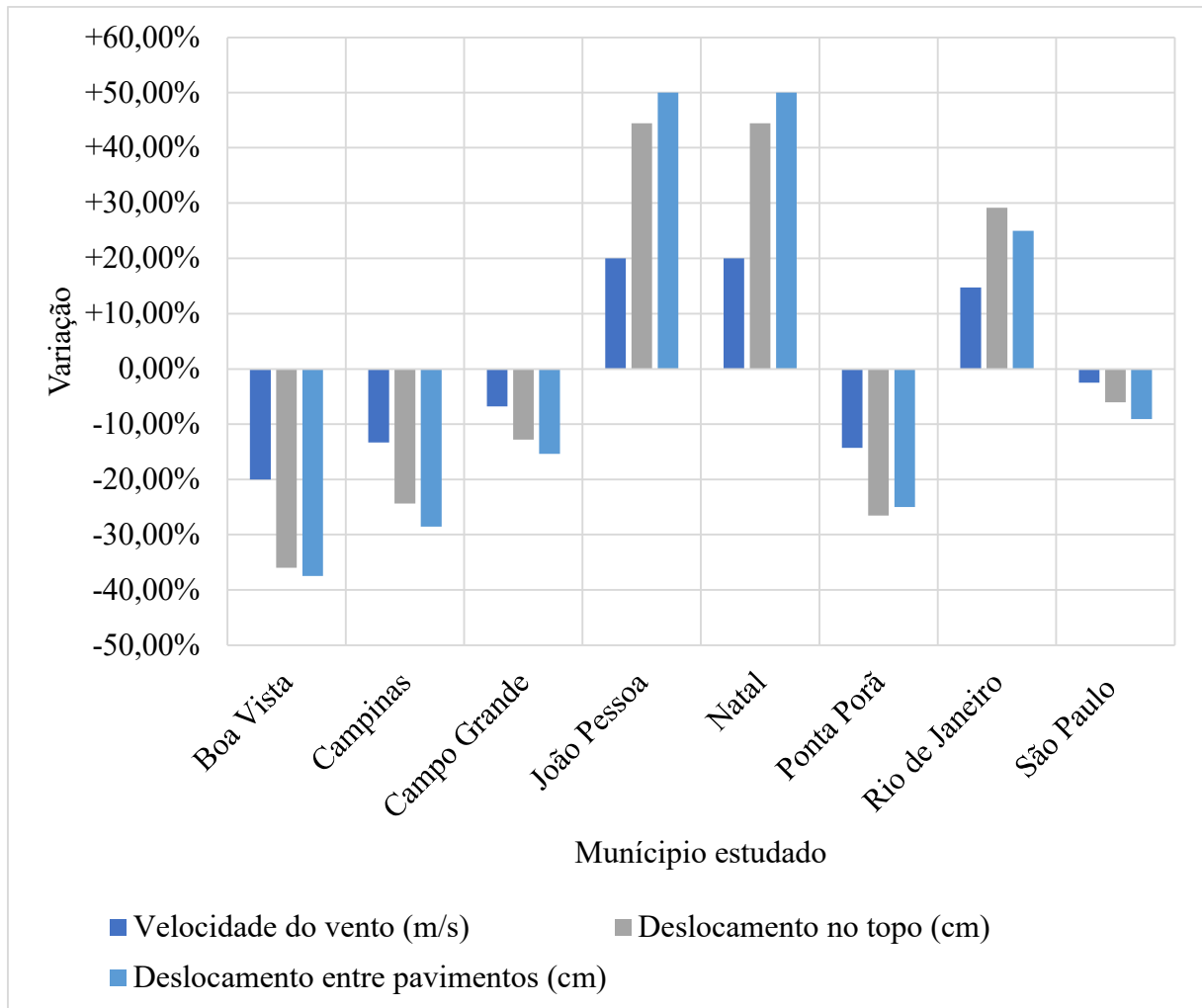
Fonte: O autor (2022).

Percebe-se um agrupamento de todos os valores, além disso, nota-se que em termos absolutos a variação do valor máximo ocorrido em Ponta Porã com MI-6123 não foi grande quando comparada com segundo e terceiro maiores valores, ainda que se tenha uma variação de 15% do primeiro para o segundo. Nota-se ainda que nenhum valor chegou próximo ao limite do normativo.

Na Figura 23 e na Figura 24 são apresentadas comparações entre as variações do deslocamento horizontal e da velocidade básica do vento para MI-BC e MI-VALLIS frente a

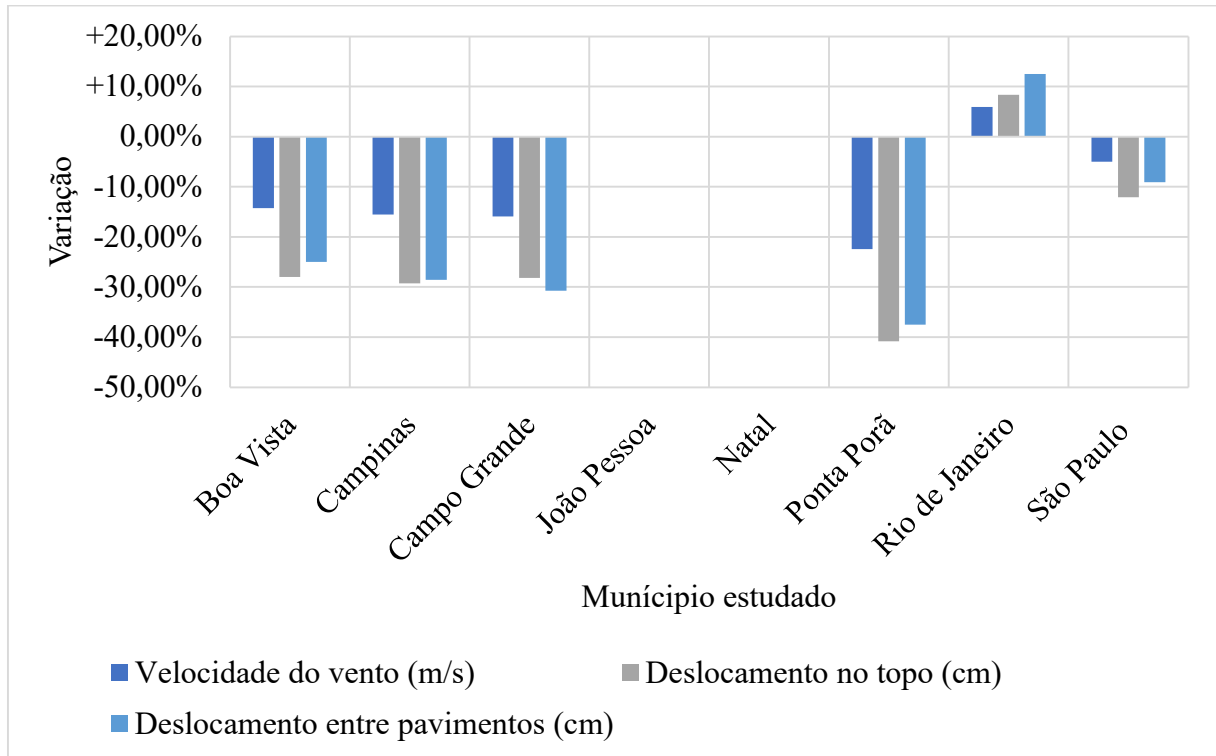
referência (MI-6123). Ressalta-se que os locais sem barra para algum dado indicam variação nula.

Figura 23: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO4.



Fonte: O autor (2022).

Figura 24: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO4.



Fonte: O autor (2022).

Nota-se uma não homogeneidade dos dados em torno de nenhum valor, no entanto, as maiores variações de deslocamento ocorreram nas cidades que apresentaram maior variação da velocidade básica do vento, ainda que estas não tivessem os maiores valores absolutos de velocidade do vento.

Verifica-se que analisando os valores apresentados na Figura 23 e na Figura 24, que ao contrário dos parâmetros estudados anteriormente, a variação na velocidade do vento impacta significativamente o deslocamento da torre, com o deslocamento horizontal variando cerca do dobro da variação apresentada pela variação na velocidade do vento.

Sendo assim, nota-se que o efeito da variação do vento para edifícios de 4 pavimentos não gera impactos significativos, em especial no que diz respeito ao dimensionamento para ELU da edificação. Isso pode ser explicado pelo fato de o edifício ser baixo e, portanto, mesmo variações significativas na força do vento não geram grandes alterações nos esforços solicitantes, uma vez que o braço de alavanca para o momento gerado pela força do vento não é elevado (no máximo 12 metros), reduzindo assim sua magnitude.

4.2. Torre de 10 pavimentos

Para torre de 10 pavimentos foi adotado um pilar com dimensões 39 cm x 39 cm, sendo obtido para todas as velocidades de vento um $\gamma_z=1,095$. Não foi possível obter um pilar com dimensões inferiores a estas e que gerasse um γ_z mais próximo de 1,1. Ressalta-se que para o município de Ponta Porã com a velocidade de MI-6123 foi necessário ajustar a dimensão do pilar para 40 cm x 40 cm, uma vez que a dimensão de 39 cm x 39 cm resultava em uma taxa de armadura na região do traspasse superior ao limite de norma de 8%, desta maneira neste caso específico obteve-se um $\gamma_z=1,09$. No Apêndice D são apresentadas as imagens do pórtico espacial e dos relatórios para TO-10, além disso no Apêndice E são apresentadas as tabelas de resultados e comparações referentes a esta seção.

Devido a ocorrência de variações tanto na taxa de armadura do pilar P5 quanto no número de tramos com armadura mínima, na Tabela 12 são apresentados os dados que se repetem já na Tabela 13 e da Tabela 14, são apresentados os resultados que divergiram, referentes aos municípios de Campinas, Campo Grande e Ponta Porã, todos com MI-6123.

Tabela 12: Resultados obtidos para TO-10.

Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
1521	153,3	3,23	49,1
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	v
10Ø 25	6	6Ø 12,5	1,298

Fonte: O autor (2022).

Tabela 13: Resultados obtidos para TO-10 – Campinas e Campo Grande – MI-6123.

Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
1521	181	3,87	58,9
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	v
12Ø 25	5	6Ø 12,5	1,298

Fonte: O autor (2022).

Tabela 14: Resultados obtidos para TO-10 – Ponta Porã – MI-6123.

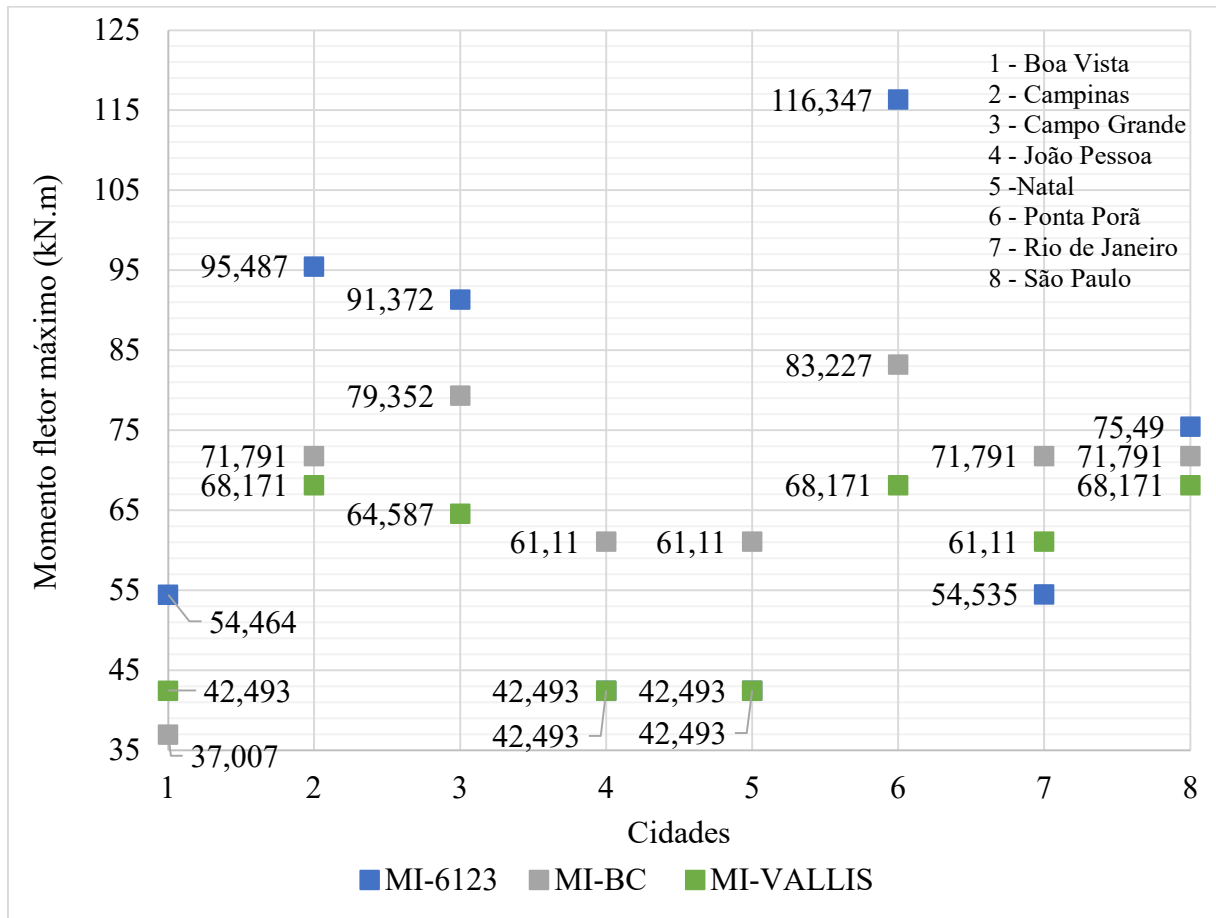
Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
1600	172,7	3,68	58,9
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	v
12Ø 25	5	6Ø 12,5	1,23

Fonte: O autor (2022).

Nota-se primeiramente que ocorreram divergências de resultados nos 3 municípios destacados como tendo as maiores velocidades de vento no início da seção 4, indicando que as velocidades críticas apresentaram impacto significativo no dimensionamento da estrutura, existindo um aumento de cerca de 20% na área de aço necessária, um aumento de 15% na taxa de armadura (comparando os dados da Tabela 12 com os da Tabela 13), além de um aumento de cerca de 5% na área do pilar para Ponta Porã.

Na Figura 25 são apresentados os resultados obtidos para momento fletor máximo na base do pilar P5.

Figura 25: Momento fletor máximo na base do pilar P5 para TO-10.

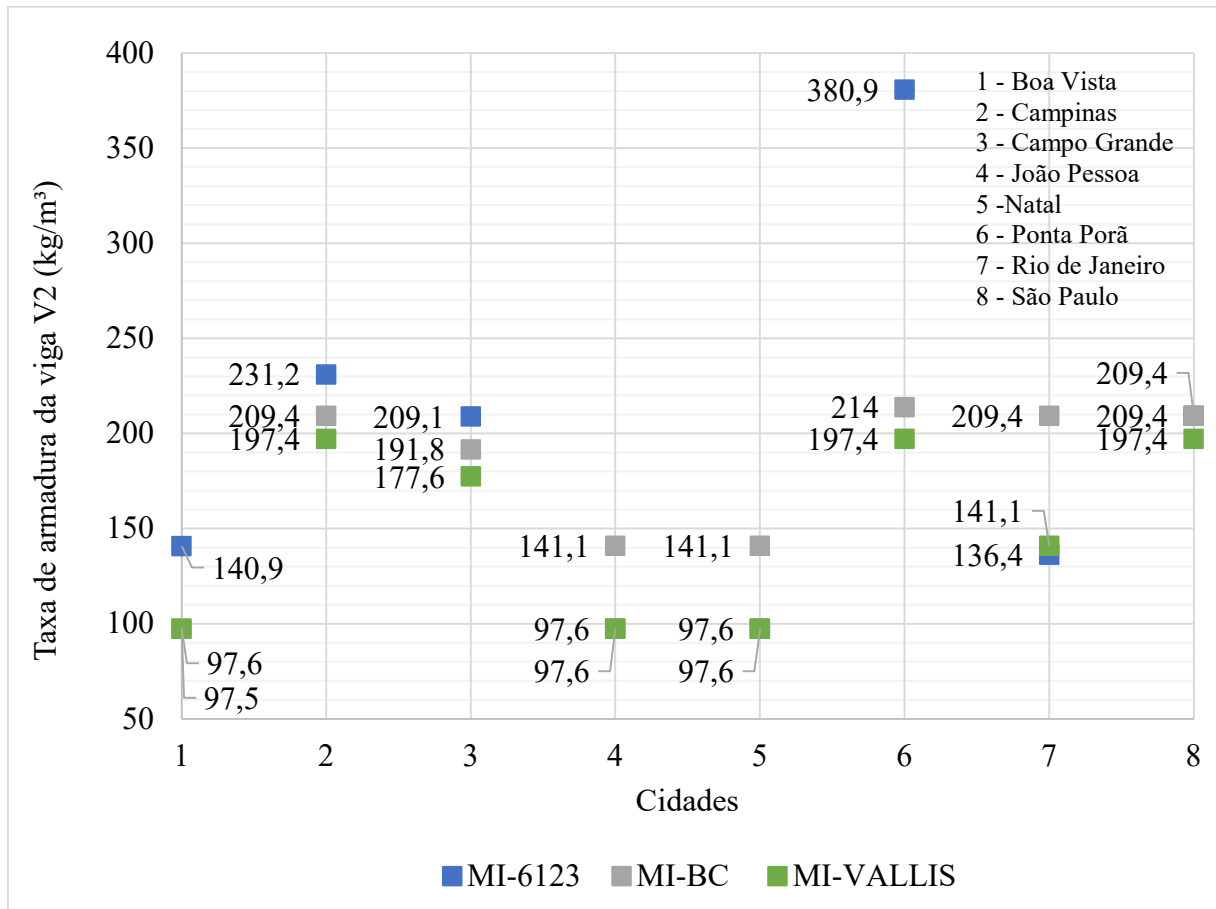


Fonte: O autor (2022).

Nota-se a ocorrência do maior valor de momento fletor em Ponta Porã com MI-6123, além do fato de este valor ser significativamente superior aos demais, nota-se ainda uma dispersão dos dados na região central do gráfico.

Na Figura 26 são apresentados os resultados obtidos para taxa de armadura da viga V2.

Figura 26: Taxa de armadura na viga V2 para TO-10.

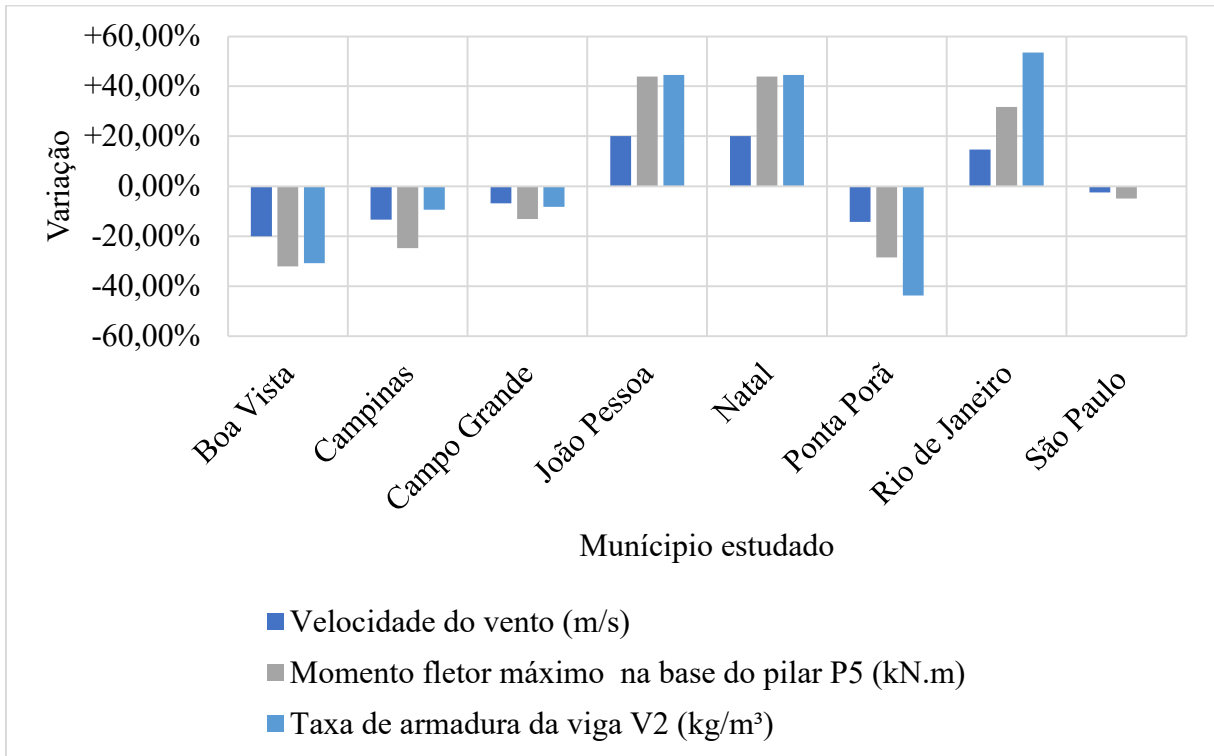


Fonte: O autor (2022).

Analisando os valores obtidos percebe-se que a taxa de armadura das vigas atingiu valores extremamente elevados para quase todas as cidades, sendo a maioria dos valores acima de 100 kg/m³, indicando que em se tratando de um projeto real seria recomendado rever as dimensões da viga afim de obter taxas de armaduras mais adequadas.

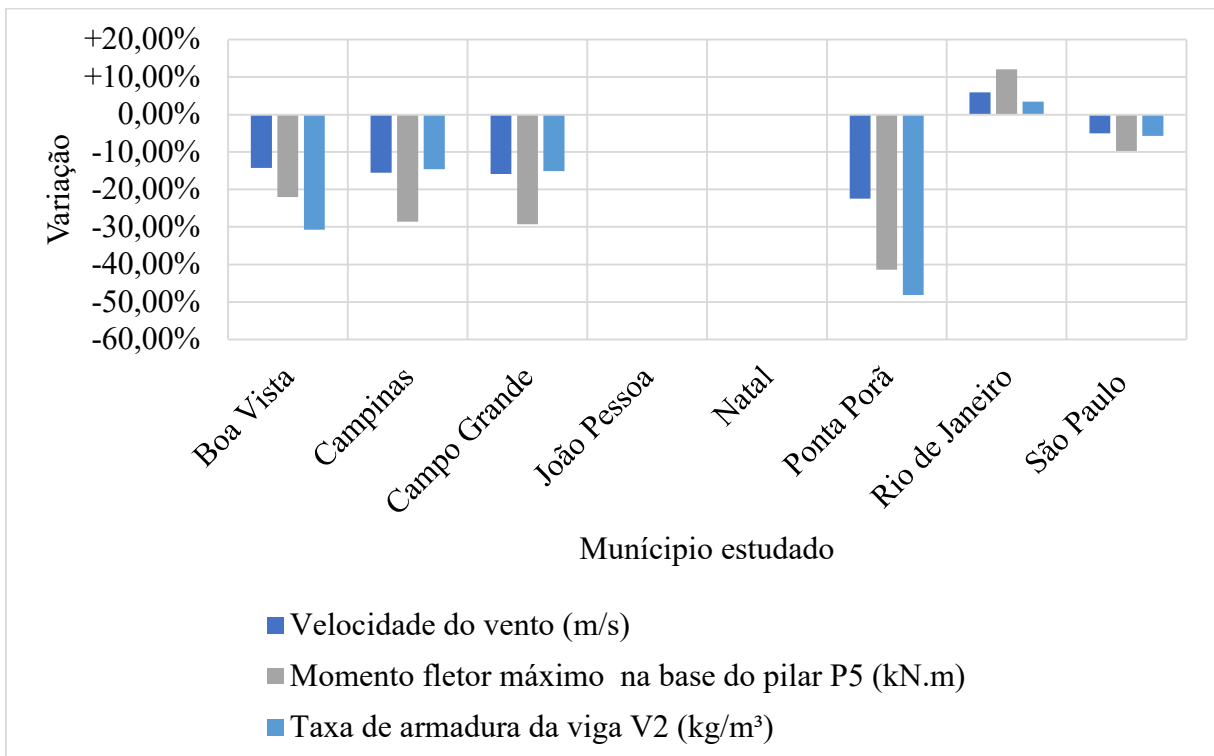
Na Figura 27 e na Figura 28 são apresentados os valores de variação do momento máximo e da taxa de armadura da viga V2 comparados com a variação da velocidade do vento. Ressalta-se que os locais sem barra para algum dado indicam variação nula.

Figura 27: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO10.



Fonte: O autor (2022).

Figura 28: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO10.



Fonte: O autor (2022).

Verifica-se que existe uma proporcionalidade nos dados, onde as maiores variações de vento tendem a gerar as maiores variações de momento fletor e taxa de armadura, no entanto, é possível notar que variações iguais na velocidade do vento não necessariamente geraram variações iguais de momento fletor e taxa de armadura.

Para a Figura 27 a maior variação de momento fletor ocorreu em João Pessoa e em Natal, já a de armadura ocorreu no Rio de Janeiro, ainda que este município não esteja entre aqueles que apresentaram as maiores variações de velocidade do vento, a menor variação de ambos os parâmetros ocorreu em São Paulo, com destaque para a taxa de armadura da viga que não variou. Já para a Figura 28 a maior variação ocorreu em Ponta Porã e a menor, considerando o momento fletor foi verificada em São Paulo e para taxa de armadura da viga no Rio de Janeiro.

Nota-se, primeiramente nos gráficos da Figura 25 e da Figura 26 que os resultados de MI-6123 referentes a Ponta Porã, Campo Grande, e Campinas se sobressaem quando comparados aos outros, devido a sua magnitude ser muito maior, o que é condizente com o fato de estes terem sido os casos que apresentaram resultados diferentes para o dimensionamento, além de serem os municípios com as velocidades de vento mais elevadas.

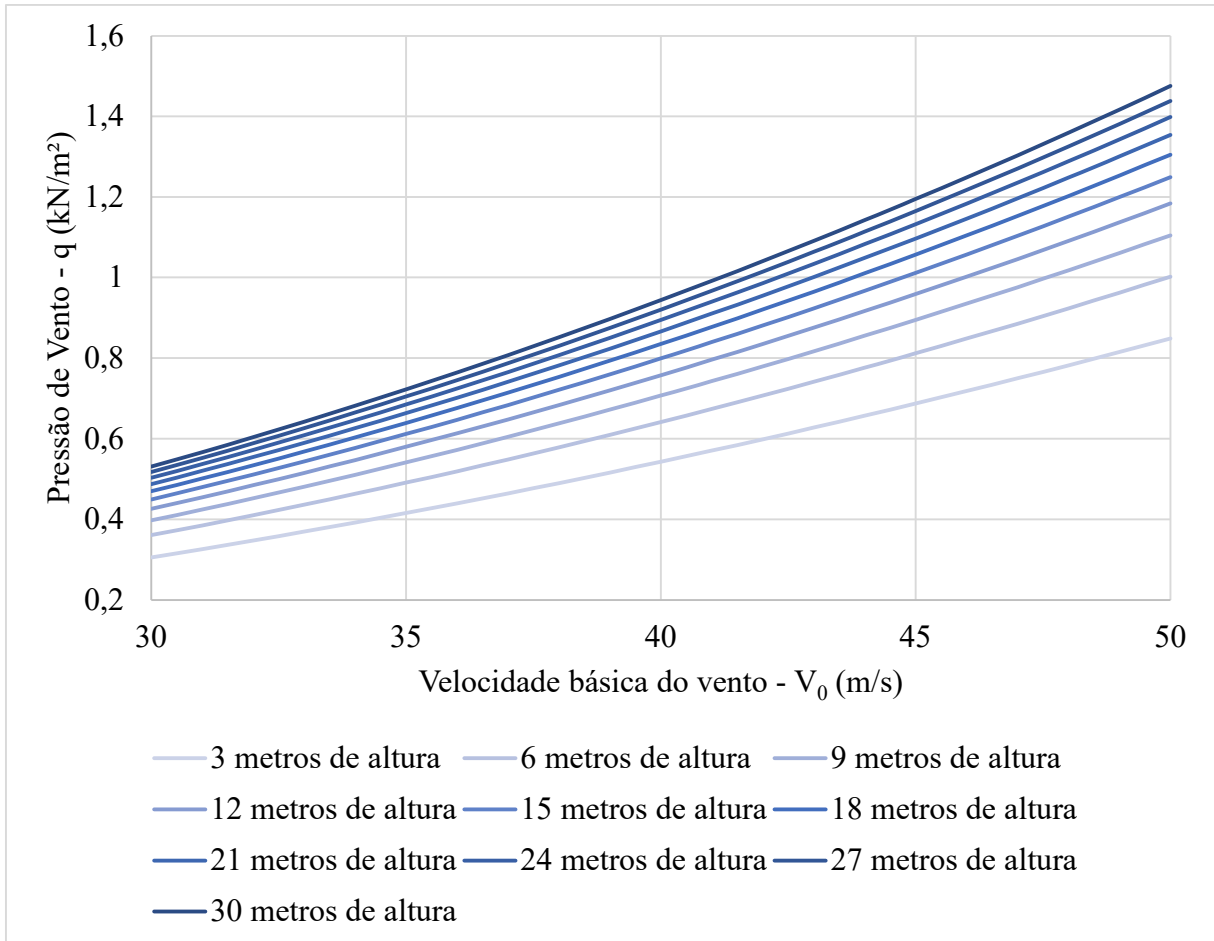
No entanto, mesmo nos outros municípios, que apresentaram um mesmo resultado para o dimensionamento, nota-se taxas de armadura para as vigas elevadas, o que indica que a distribuição de esforços no pórtico tendeu a carregar mais a viga, gerando alívio nos pilares, o que ajuda a explicar por que se obteve a mesma área de aço para todos os casos ainda que tenha havido uma variação tão significativa no momento (Figura 27 e Figura 28).

É possível notar ainda que o crescimento, tanto no momento solicitante, quanto na taxa de armadura da viga aumenta rapidamente conforme aumenta a velocidade do vento, fato que pode ser explicado pelo fato de a pressão de vento aumentar com o quadrado da velocidade, desta maneira, a adoção de qualquer um dos dois mapas de isopletas, seja o de Vallis, ou o de Beck e Corrêa, como novo mapa de isopletas do Brasil, resultaria em reduções significativas do consumo de aço nas regiões passassem para um patamar de velocidade de vento abaixo de 40 m/s para edificações de 10 andares.

Este comportamento fica mais claro ao se observar o gráfico da Figura 29, que apresenta o crescimento da pressão de vento em função da velocidade básica do vento para cada um dos pavimentos de uma edificação de 10 andares. Nele é possível notar que em velocidades acima de 40 m/s o impacto da variação da velocidade do vento na pressão começa a se tornar mais

significativo, sendo que isto se acentua com o aumento da altura, já que o parâmetro S2 também tende a aumentar.

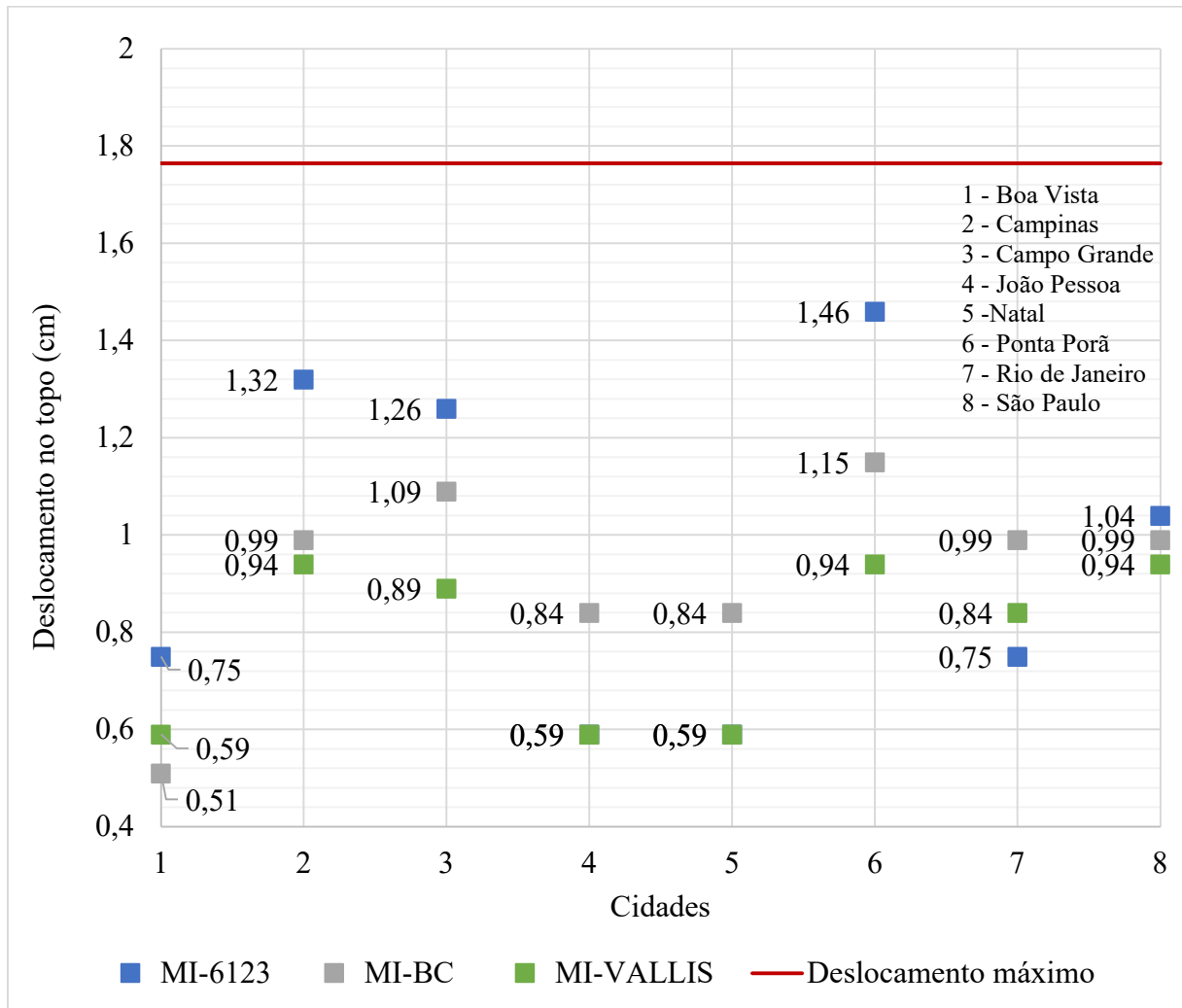
Figura 29: Crescimento da pressão de vento com diferentes velocidades em cada andar do edifício de 10 andares.



Fonte: O autor (2022).

Na Figura 30 são apresentados os resultados obtidos para deslocamento máximo no topo do edifício bem como o limite normativo para este parâmetro.

Figura 30: Deslocamento no topo do edifício para TO-10.

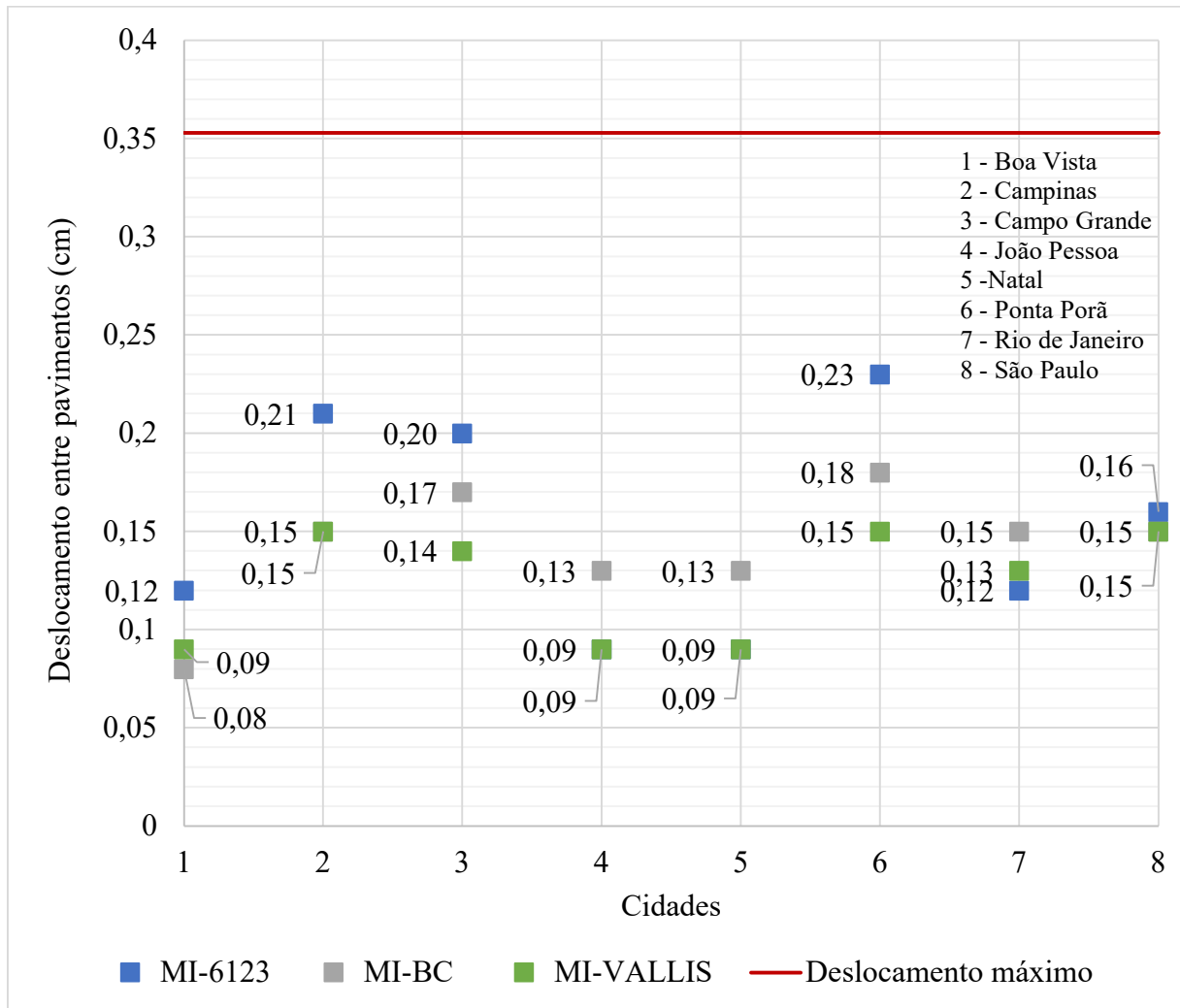


Fonte: O autor (2022).

Nota-se um destaque para os valores de Ponta Porã, Campinas e Campo Grande com MI-6123 frente aos demais, em especial pois estes valores se aproximaram mais dos valores de deslocamento limite. Todavia, no geral a maior parte dos valores se manteve distante do deslocamento limite de 1,76 cm.

Na Figura 31 são apresentados graficamente os resultados obtidos para o deslocamento entre pavimentos da TO-10.

Figura 31: Deslocamento entre pavimentos para TO-10.

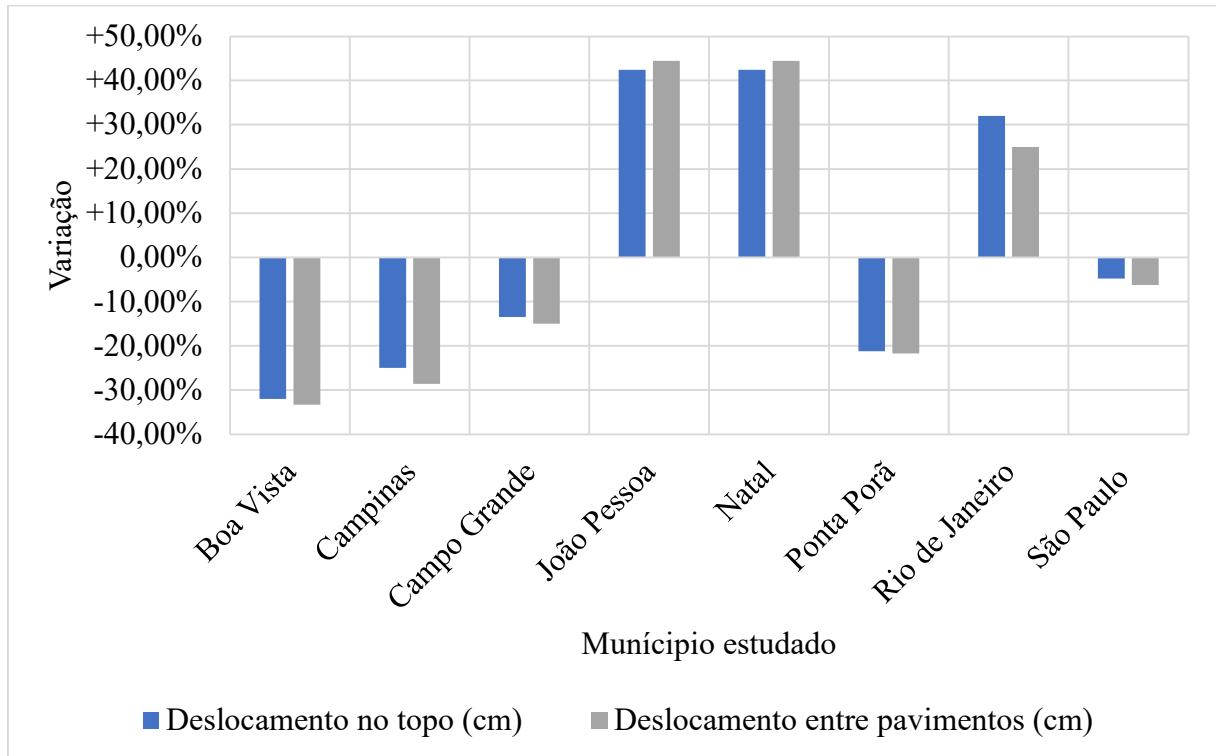


Fonte: O autor (2022).

Verifica-se uma vez mais a ocorrência do deslocamento máximo em Ponta Porã com MI-6123, além disso os valores máximos tenderam a se aproximar mais do deslocamento limite. No entanto, isto não ocorre para o restante dos municípios em especial os menores valores, ocorridos em Boa Vista com MI-BC além João Pessoa e Natal tanto com MI-6123 quanto MI-VALLIS.

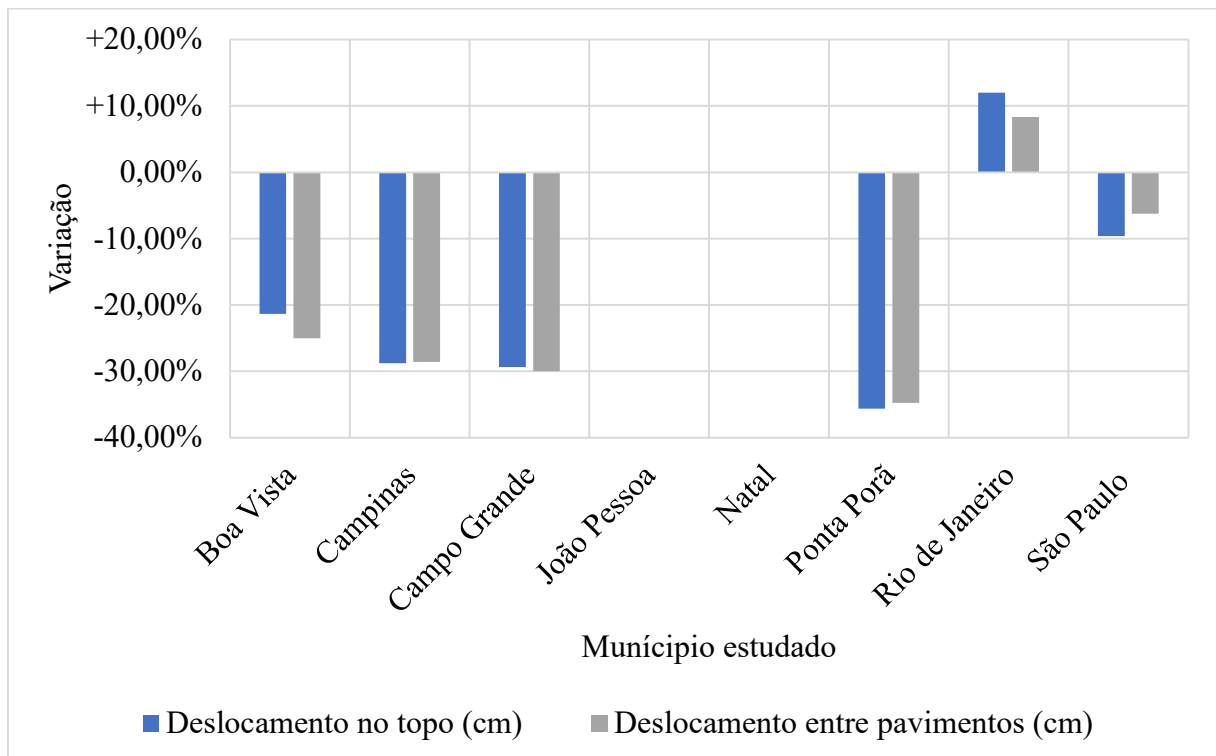
Por fim, a Figura 32 a Figura 33 apresentam um comparativo da variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade básica do vento com seus respectivos valores de referência para os resultados obtidos considerando MI-BC e MI-VALLIS, respectivamente. Ressalta-se que os locais sem barra para algum dado indicam variação nula.

Figura 32: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO10.



Fonte: O autor (2022).

Figura 33: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO10.



Fonte: O autor (2022).

Tem-se no geral uma concordância entre a tendência de variação do deslocamento do topo com o deslocamento entre pavimentos em ambas as comparações. Na Figura 32 verifica-se a maior variação ocorrendo em João Pessoa e em Natal, enquanto a menor ocorre em São Paulo. Já para a Figura 33 é possível observar a maior variação em Ponta Porã, e menor ainda ocorrendo em São Paulo.

Ao analisar-se os dados da Figura 30 e da Figura 31 nota-se a alta sensibilidade do deslocamento horizontal frente as mudanças na velocidade do vento, sendo que pequenas mudanças na velocidade afetam de maneira significativa o deslocamento da edificação. Desta maneira, o comportamento em serviço do edifício de 10 andares se alinha com o comportamento verificado na análise da armadura das vigas.

Nota-se ainda que os resultados absolutos dos municípios com velocidades básicas acima de 40 m/s tendem a ser significativamente maiores que os outros, comportamento este que também está de acordo com a análise feita para o ELU da edificação.

Desta maneira, verifica-se uma tendência em edificações de 10 pavimentos para um impacto significativo da mudança do mapa de isopletas do Brasil, seja para MI-BC ou MI-VALLIS. Nos locais que apresentaram redução de velocidade verifica-se um menor consumo de aço nas edificações, tanto por parte das vigas, fator que é apontado de maneira direta pela redução no consumo de aço das mesmas, quanto nos elementos de fundação, fator apontado indiretamente pela redução do momento na base dos pilares, além disso, torna-se possível utilizar estruturas mais esbeltas, já que o comportamento em serviço da estrutura também apresentou significativa melhoria, com redução dos deslocamentos. Dentre estas regiões destacam-se Ponta Porã e Boa Vista para ambos as propostas de mapa de isopletas.

Todavia, este efeito também se manifestaria de maneira significativa em um aumento de custos nas regiões que apresentaram aumento de velocidade de vento, com destaque para o município do Rio de Janeiro e para regiões do Nordeste como Natal e João Pessoa (estas duas últimas considerando MI-BC) que apresentaram as maiores variações positivas na taxa de armadura das vigas, e os maiores aumentos taxa de armadura das vigas de já que seriam necessário estruturas mais rígidas e com maior consumo de aço do que o habitualmente utilizado nestas localidades.

4.3. Torre de 20 pavimentos

Para a torre de 20 pavimentos foi adotado um pilar com dimensões 80 cm x 80 cm, sendo obtido $\gamma_z=1,1$ para todos os casos estudados, com exceção de Ponta Porã – MI-6123,

onde devido as elevadas velocidades de vento as vigas V2 e V5 ultrapassaram a taxa de armadura máxima de 4% da área de concreto da viga, por este motivo foi necessário adotar nova dimensão de viga (19 cm x 55 cm) para este caso e recalculou o modelo, chamado de Ponta Porã – mod. 1.

Ainda que não tenha sido possível obter um detalhamento em Ponta Porã – MI-6123, com vigas de 19 cm x 50 cm, todos os parâmetros estudados foram obtidos, por esta razão nesta seção estes valores serão comparados com o das demais localidades. Os valores de Ponta Porã mod. 1 serão apresentados e comparados com os de Ponta Porã – MI-6123 ao final desta seção. No Apêndice D são apresentadas as imagens do pórtico espacial e dos relatórios para TO-20, além disso no Apêndice E são apresentadas as tabelas de resultados e comparações referentes a esta seção.

Desta maneira, os dados com repetição são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15: Resultados obtidos para TO-20.

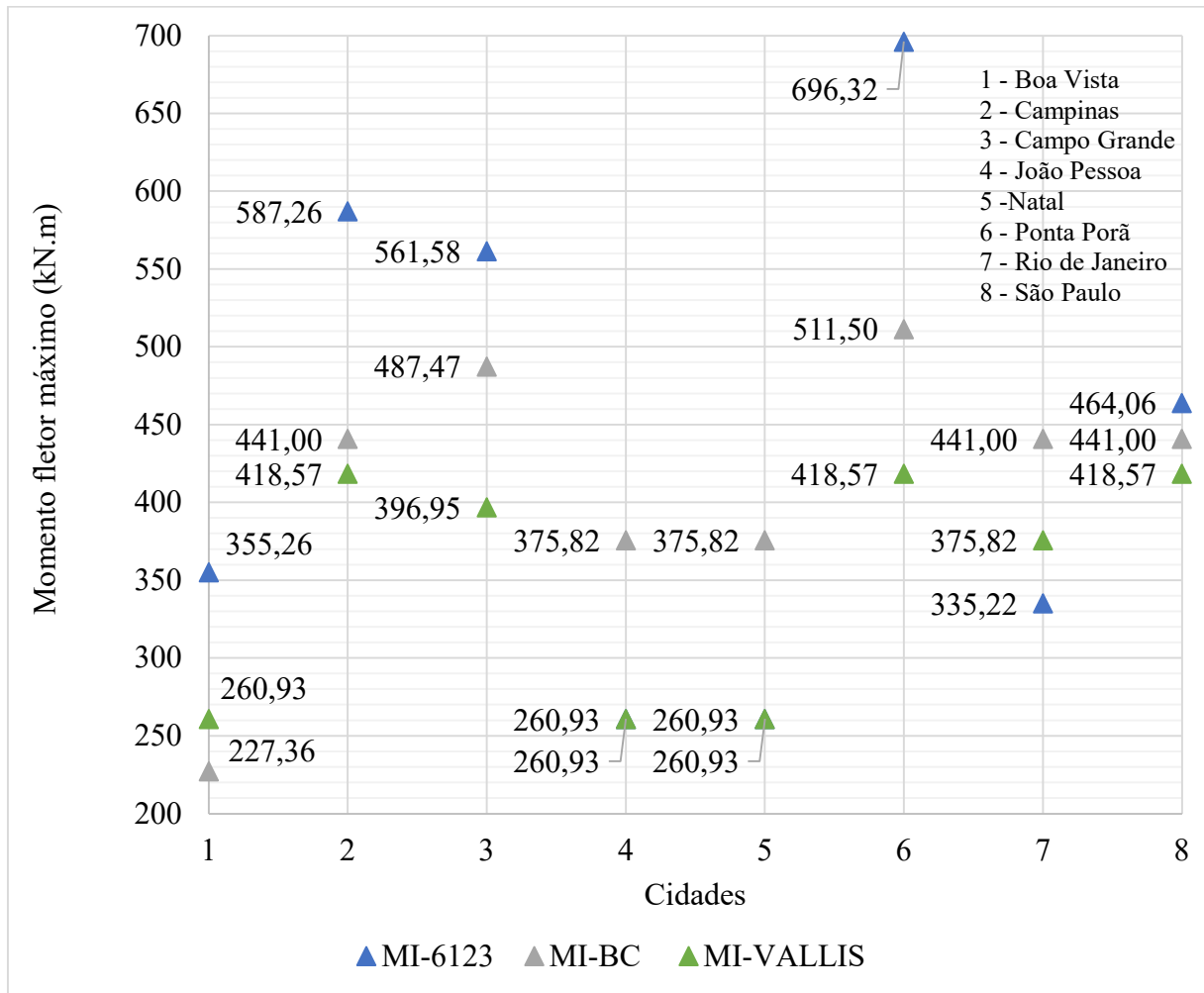
Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
6400	52,9	0,39	25,1
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	v
32Ø10	20	32Ø10	0,629

Fonte: O autor (2022).

Nota-se que a taxa de armadura dos pilares foi baixa, além de ter sido obtida armadura mínima para todos os tramos dos pilares, além de um v relativamente baixo, ainda que a estrutura tenha 60 m de altura. Tais fatores podem ser explicados pelo fato de ter sido necessário um pilar de grandes dimensões (80 cm x 80 cm) para atender ao critério de $\gamma_z=1,1$, sendo assim existia uma grande seção de concreto para resistir aos esforços, além de reduzir a taxa de armadura, uma vez que esta depende do volume de concreto do elemento em questão.

Na Figura 34 são apresentados os resultados obtidos para momento fletor máximo na base do pilar P5.

Figura 34: Momento máximo fletor na base do pilar P5 para TO-20.

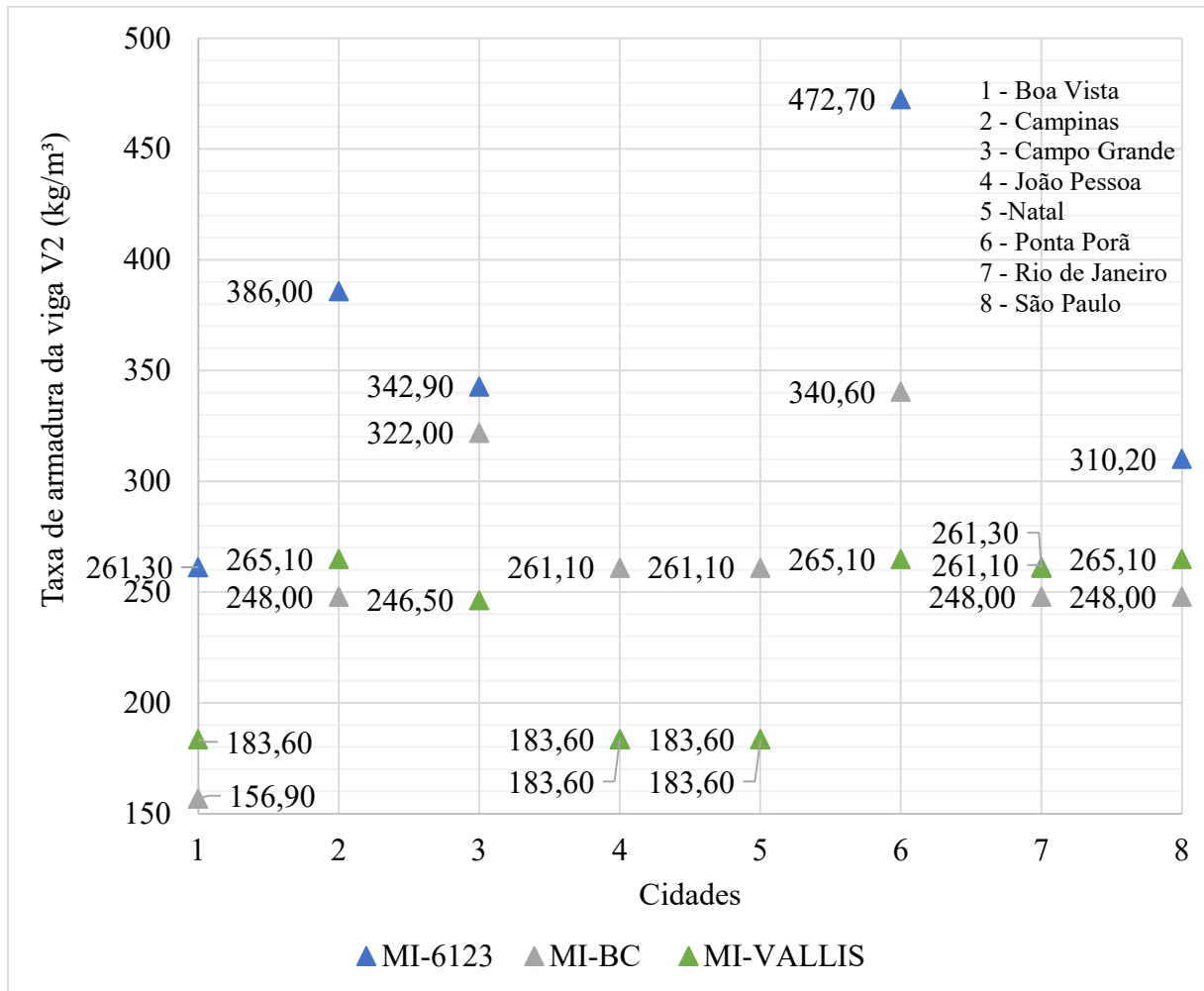


Fonte: O autor (2022).

Nota-se que o valor verificado para Ponta Porã com MI-6123 é significativamente maior que os demais valores (20% maior que o segundo valor mais elevado e 72% maior que a média dos valores sem considerar o maior valor), além disso, percebe-se que o menor valor ocorreu em Boa Vista – MI-BC, além de uma repetição significativa do valor 260,93 kN.m e da maioria dos valores estar entre 350 kN.m e 450 kN.m.

Na Figura 35 são apresentados os resultados obtidos para taxa de armadura da viga V2.

Figura 35: Taxa de armadura na viga V2 para TO-20.

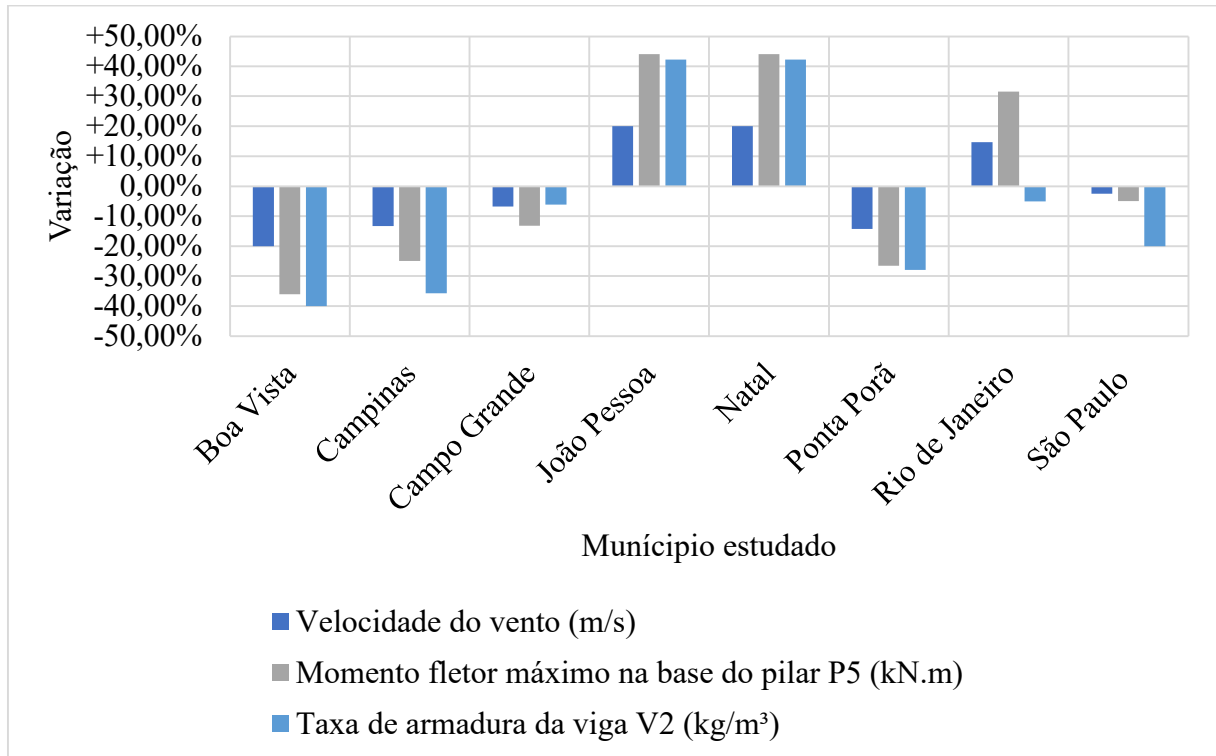


Fonte: O autor (2022).

Nota-se que os resultados obtidos foram extremamente elevados, mesmo nos locais com menor velocidade de vento, sendo o menor valor obtido de 156,90 kg/m³ (ressalta-se que estes valores de taxa de armadura não seriam praticáveis na realidade, no entanto foram mantidos por serem consequência da opção de trabalhar sempre com a mesmas dimensões de seção transversal de viga). Além disso, é possível perceber um destaque dos valores de Campinas e Ponta Porã com MI-6123 frente aos demais, sendo estes os mais elevados.

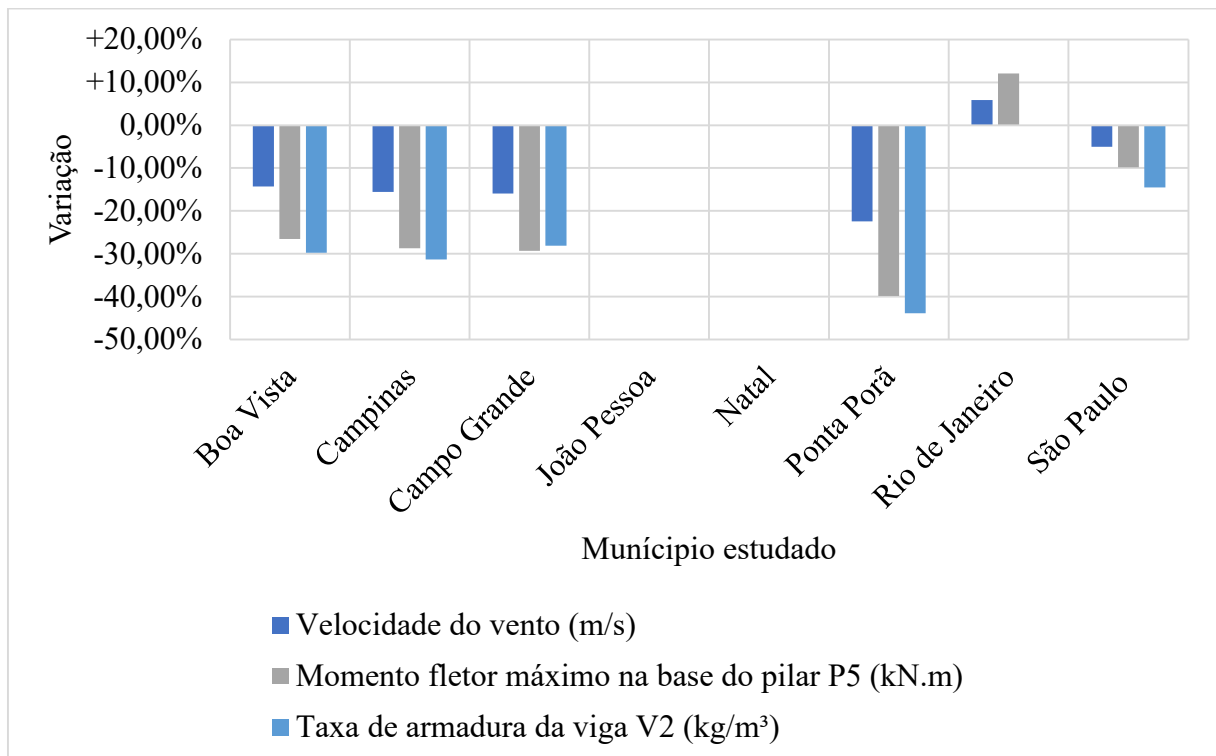
Na Figura 36 e na Figura 37 são apresentados os valores de variação de momento fletor e taxa de armadura da viga V2 comparados com a variação da velocidade do vento. Ressalta-se que os locais sem barra para algum dado indicam variação nula.

Figura 36: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO20.



Fonte: O autor (2022).

Figura 37: Comparativo entre a variação da taxa de armadura da viga V2 e momento máximo com a velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO20.



Fonte: O autor (2022).

Destacam-se dentre os valores as variações apresentadas pelos municípios de João Pessoa e Natal no comparativo MI-6123 x MI-BC, além de Ponta Porã no comparativo MI-6123 x MI-VALLIS como sendo os valores mais elevados. Além disso, nota-se que o Rio de Janeiro apresentou variação quase nula no comparativo MI-6123 x MI-VALLIS, ainda que tenha existido variação de cerca de 6% na velocidade do vento.

Ao analisar-se a Figura 36, a Figura 37 e a Figura 34 percebe-se primeiramente uma tendência global de redução da magnitude do momento fletor na base do pilar P5, em especial com as velocidade de vento propostas por Vallis (2019), sendo que as maiores reduções ocorreram nas cidades com maior velocidade de vento, em especial Ponta Porã, indicando assim uma redução do consumo de aço e concreto tanto nos pilares quanto nas fundações de edificações de 20 andares. Tem-se ainda, que tal tendencia de redução aproximou os valores de momento de Campinas, Campo Grande e Ponta Porã dos valores verificados nos outros municípios estudados.

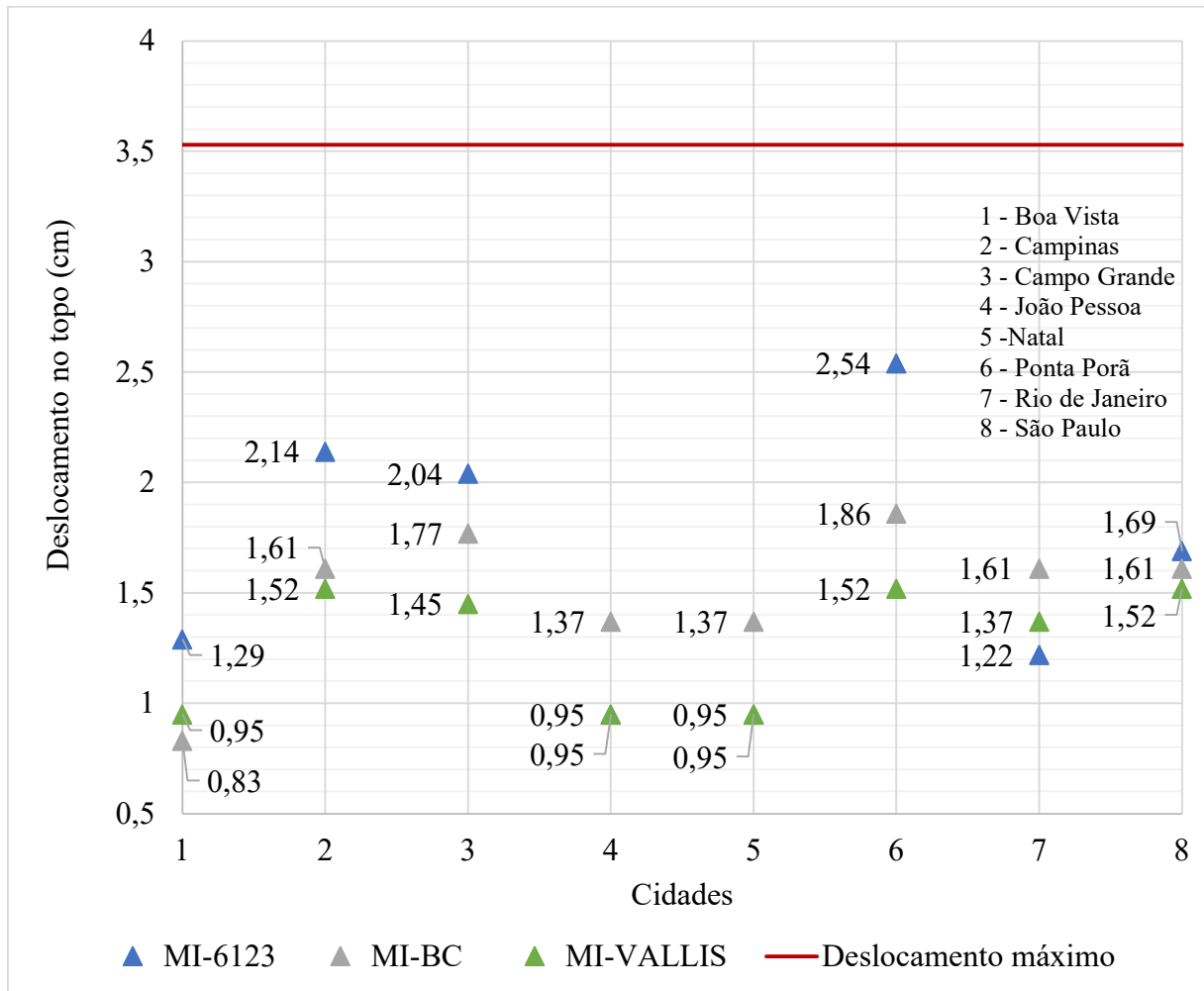
Já com a proposta de Beck e Corrêa (2013), ainda que também existam reduções, nota-se também um aumento significativo do momento fletor em algumas cidades, indicando assim aumento no consumo de aço e concreto nestes locais.

Esta análise é corroborada com os dados de taxa de armadura da Figura 35, que mostram uma vez mais um agrupamento dos valores quando se considera MI-VALLIS, além de uma redução significativa dos valores verificados em Campinas, Campo Grande e Ponta Porã, ainda que todos os valores tenham permanecidos elevados, uma vez que as vigas utilizadas eram muito esbeltas para este nível de solicitação.

Por fim, nota-se que tanto o momento fletor quanto a taxa de armadura da viga apresentaram variações próximas de cerca do dobro da variação apresentada pela velocidade do vento. Exceção a isso foram os municípios de São Paulo e Rio de Janeiro, no entanto mesmos nestes locais a variação do momento fletor manteve a proporcionalidade descrita anteriormente, havendo mudança de comportamento apenas na taxa de armadura da viga V2, que pode ser explicada pelas variações geradas pelo detalhamento.

Na Figura 38 são apresentados os resultados obtidos para deslocamento no topo do edifício.

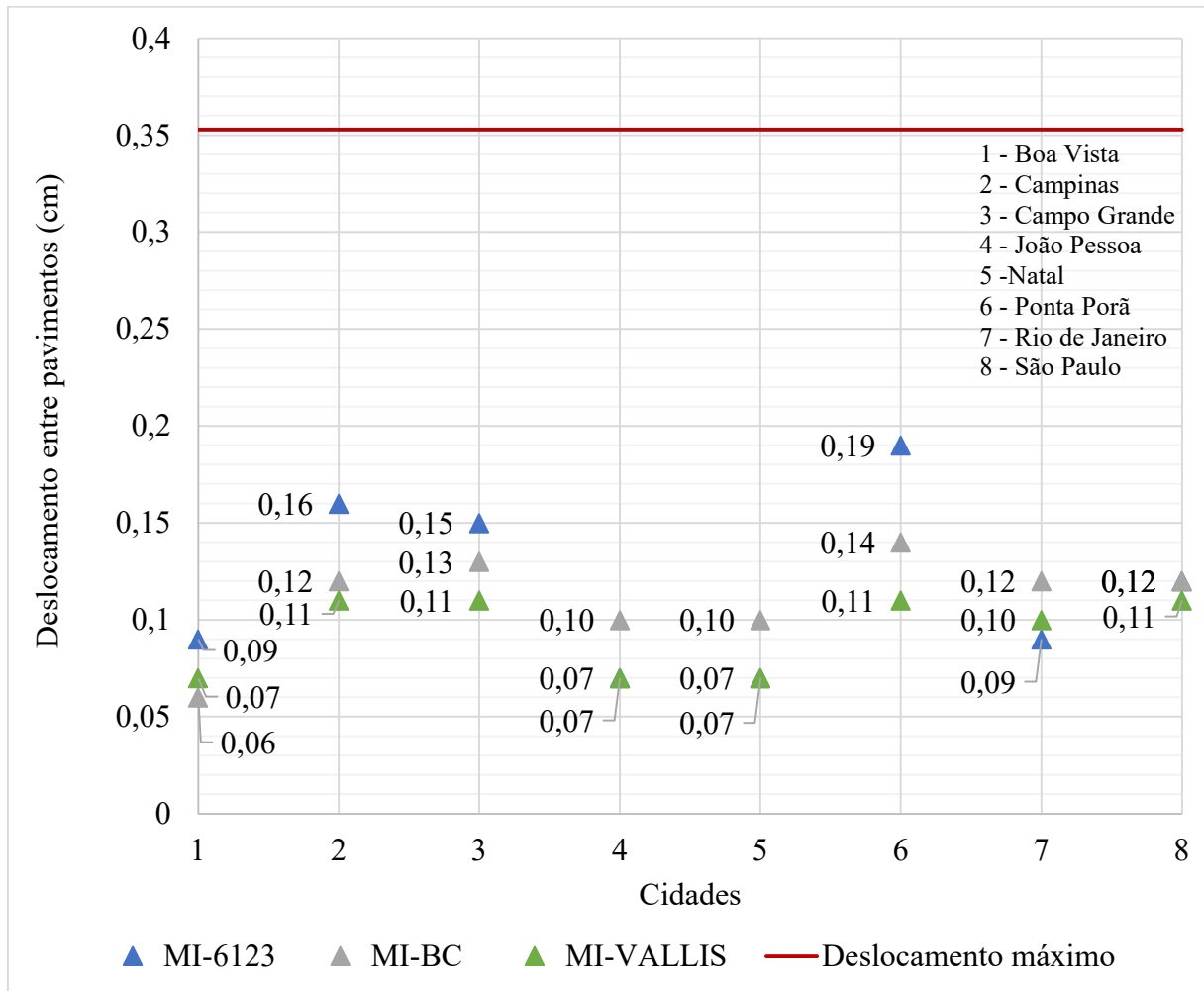
Figura 38: Deslocamento no topo do edifício para TO-20.



Fonte: O autor (2022).

Notam-se valores elevados de deslocamento nos municípios de Ponta Porã, Campinas e Campo Grande, com MI-6123, além da ocorrência dos valores mínimos em Boa Vista (MI-BC), João Pessoa e Natal (MI-6123 e MI-VALLIS). É possível notar ainda que nenhum valor chegou próximo do deslocamento limite de norma de 3,50 cm.

Figura 39: Deslocamento entre pavimentos para TO-20.

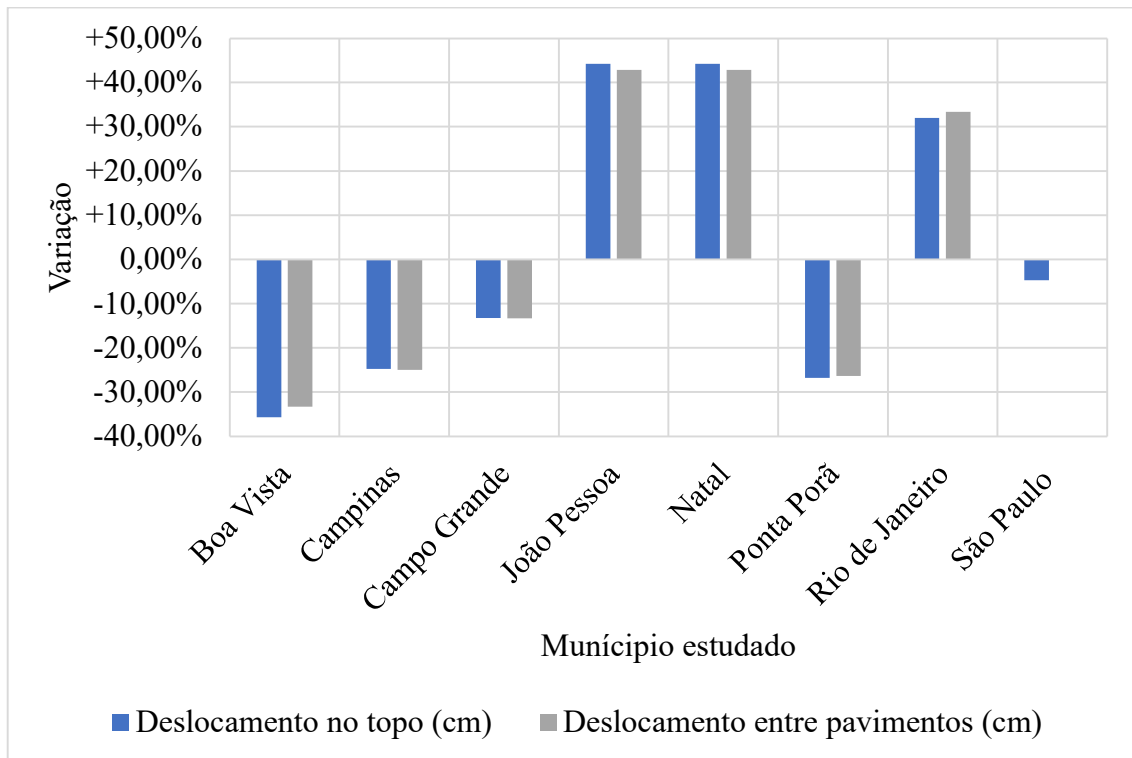


Fonte: O autor (2022).

Tem-se os valores máximos ocorrendo em Ponta Porã, seguido de Campinas e Campo Grande, todos para MI-6123, no entanto nenhum destes valores chegou próximo do limite de norma de 0,35 cm. Em relação aos valores mínimos destacam-se Boa Vista (MI-BC e MI-VALLIS), além de João Pessoa e Natal (MI-VALLIS e MI-6123).

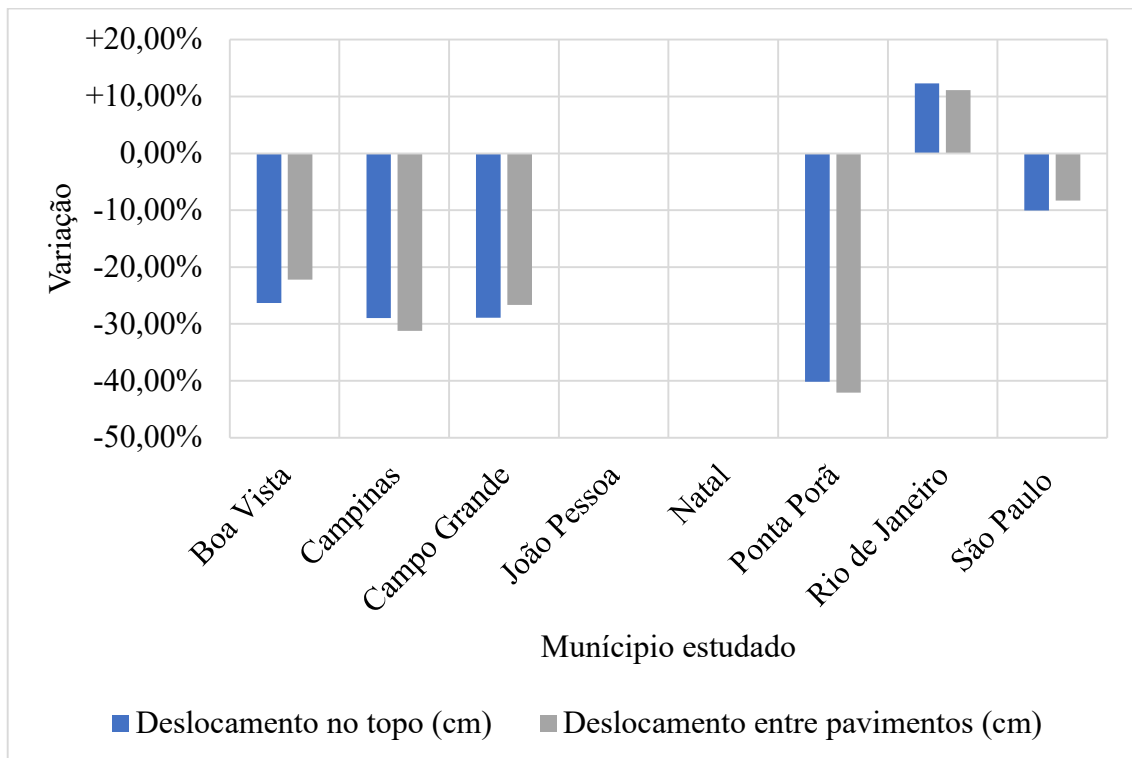
Na Figura 40 e na Figura 41 são apresentados os comparativos da variação obtida para os deslocamentos horizontais com a variação da velocidade do vento. Ressalta-se que os locais sem barra para algum dado indicam variação nula.

Figura 40: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-BC – TO20.



Fonte: O autor (2022).

Figura 41: Comparativo entre a variação dos deslocamentos horizontais e da velocidade do vento: MI-6123 x MI-VALLIS – TO20.



Fonte: O autor (2022).

Nota-se que as maiores variações de ambos os parâmetros ocorreram em João Pessoa e Natal para o comparativo MI-6123 x MI-BC e em Ponta Porã no comparativo MI-6123 x MI-VALLIS. Já a menor variação ocorreu em São Paulo em ambos os comparativos.

Já para o comportamento em serviço da estrutura tanto a Figura 38 e a Figura 39 apontam, conforme citado anteriormente para valores de deslocamentos baixos e significativamente abaixo dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014), isto pode ser explicado pelo fato de as elevadas dimensões dos pilares ter tornado a estrutura extremamente rígida.

Nota-se ainda, ao analisar os dados da Figura 40 e da Figura 41 e compará-los com os da Figura 36 e da Figura 37 que a variação dos efeitos em serviço foi similar a variação observada para o momento fletor e taxa de armadura da viga, indicando uma vez mais um impacto significativo da alteração dos mapas de isopletas em edifícios de 20 andares.

4.3.1. Análise de alternativas para Ponta Porã

Conforme citado no tópico 4.3, devido à alta de velocidade de vento em Ponta Porã, a viga V2 e a viga V5 ultrapassaram a taxa máxima de armadura, desta maneira, é apresentado a seguir um estudo comparativo de algumas alternativas para esta situação.

Na Tabela 17 são apresentados os resultados obtidos para Ponta Porã – mod. 1, cujo γ_z vale 1,082. Além disso, visando complementar a análise foi avaliado ainda em Ponta Porã, com a velocidade de vento básica de MI-6123, um edifício com viga da mesma dimensão de Ponta Porã – mod. 1, e pilar com dimensão que atendesse a condição de γ_z o mais próximo possível de 1,1 (pilar com dimensão 68 x 68, $\gamma_z=1,092$). Tal modelo foi chamado Ponta Porã – mod. 2, e seus resultados gerais são apresentados na Tabela 18. Por fim a Tabela 16 retoma os dados obtidos em Ponta Porã com MI-6123, que para fins de diferenciação será chamado de Ponta Porã -ori.

Tabela 16: Resultados obtidos para Ponta Porã-ori.

Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
6400	52,9	0,39	25,1
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	v
32Ø10	20	32Ø10	0,629

Fonte: O autor (2022).

Tabela 17: Resultados obtidos para Ponta Porã – mod.1.

Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
6400	52,9	0,39	25,1
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	v
32Ø10	20	32Ø10	0,634

Fonte: O autor (2022).

Tabela 18: Resultados obtidos para Ponta Porã – mod.2.

Área de concreto do pilar - A_c (cm ²)	Taxa de armadura do pilar P5 (kg/m ³)	Taxa geométrica do pilar - ρ	Área de aço no tramo inferior do pilar P5 (cm ²)
4624	75,5	1,49	69,1
Detalhamento da armadura do tramo inferior	Tramos com armadura mínima	Detalhamento da armadura mínima	v
22Ø20	17	16Ø 12,5	0,844

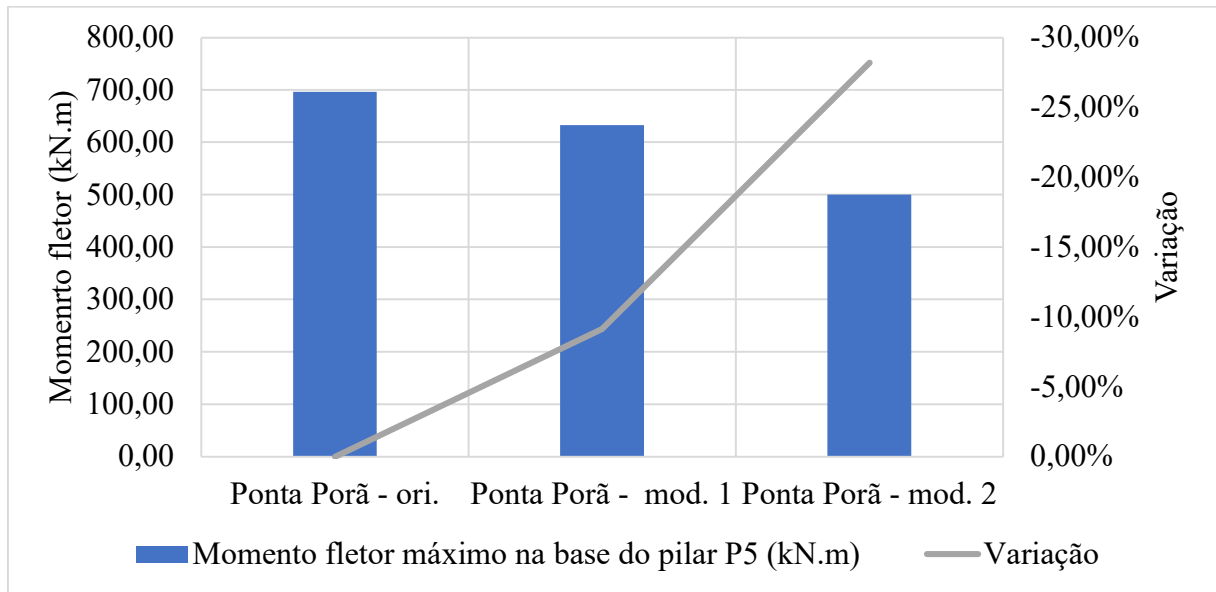
Fonte: O autor (2022).

Nota-se analisando os dados da Tabela 16 e da Tabela 17, primeiramente que o aumento na dimensão da viga não gerou aumento significativo na carga vertical dos pilares (indicado pelo baixo aumento no v , que pode ser comparado diretamente uma vez que nos dois casos os pilares apresentam mesma dimensão e mesmo f_{ck}), ainda que este aumento tenha sido suficiente para reduzir o γ_z de 1,082 para 1,1, indicando que a estrutura se tornou mais rígida.

Já a análise dos dados da Tabela 18 aponta para os resultados esperados de aumento tanto na taxa de armadura do pilar, quanto da área de aço, uma vez que houve redução da área de concreto.

Na Figura 42 são apresentados os valores de momento fletor na base do pilar P5, e as variações dos resultados frente ao valor de Ponta Porã-ori.

Figura 42: Momento fletor no pilar P5 e variação.



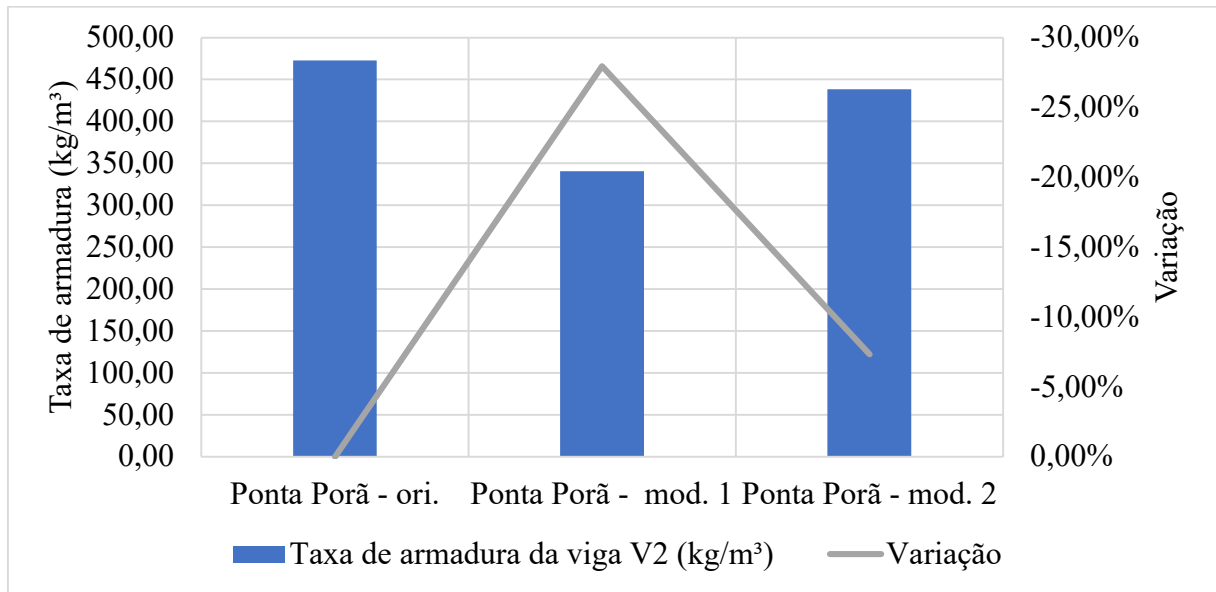
Fonte: O autor (2022).

Nota-se a ocorrência do maior valor de momento fletor em Ponta Porã – ori. e do menor em Ponta Porã – mod. 2, e por consequência a maior variação, em módulo, para esta situação também.

Esta variação no momento na base da estrutura, ainda que ambas estejam sujeitas ao mesmo esforço horizontal pode ser atribuída a mudança na matriz de rigidez do pórtico espacial e consequentemente mudança da distribuição dos esforços nos pilares. Ou seja, com o aumento da relação entre a rigidez da viga e a rigidez do pilar, o pórtico tendeu a distribuir mais esforço para a viga, gerando um alívio de carregamento nos pilares.

Na Figura 43 são apresentados os valores de taxa de armadura da viga V2, e as variações dos resultados frente ao valor de Ponta Porã – MI-6123.

Figura 43: Taxa de armadura da viga V2 e variação.



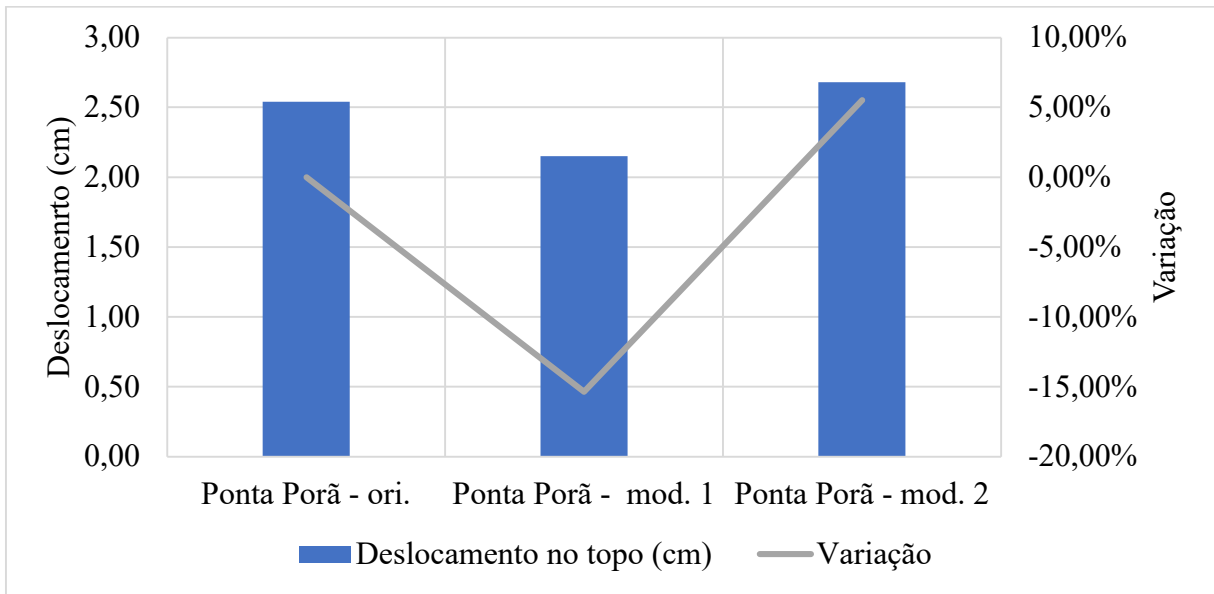
Fonte: O autor (2022).

Analisando os dados tem-se uma vez mais o valor mais elevado ocorrendo em Ponta Porã – ori. No entanto, o menor valor e por consequência a maior variação, em módulo ocorreu em Ponta Porã – mod. 1., sendo que Ponta Porã – mod.-2 apresentou resultados com pouca variação frente aos de Ponta Porã – ori.

Este comportamento pode ser explicado pelo fato de os pilares de Ponta Porã – mod.1 serem mais rígidos que os de Ponta Porã – mod.2, levando estes a absorver mais esforço e por consequência levando a menor distribuição de esforços para as vigas.

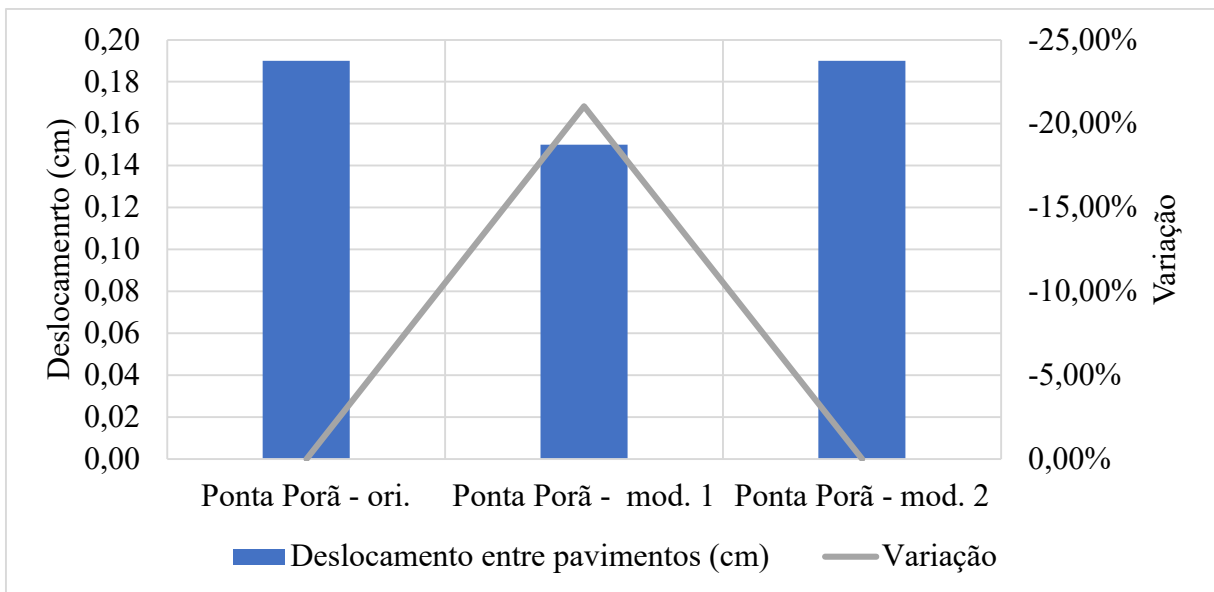
Na Figura 44 e na Figura 45 são apresentados, respectivamente, os resultados e variação frente Ponta Porã – ori. para deslocamento no topo do edifício e deslocamento relativo entre pavimentos.

Figura 44: Deslocamento no topo e variação.



Fonte: O autor (2022).

Figura 45: Deslocamento entre pavimentos e variação.



Fonte: O autor (2022).

Na Figura 44 nota-se a ocorrência do deslocamento máximo ocorrendo em Ponta Porã – mod.2, já o deslocamento mínimo e maior variação ocorreram em Ponta Porã – mod.1. A Figura 45 por sua vez aponta para um deslocamento mínimo e maior módulo de variação ocorrendo uma vez mais em Ponta Porã – mod.1, além de uma ausência de variação entre os resultados de Ponta Porã – ori. e Ponta Porã – mod.2.

A redução de deslocamentos horizontais verificada em Ponta Porã – mod.1 pode ser atribuída ao fato de esta ser a mais rígida das 3 estruturas. Já o pequeno aumento observado em

Ponta Porã – mod.2 é explicado pelo fato de esta estrutura apresentar rigidez inferior à de Ponta Porã – ori.

4.4. Comparativo para diferentes alturas com diferentes velocidades de vento

Nesta seção serão comparados os dados de momento fletor, taxa de armadura nas vigas, e deslocamentos horizontais entre as três alturas de edifícios estudados, de modo a determinar qual altura de edificação sofreria impacto mais significativo com a alteração do mapa de isopletas. Os demais dados estudados não foram incluídos nesta seção devido ao fato de serem muito homogêneos mesmo que se varie a velocidade do vento naquela mesma altura.

Devido a significativa diferença de magnitude existente entre os valores, que dificultaria a apresentação dos dados de maneira gráfica, bem como ao fato de a comparação direta entre os valores não apresentar sentido, uma vez que em valores absolutos TO-20 tender a ter resultados maiores que TO-10 e TO-04 (com a única exceção podendo ser o deslocamento relativo entre pavimentos) todos os valores foram divididos pelo valor de referência relativo aquele dado, sendo que foi adotado o valor de MI-6123 referente aquele dado naquela altura como referência, por esta razão todos os valores referentes a MI-6123 são unitários já que foram divididos por eles mesmos. A Equação 14 apresenta matematicamente o procedimento utilizado para se obter os dados apresentados nos gráficos desta seção.

$$R_i = \frac{V_j}{V_{6123}} \quad (14)$$

Onde:

- R_i designa a relação de índice i , sendo que i pode representar momento fletor, taxa de armadura nas vigas ou deslocamentos horizontais do modelo em questão
- V_j designa o valor de qualquer um dos três parâmetros estudados considerando a velocidade de MI-BC e MI-VALLIS;
- V_{6123} designa o valor de qualquer um dos três parâmetros estudados considerando a velocidade de MI-6123.

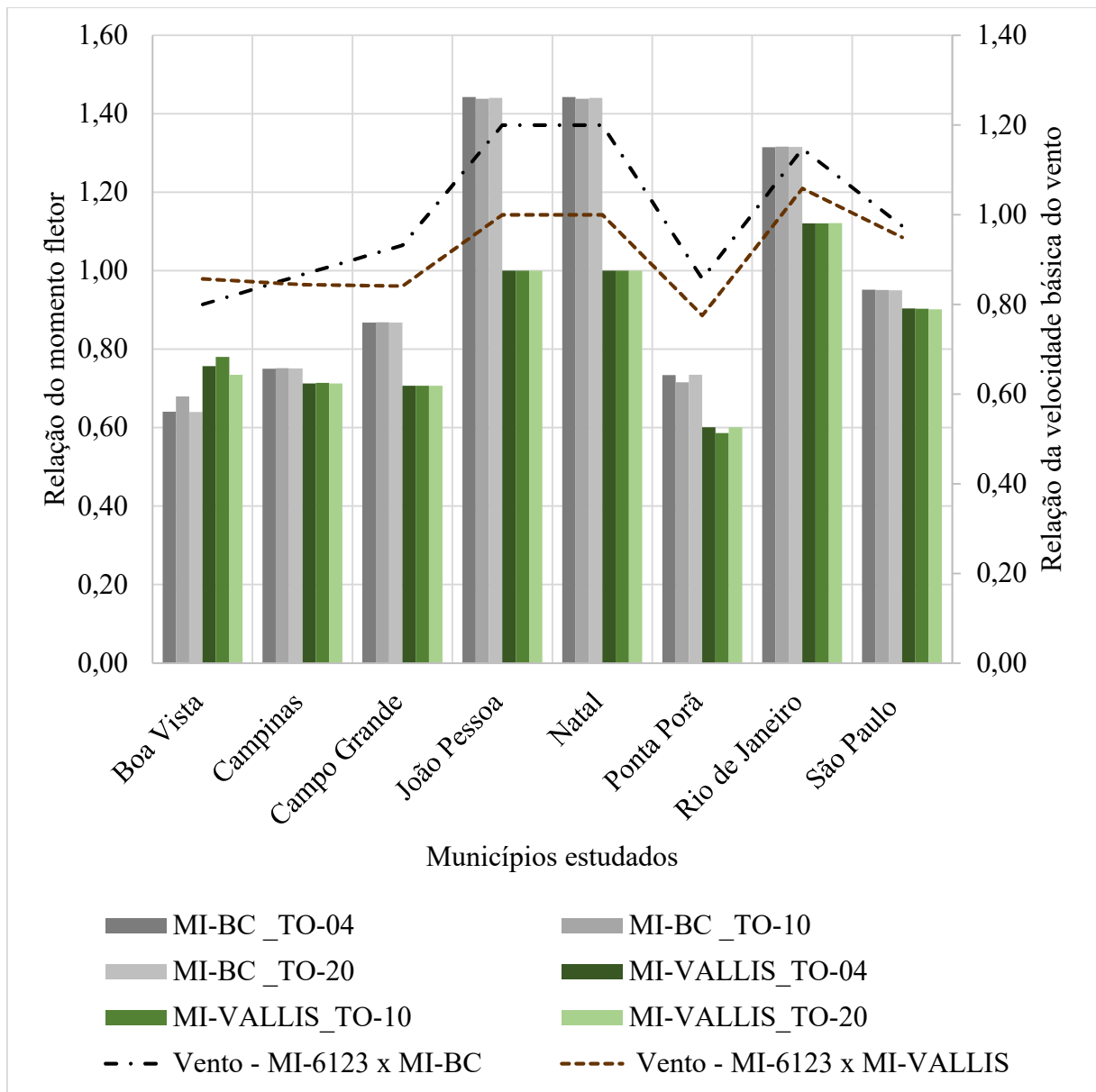
Optou-se por suprimir os dados relativos as MI-6123 desta seção, uma vez que a relação destes sempre igualaria 1, uma vez MI-6123 é a própria referência, e mantê-los nos gráficos dificultaria a leitura dos mesmos.

Ressalta-se ainda que para TO-20 optou-se por incluir nesta análise apenas Ponta Porã-ori, uma vez que as significativas diferenças existentes nos modelos de Ponta Porã – mod.1 e Ponta Porã – mod.2 tornariam a análise muito complexa.

Por fim, tem-se que os dados de relações apresentados nas figuras que seguem podem ser encontrados no Apêndice H

Desta maneira, na Figura 46 são apresentadas as relações entre os momentos fletores para todos os modelos (barras) e a relação entre as velocidades de vento de MI-6123 x MI-BC e MI-6123 x MI-VALLIS (linhas).

Figura 46: Momento fletor na base do pilar P5 para todos os modelos estudados.

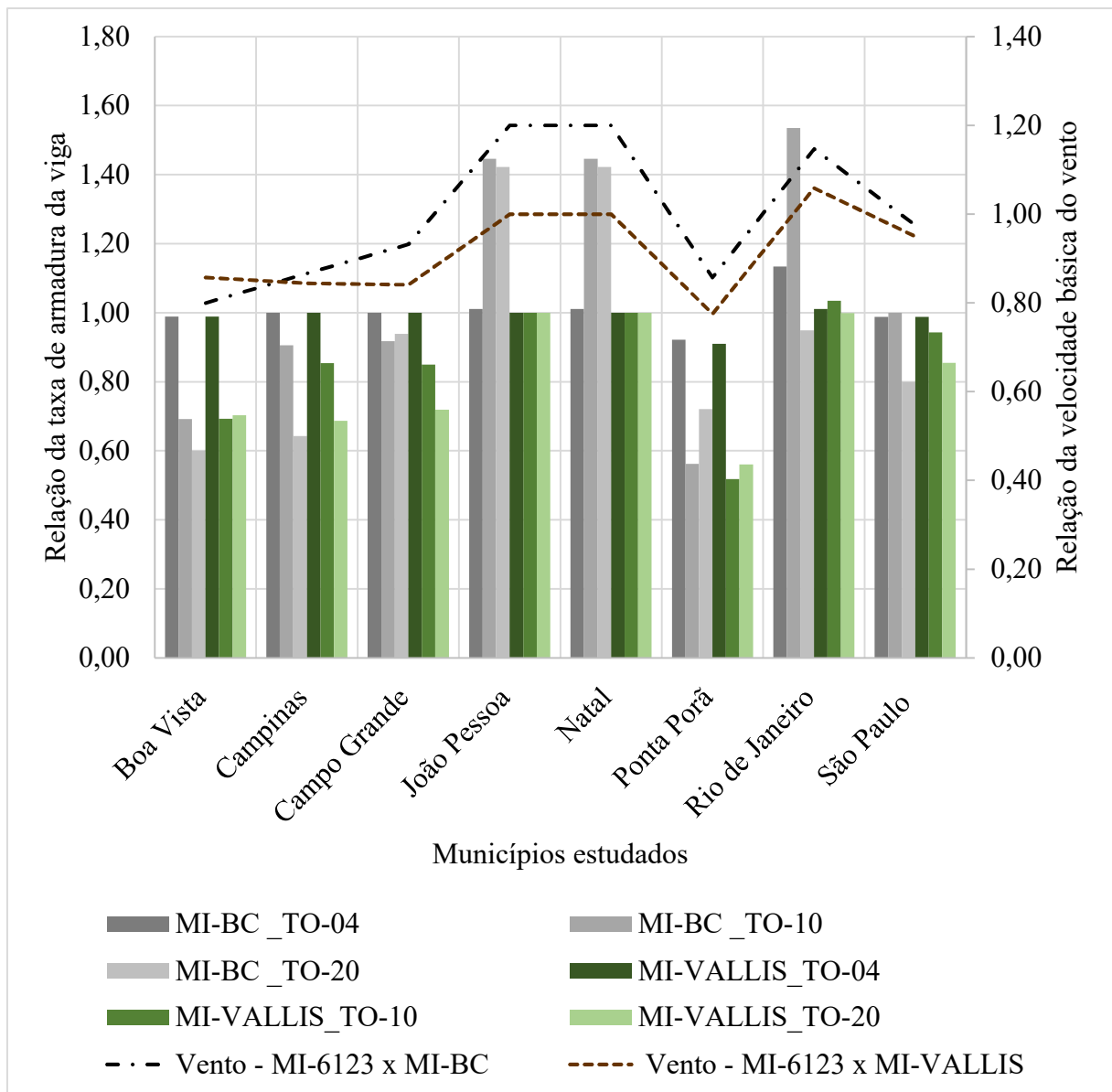


Fonte: O autor (2022).

Nota-se que os maiores crescimentos, em relação a MI-6123, na intensidade do momento fletor ocorreram em João Pessoa, Natal e Rio de Janeiro, todos com MI-BC. Já as maiores reduções acontecem em Ponta Porã com MI-VALLIS. Este comportamento se apresenta de maneira homogênea independente da altura do edifício.

Na Figura 47 são apresentadas as relações entre taxa de armadura da viga V2 para todos os modelos (barras) e a relação entre as velocidades de vento de MI-6123 x MI-BC e MI-6123 x MI-VALLIS (linhas).

Figura 47: Taxa de armadura da viga V2 para todos os modelos estudados.



Fonte: O autor (2022).

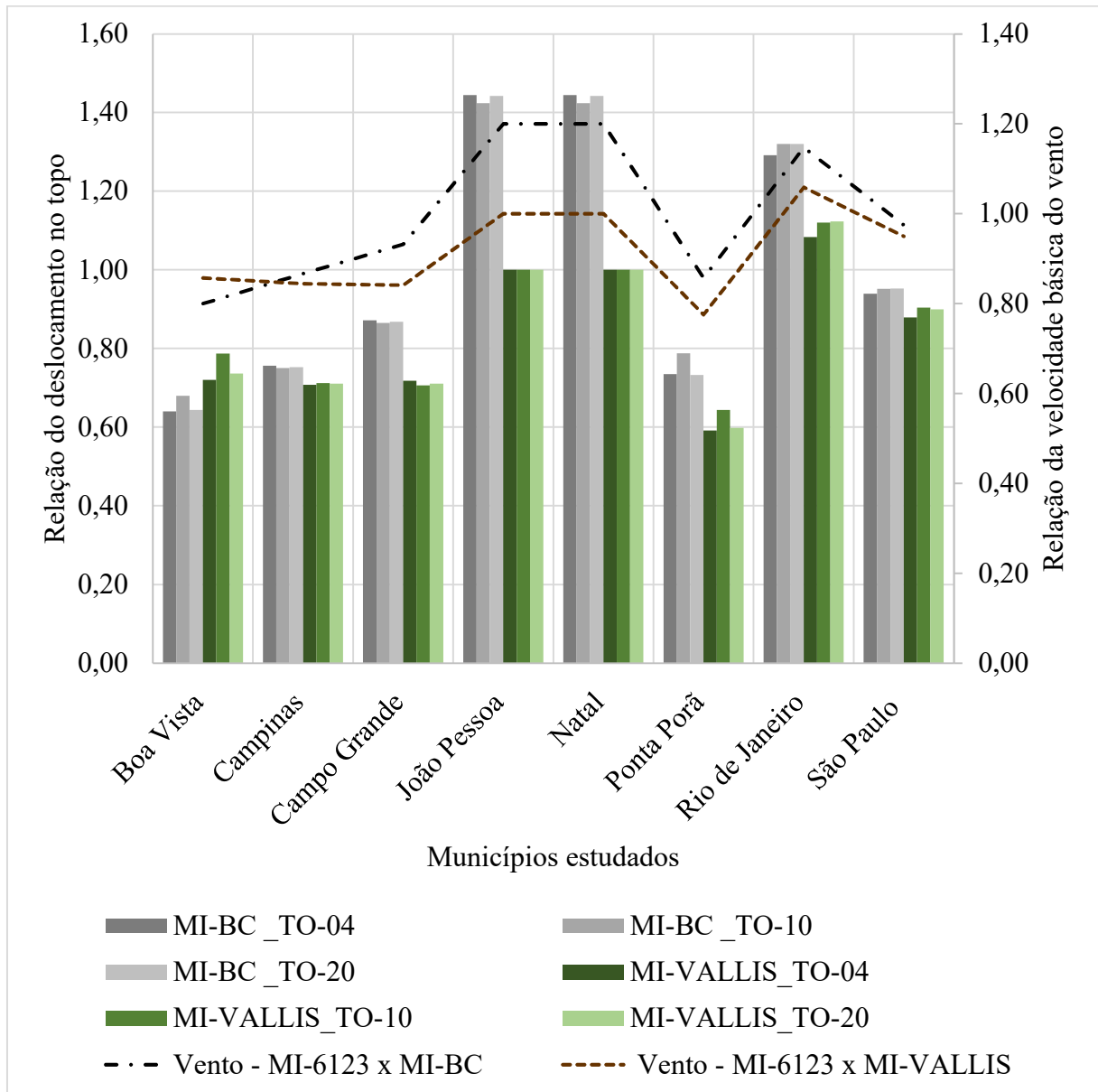
Tem-se que os maiores aumentos ocorreram uma vez mais no Rio de Janeiro, Natal e João Pessoa, com MI-BC além da maior redução ter ocorrido em Ponta Porã com MI-VALLIS.

Todavia, o perfil do gráfico aponta para uma interferência significativa da altura na taxa de armadura das vigas, havendo uma tendência deste impacto ser mais significativo quanto maior a altura da edificação, seja para aumento ou para redução.

Este comportamento divergente em relação ao observado para os dados de momento fletor pode ser explicado pelo fato de a taxa de armadura depender do detalhamento a ser gerado, desta maneira, ainda que os esforços tendam a variar com a mesma proporção independente da altura da edificação, em alturas maiores esta variação representa um impacto absoluto maior, permitindo assim uma mudança no detalhamento da armadura.

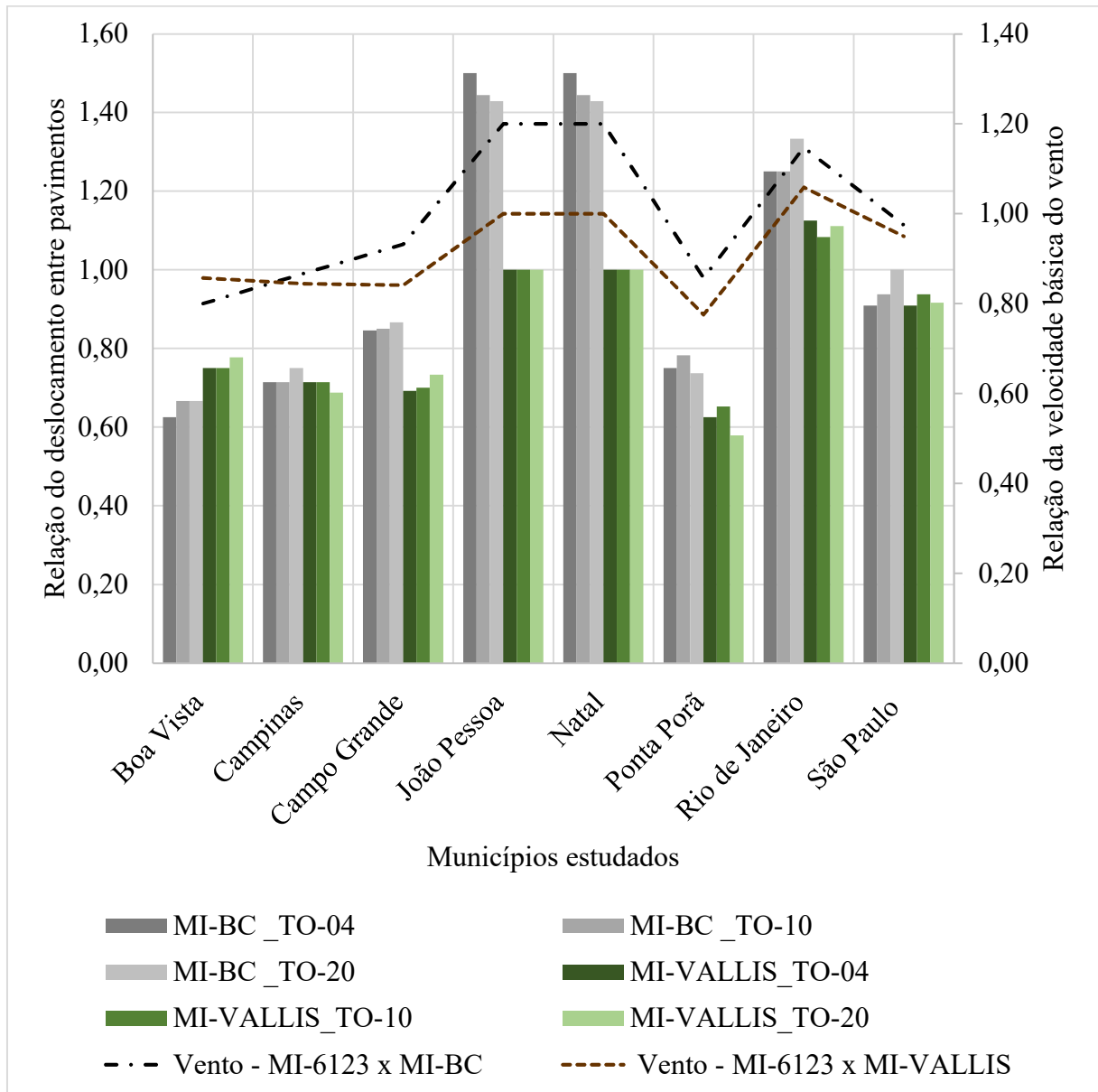
Por fim, na Figura 48 e na Figura 49 são apresentadas as relações entre os deslocamentos horizontais para todos os modelos (barras) e a relação entre as velocidades de vento de MI-6123 x MI-BC e MI-6123 x MI-VALLIS (linhas).

Figura 48: Deslocamento no topo do edifício para todos os modelos estudados.



Fonte: O autor (2022).

Figura 49: Deslocamento entre pavimentos para todos os modelos estudados.



Fonte: O autor (2022).

Nota-se em ambos os gráficos que os maiores aumentos no deslocamento horizontal do prédio aconteceram para João Pessoa, Natal e Rio de Janeiro, com MI-BC, além de as maiores reduções terem ocorrido em Ponta Porã com MI-VALLIS.

De maneira geral, os dados parecem apontar para uma baixa influência da altura na variação do comportamento em serviço da estrutura, sendo as relações entre os valores aproximadamente constantes independente da altura do edifício.

5. CONCLUSÕES

Desta maneira, a partir dos resultados obtidos, pode-se chegar as seguintes conclusões:

- Sobre a revisão do mapa de isopletras do Brasil:
 - Tanto o mapa de isopletras proposto por Vallis (2019), quanto o proposto por Beck e Corrêa (2013) são propostas viáveis de mapas de isopletras para o Brasil, uma vez que apresentam velocidades de vento coerentes com a atual metodologia de cálculo do esforço de vento, além de serem bem embasados tanto em dados recentes de velocidade do vento quanto em metodologias de desenvolvimento;
 - A proposta elaborada por Vallis (2019) se apresenta como a mais viável para ser adotada como novo mapa de isopletras da ABNT NBR 6123, devido ao fato de ter sido elaborada utilizando uma maior base de dados, advindos de diferentes fontes, além de ser a mais recente. Cabe, no entanto, ressaltar que o autor optou por adotar um limite mínimo de velocidade de 30 m/s como segurança, sendo que esta decisão poderia ter sido deixada a cargo da comissão de norma;
 - O mapa de isopletras utilizado pelas ABNT NBR 6123 necessita de atualização para um mapa que reflita melhor o estado da arte do estudo de ventos no Brasil.
- Sobre o impacto que a revisão geraria:
 - O mapa de isopletras proposto por Vallis (2019) tende a reduzir a velocidade básica do vento nas localidades estudadas e, portanto, levaria a uma redução no consumo de materiais e, portanto, no custo das estruturas;
 - O mapa de isopletras proposto por Beck e Corrêa (2013) apresentou, nas localidades estudadas, variação nos resultados, que a depender da localidade pode ter um impacto mais significativo, em termos de taxa de armadura e deslocamentos horizontais na sua utilização;

- De um modo geral, estruturas baixas (4 pavimentos) tiveram pouco impacto (aumento de 13,37% na taxa de armadura no pior caso) com a mudança na velocidade do vento, para o ELU. No entanto, notou-se um impacto significativo nas verificações do ELS;
- De um modo geral, estruturas médias (10 pavimentos) e altas (20 pavimentos) são impactadas significativamente em termos da taxa de armadura das vigas por mudanças elevadas na velocidade quer seja para o dimensionamento do ELU, ou para as verificações do ELS.
- Desta maneira, tem-se que a metodologia utilizada para o desenvolvimento do trabalho, de limitar o γ_z a 1,10 pode ser considerada viável, uma vez que além de garantir uma semelhança entre todos os modelos que permitiu a comparação, eliminou os efeitos de segunda ordem, possibilitando assim, identificar mais claramente as causas para os fenômenos verificados. Tem-se ainda que se torna clara a necessidade de revisão do mapa de isopletas do Brasil, a fim de que este esteja de acordo com os dados existentes atualmente, que além de se apresentarem em maior quantidade, foram medidos com o uso de equipamentos mais modernos.
- Por fim, é importante ressaltar o comportamento evidente observado para as estruturas baixas, nas quais os efeitos da força do vento não foram significativos frente aos outros esforços existentes, de tal modo que sua alteração não muda o dimensionamento delas. Todavia, com o crescimento da intensidade da força do vento com a altura, esta passa ser predominante e causa impactos significativos no dimensionamento, devendo, portanto, estar o mais condizente possível com a realidade, seja para garantir maior segurança as estruturas e seus ocupantes, ou para permitir economias de materiais de construção e consequente redução dos custos.

5.1. Sugestões para pesquisas futuras

Com base na pesquisa realizada, são apontadas as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- Estudar o comportamento de galpões metálicos e em concreto pré-moldado frente as duas propostas de mapas de isopletas utilizadas;

- Estudar o comportamento de estruturas retangulares frente as duas propostas de mapas de isopletas utilizadas;
- Estudar o impacto sobre o projeto de fundações frente as duas propostas de mapas de isopletas utilizadas.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Lindemberg Oliveira De. **Estudo para atualização do mapa de ventos da NBR 6123**. 2010. Tese de mestrado em Infra-Estrutura Aeroportuária - Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos - SP, 2010. Disponível em: http://www.bd.bibl.ita.br/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=1088. Acesso em: 11 ago. 2021.

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

AWRUCH, A. M.; BRAUN, A. L.; GRECO, M. Engenharia do vento computacional e suas aplicações na engenharia civil. Análise aerodinâmica e aeroelástica. **Revista Internacional de Metodos Numericos para Calculo y Diseno en Ingenieria**, [s. l.], v. 31, n. 1, p. 55–64, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.12.005>

BECK, André T.; CORRÊA, Márcio R.S. New design chart for basic wind speeds in Brazil. **Latin American Journal of Solids and Structures**, São Paulo - SP, v. 10, n. 4, p. 707–723, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1679-78252013000400003>

BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2013.

BOLELLI, Paula Meiralles. **Avaliação numérica da ação do vento em estruturas de membrana**. 96 f. 2020. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Paulo - SP, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/D.3.2020.tde-17122020-100655>. Acesso em: 27 mar. 2022.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Mirando. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo - SP: Pini, 2009.

DE FREITAS, Augusto Pedreira; PIRES, Maurício Martins. Projeto de edifícios altos: reflexões e considerações para o projeto estrutural. **CONCRETO e Construções**, [s. l.], v. XLVIII, n. 99, p. 39–47, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.4322/1809-7197.2020.99.0001>

DEPARTAMENTO DE CONTROLE DO ESPAÇO AÉREO. **ICA 105-16: Códigos Meteorológicos**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2017.

FREITAS, F C; LUCHI, L A R; FERREIRA, W G. Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 9,

n. 2, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000200003>

GRALA, Pedro. **Resposta de Estruturas Paralelepípedicas Esbeltas Frente ao Fenômeno de Desprendimento de Vórtices: Proposta para a NBR- 6123**. 221 f. 2020. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS, 2020. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10183/212825>. Acesso em: 27 mar. 2022.

LOREDO-SOUZA, Acir Mércio *et al.* Modelagem de edifícios altos em túnel de vento. **Concreto e Construções**, [s. l.], v. 99, p. 48–63, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.4322/1809-7197.2020.99.0002>

NEVES, Luis A C; BARBOSA, Andre R. **Segurança Estrutural**. [S. l.: s. n.], 2010.

PADARATZ, Ivo José. **Velocidade Básica do Vento no Brasil**. 1977. Tese - Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1977.

SOUZA, Flavio Soutilha De; LIMA, Silvio De Souza; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho. QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES – COMPARAÇÃO ENTRE AS METODOLOGIAS DA NBR-6123 E ASCE 7-05. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **ANAIS DO 51 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2009**. Curitiba: IBRACON, 2009.

STABILE, André de Figueiredo. **ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS CONSIDERANDO AÇÕES DO TIPO VENTO E SISMO**. 131 f. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE, Natal - RN, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufrn.br/handle/123456789/40508>. Acesso em: 27 mar. 2022.

VALLIS, Matthew Bruce. **Brazilian Extreme Wind Climate**. 2019. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/198303>. Acesso em: 11 ago. 2021.

VIGETA, JÉSSICA LUCIANI. **DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS À AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURA DE GRANDE ALTURA**. 104 f. 2017. Trabalho de conclusão de curso(graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 2017.

APÊNDICES

Nos apêndices estão apresentados dados complementares, bem como resultados mais detalhados para as comparações feitas e imagens dos modelos TQS gerados.

Apêndice A – Variação na velocidade do vento para as capitais e metrópoles brasileiras

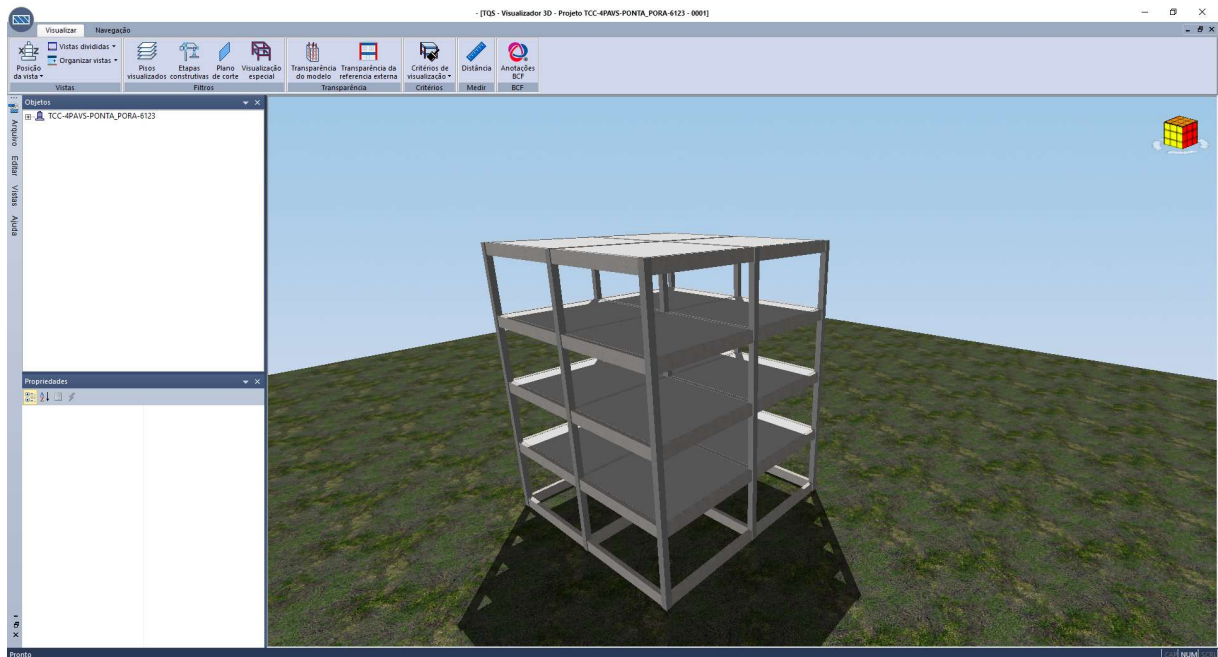
Tabela 19: Variação na velocidade do vento para todas as capitais e principais metrópoles do Brasil.

Cidade	NBR 6123	Vallis (2019)		Beck e Correa (2013)	
	Velocidade (m/s)	Velocidade (m/s)	Variação	Velocidade (m/s)	Variação
Ponta Porã	49,00	38,00	-22,45%	42,00	-14,29%
Campo Grande	44,00	37,00	-15,91%	41,00	-6,82%
Campinas	45,00	38,00	-15,56%	39,00	-13,33%
Boa Vista	35,00	30,00	-14,29%	28,00	-20,00%
Palmas	30,00	34,00	13,33%	32,00	6,67%
Belo Horizonte	32,00	36,00	12,50%	36,00	12,50%
Cuiabá	34,00	38,00	11,76%	38,00	11,76%
Balneário Camboriú	43,00	38,00	-11,63%	39,00	-9,30%
Rio Branco	30,00	33,00	10,00%	30,00	0,00%
Porto Velho	30,00	33,00	10,00%	32,00	6,67%
Florianópolis	43,00	39,00	-9,30%	38,00	-11,63%
Goiânia	33,00	36,00	9,09%	36,00	9,09%
Curitiba	41,00	38,00	-7,32%	39,00	-4,88%
Porto Alegre	45,00	42,00	-6,67%	37,00	-17,78%
Rio de Janeiro	34,00	36,00	5,88%	39,00	14,71%
São Paulo	40,00	38,00	-5,00%	39,00	-2,50%
Vitória	31,00	32,00	3,23%	37,00	19,35%
Brasília	35,00	36,00	2,86%	35,00	0,00%
Manaus	31,00	31,00	0,00%	31,00	0,00%
João Pessoa	30,00	30,00	0,00%	36,00	20,00%
Natal	30,00	30,00	0,00%	36,00	20,00%
Recife	30,00	30,00	0,00%	35,00	16,67%
Fortaleza	30,00	30,00	0,00%	33,00	10,00%
Macapá	30,00	30,00	0,00%	32,00	6,67%
Belém	30,00	30,00	0,00%	32,00	6,67%
Maceió	30,00	30,00	0,00%	32,00	6,67%
Teresina	30,00	30,00	0,00%	29,00	-3,33%
Salvador	30,00	30,00	0,00%	30,00	0,00%
São Luís	30,00	30,00	0,00%	30,00	0,00%
Aracaju	30,00	30,00	0,00%	30,00	0,00%

Fonte: O autor (2022).

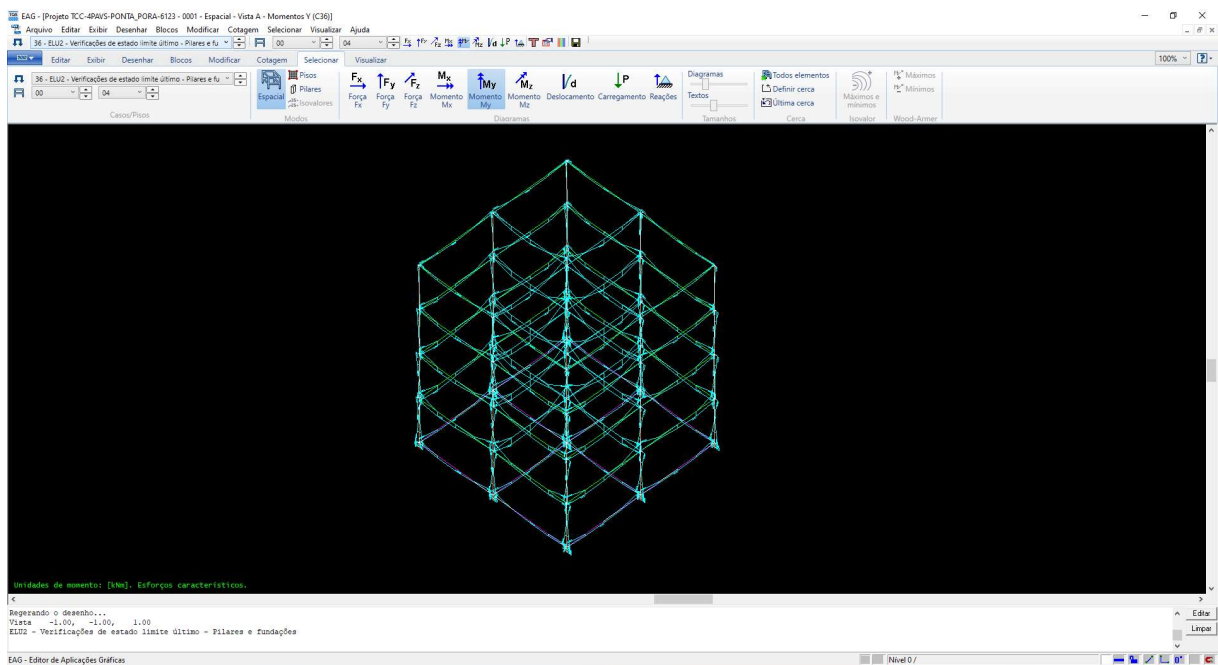
Apêndice B – Modelo TQS para 4 pavimentos

Figura 50: Imagem 3D do modelo TO-04.



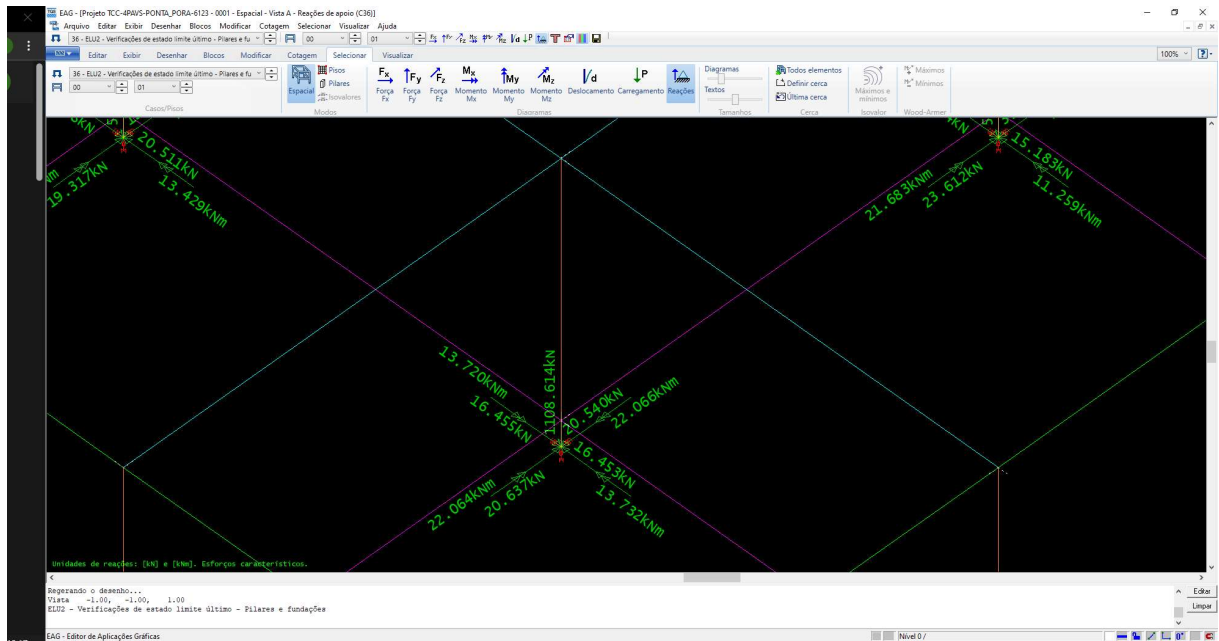
Fonte: O autor (2022).

Figura 51: Pórtico espacial do modelo TO-04.



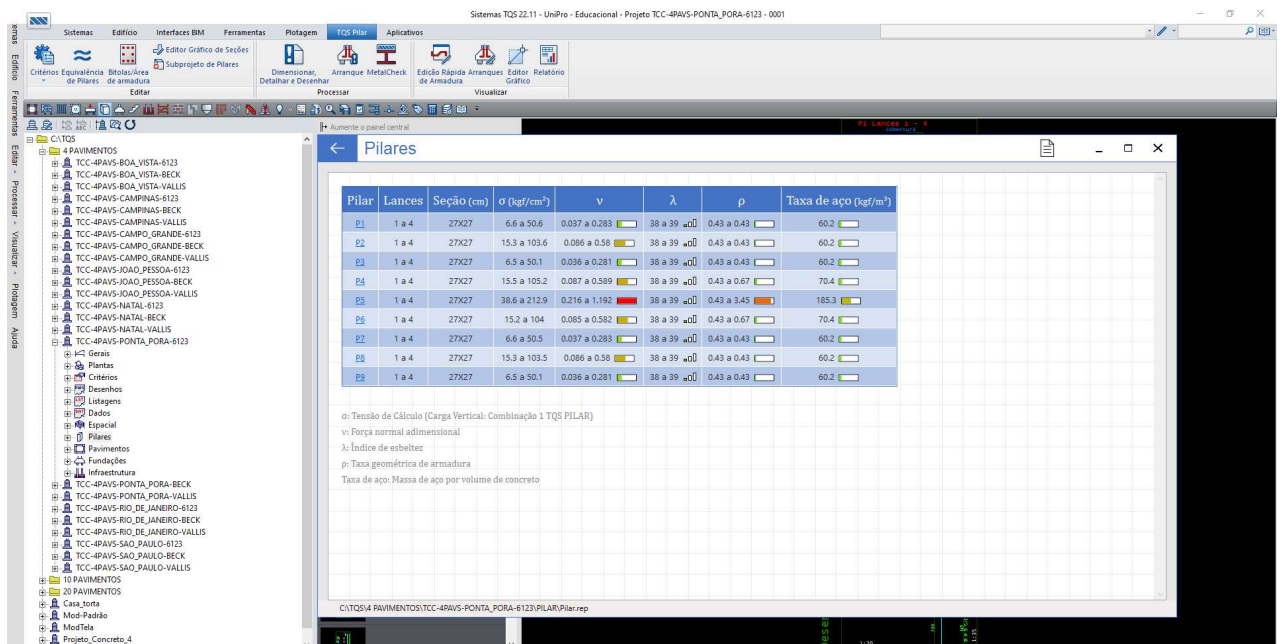
Fonte: O autor (2022).

Figura 52: Reações obtidas na base do pilar P5 para TO-04.



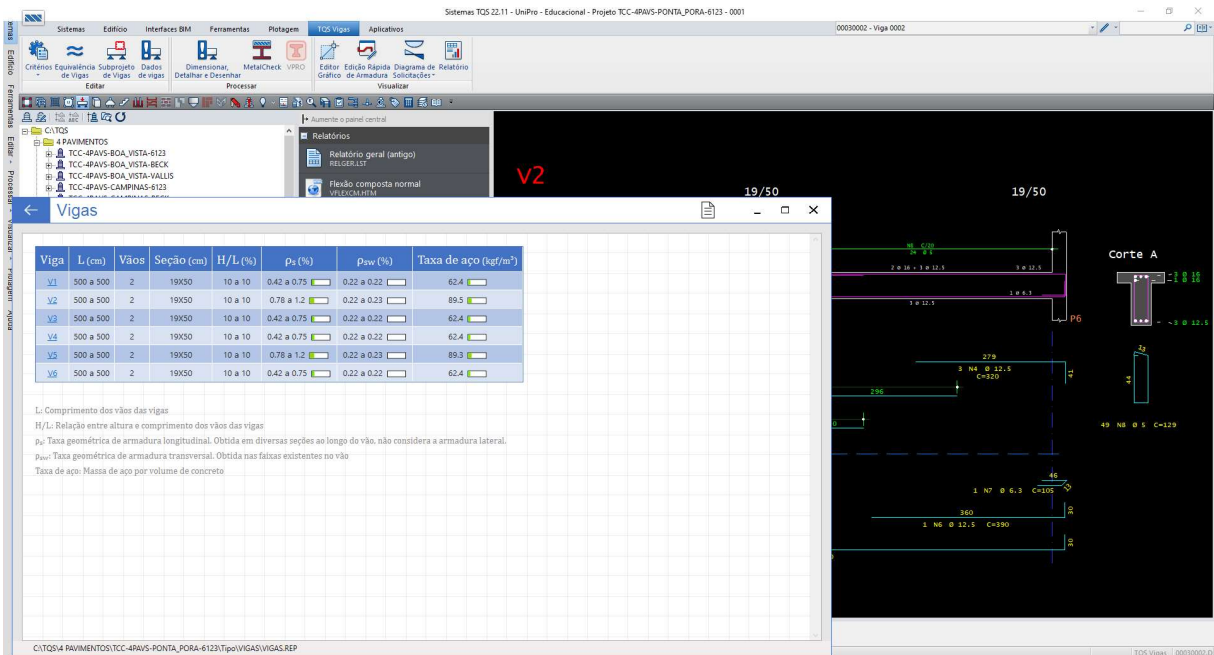
Fonte: O autor (2022).

Figura 53: Relatório de dimensionamento de pilares para TO-04.



Fonte: O autor (2022).

Figura 54: Relatório de dimensionamento de vigas para TO-04.



Fonte: O autor (2022).

Figura 55: γ_z e deslocamentos horizontais para TO-04.



Fonte: O autor (2022).

Apêndice C – Resultados e variações para 4 pavimentos

Tabela 20: Momento fletor no pilar P5 e suas variações com a referência para TO-04.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (kN.m)
	Momento fletor (kN.m)	Momento fletor (kN.m)	Variação	Momento fletor (kN.m)	Variação	
Boa Vista	11,26	7,214	-35,93%	8,525	-24,29%	12,73
Campinas	18,619	13,967	-24,99%	13,265	-28,76%	
Campo Grande	17,793	15,437	-13,24%	12,578	-29,31%	
João Pessoa	8,252	11,908	+44,30%	8,252	0,00%	
Natal	8,252	11,908	+44,30%	8,252	0,00%	
Ponta Porã	22,066	16,199	-26,59%	13,265	-39,88%	
Rio de Janeiro	10,623	13,967	+31,48%	11,908	+12,10%	
São Paulo	14,675	13,967	-4,82%	13,265	-9,61%	

Fonte: O autor (2022).

Tabela 21: Taxa de armadura da viga V2 e suas variações com a referência para TO-04.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (kg/m ³)
	Taxa de armadura (kg/m ³)	Taxa de armadura (kg/m ³)	Variação	Taxa de armadura (kg/m ³)	Variação	
Boa Vista	72,6	71,8	-1,10%	71,8	-1,10%	77,56
Campinas	81,4	81,4	0,00%	81,4	0,00%	
Campo Grande	81,4	81,4	0,00%	81,4	0,00%	
João Pessoa	71,8	72,6	+1,11%	71,8	0,00%	
Natal	71,8	72,6	+1,11%	71,8	0,00%	
Ponta Porã	89,5	82,5	-7,82%	81,4	-9,05%	
Rio de Janeiro	71,8	81,4	+13,37%	72,6	+1,11%	
São Paulo	82,4	81,4	-1,21%	81,4	-1,21%	

Fonte: O autor (2022).

Tabela 22: Deslocamento no topo do edifício e suas variações com a referência para TO-04.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (cm)
	Deslocamento (cm)	Deslocamento (cm)	Variação	Deslocamento (cm)	Variação	
Boa Vista	0,25	0,16	-36,00%	0,18	-28,00%	0,28
Campinas	0,41	0,31	-24,39%	0,29	-29,27%	
Campo Grande	0,39	0,34	-12,82%	0,28	-28,21%	
João Pessoa	0,18	0,26	+44,44%	0,18	0,00%	
Natal	0,18	0,26	+44,44%	0,18	0,00%	
Ponta Porã	0,49	0,36	-26,53%	0,29	-40,82%	
Rio de Janeiro	0,24	0,31	+29,17%	0,26	+8,33%	
São Paulo	0,33	0,31	-6,06%	0,29	-12,12%	

Fonte: O autor (2022).

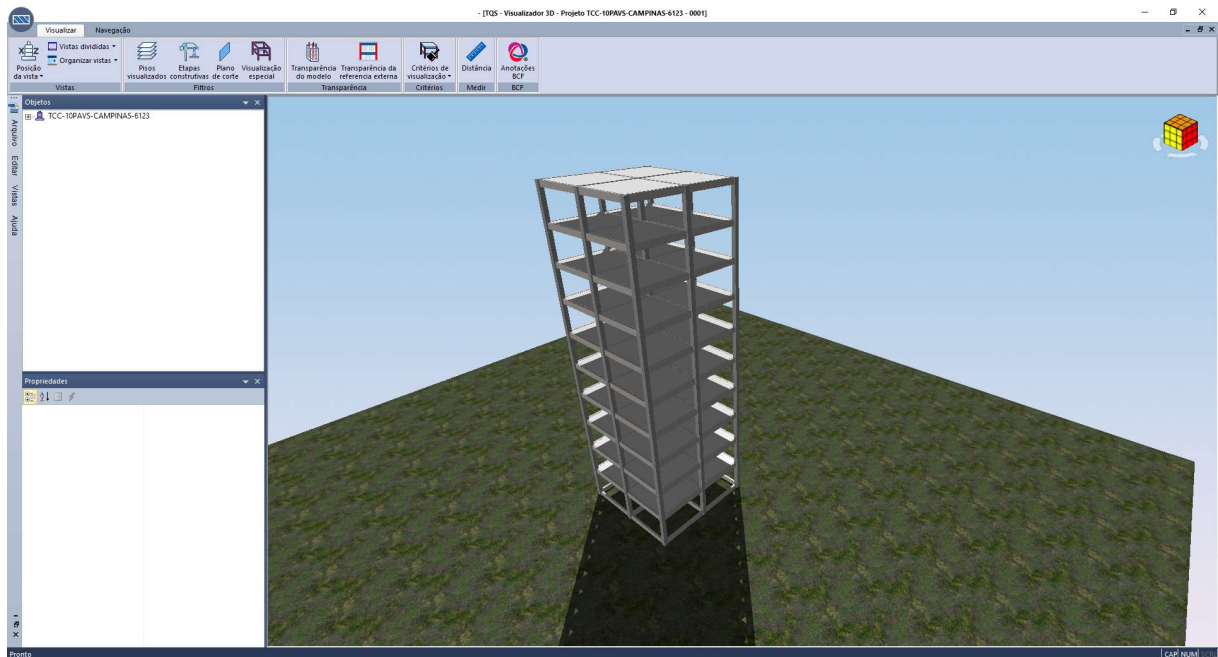
Tabela 23: Deslocamento entre pavimentos e suas variações com a referência para TO-04.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (cm)
	Deslocamento (cm)	Deslocamento (cm)	Variação	Deslocamento (cm)	Variação	
Boa Vista	0,08	0,05	-37,50%	0,06	-25,00%	0,09
Campinas	0,14	0,1	-28,57%	0,1	-28,57%	
Campo Grande	0,13	0,11	-15,38%	0,09	-30,77%	
João Pessoa	0,06	0,09	+50,00%	0,06	0,00%	
Natal	0,06	0,09	+50,00%	0,06	0,00%	
Ponta Porã	0,16	0,12	-25,00%	0,1	-37,50%	
Rio de Janeiro	0,08	0,1	+25,00%	0,09	+12,50%	
São Paulo	0,11	0,1	-9,09%	0,1	-9,09%	

Fonte: O autor (2022).

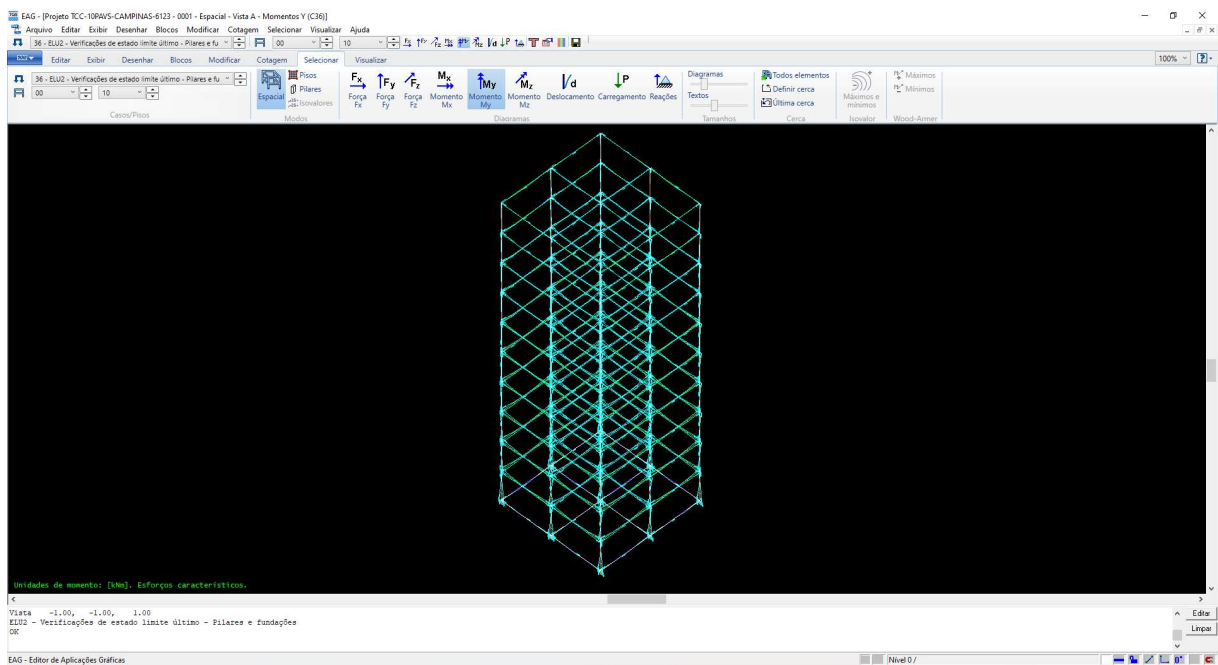
Apêndice D – Modelo TQS para 10 pavimentos

Figura 56: Imagem 3D do modelo TO-10.



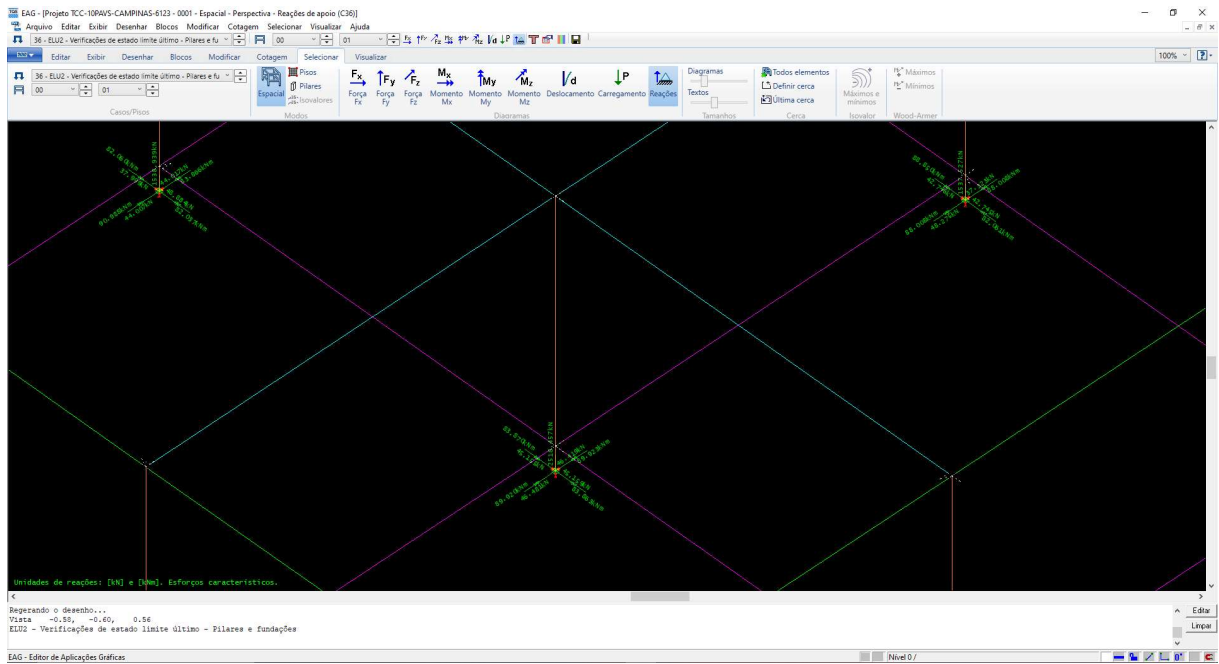
Fonte: O autor (2022).

Figura 57: Pórtico espacial do modelo TO-10.



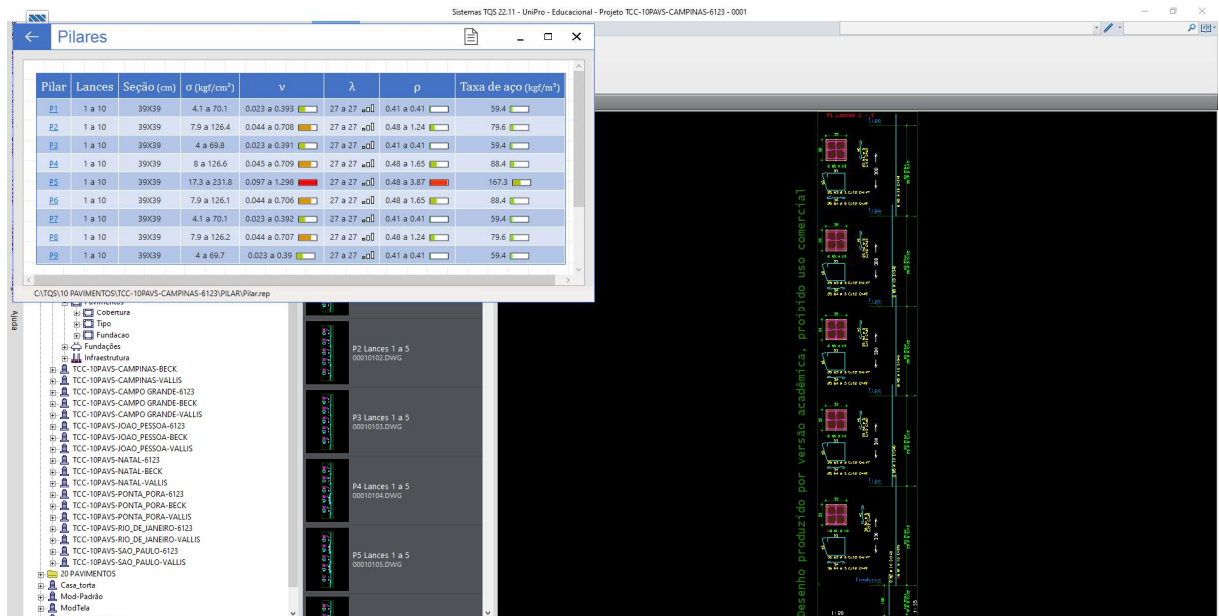
Fonte: O autor (2022).

Figura 58: Reações obtidas na base do pilar P5 para TO-10.



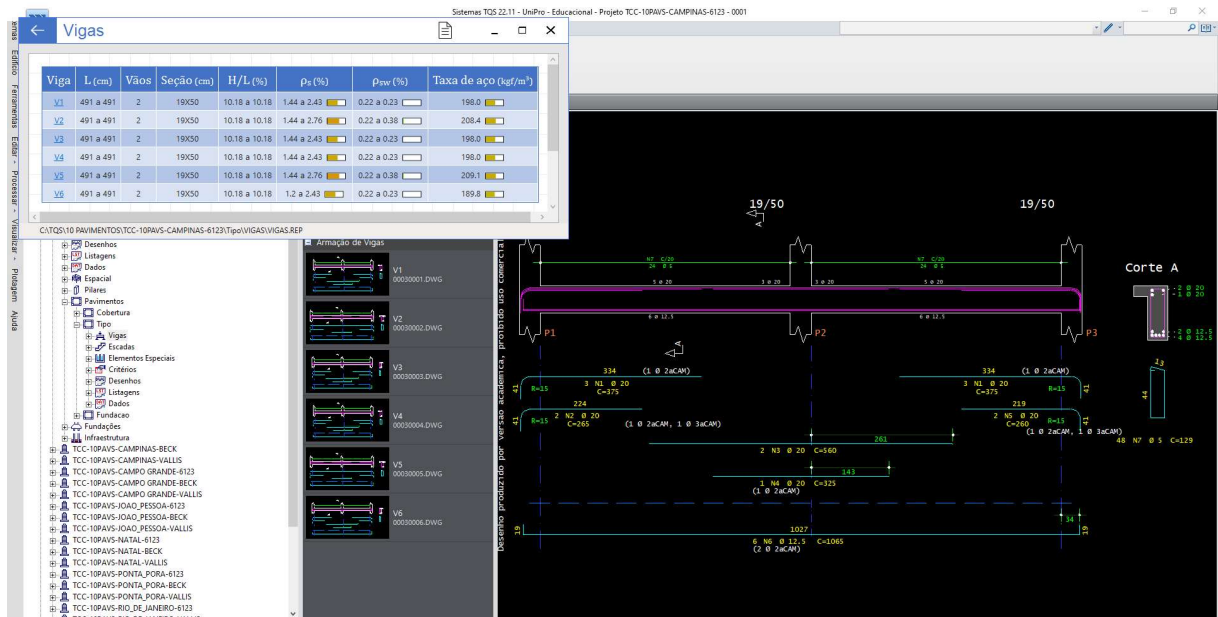
Fonte: O autor (2022).

Figura 59: Relatório de dimensionamento de pilares para TO-10.



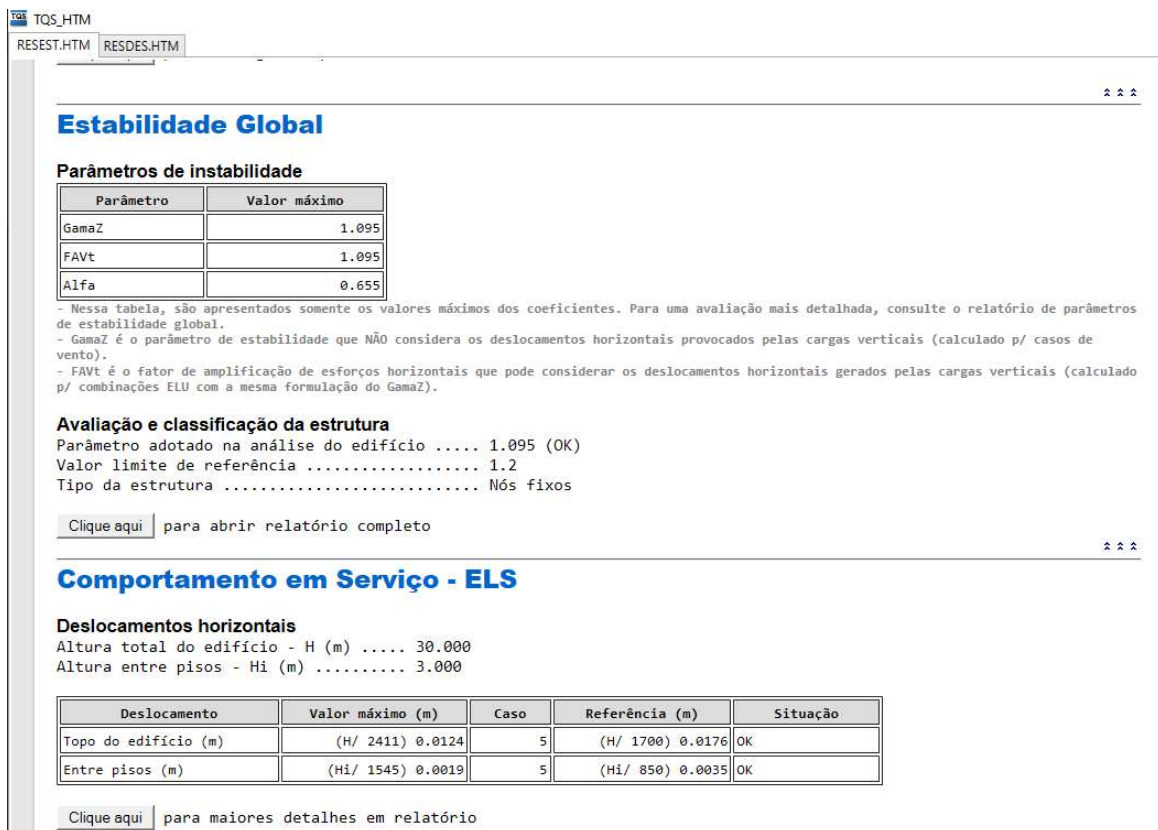
Fonte: O autor (2022).

Figura 60: Relatório de dimensionamento de vigas para TO-10.



Fonte: O autor (2022).

Figura 61: γ_z e deslocamentos horizontais para TO-10.



Fonte: O autor (2022).

Apêndice E – Resultados e variações para 10 pavimentos

Tabela 24: Momento fletor no pilar P5 e suas variações com a referência para TO-10.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (kN.m)
	Momento fletor (kN.m)	Momento fletor (kN.m)	Variação	Momento fletor (kN.m)	Variação	
Boa Vista	54,464	37,007	-32,05%	42,493	-21,98%	65,31
Campinas	95,487	71,791	-24,82%	68,171	-28,61%	
Campo Grande	91,372	79,352	-13,16%	64,587	-29,31%	
João Pessoa	42,493	61,11	+43,81%	42,493	0,00%	
Natal	42,493	61,11	+43,81%	42,493	0,00%	
Ponta Porã	116,347	83,227	-28,47%	68,171	-41,41%	
Rio de Janeiro	54,535	71,791	+31,64%	61,11	+12,06%	
São Paulo	75,49	71,791	-4,90%	68,171	-9,70%	

Fonte: O autor (2022).

Tabela 25: Taxa de armadura da viga V2 e suas variações com a referência para TO-10.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (kg/m ³)
	Taxa de armadura (kg/m ³)	Taxa de armadura (kg/m ³)	Variação	Taxa de armadura (kg/m ³)	Variação	
Boa Vista	140,9	97,5	-30,80%	97,6	-30,73%	171,69
Campinas	231,2	209,4	-9,43%	197,4	-14,62%	
Campo Grande	209,1	191,8	-8,27%	177,6	-15,06%	
João Pessoa	97,6	141,1	+44,57%	97,6	0,00%	
Natal	97,6	141,1	+44,57%	97,6	0,00%	
Ponta Porã	380,9	214	-43,82%	197,4	-48,18%	
Rio de Janeiro	136,4	209,4	+53,52%	141,1	+3,45%	
São Paulo	209,4	209,4	0,00%	197,4	-5,73%	

Fonte: O autor (2022).

Tabela 26: Deslocamento no topo do edifício e suas variações com a referência para TO-10.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (cm)
	Deslocamento (cm)	Deslocamento (cm)	Variação	Deslocamento (cm)	Variação	
Boa Vista	0,75	0,51	-32,00%	0,59	-21,33%	0,90
Campinas	1,32	0,99	-25,00%	0,94	-28,79%	
Campo Grande	1,26	1,09	-13,49%	0,89	-29,37%	
João Pessoa	0,59	0,84	+42,37%	0,59	0,00%	
Natal	0,59	0,84	+42,37%	0,59	0,00%	
Ponta Porã	1,46	1,15	-21,23%	0,94	-35,62%	
Rio de Janeiro	0,75	0,99	+32,00%	0,84	+12,00%	
São Paulo	1,04	0,99	-4,81%	0,94	-9,62%	

Fonte: O autor (2022).

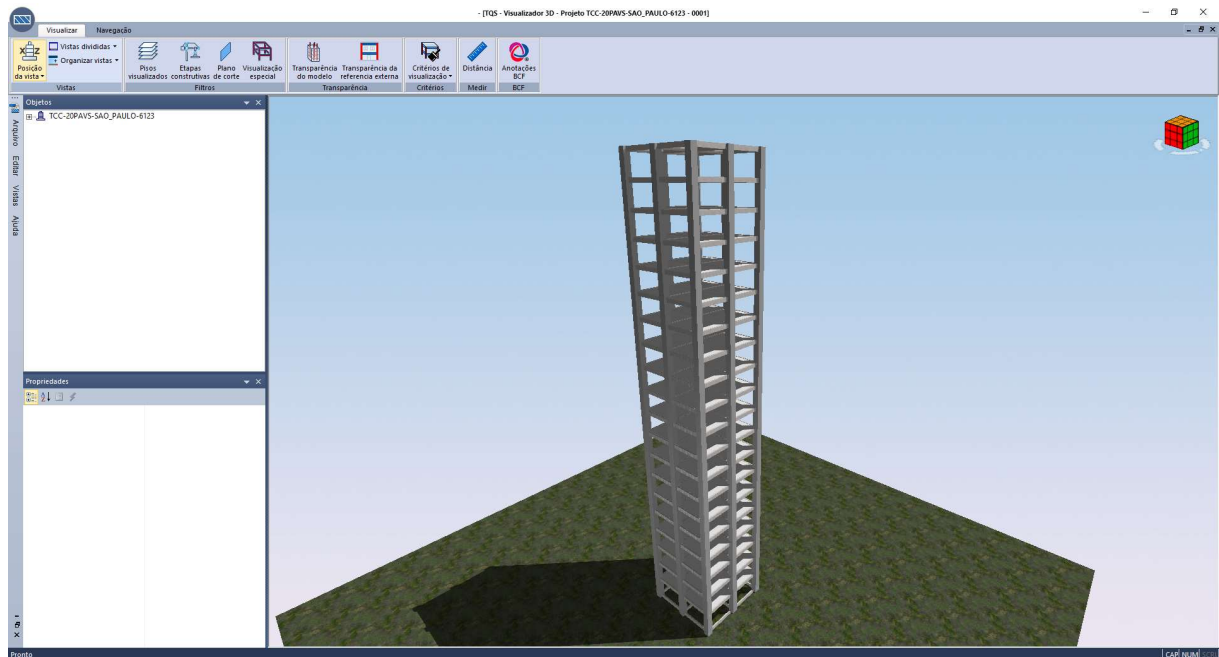
Tabela 27: Deslocamento entre pavimentos e suas variações com a referência para TO-10.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (cm)
	Deslocamento (cm)	Deslocamento (cm)	Variação	Deslocamento (cm)	Variação	
Boa Vista	0,12	0,08	-33,33%	0,09	-25,00%	0,14
Campinas	0,21	0,15	-28,57%	0,15	-28,57%	
Campo Grande	0,2	0,17	-15,00%	0,14	-30,00%	
João Pessoa	0,09	0,13	+44,44%	0,09	0,00%	
Natal	0,09	0,13	+44,44%	0,09	0,00%	
Ponta Porã	0,23	0,18	-21,74%	0,15	-34,78%	
Rio de Janeiro	0,12	0,15	+25,00%	0,13	+8,33%	
São Paulo	0,16	0,15	-6,25%	0,15	-6,25%	

Fonte: O autor (2022).

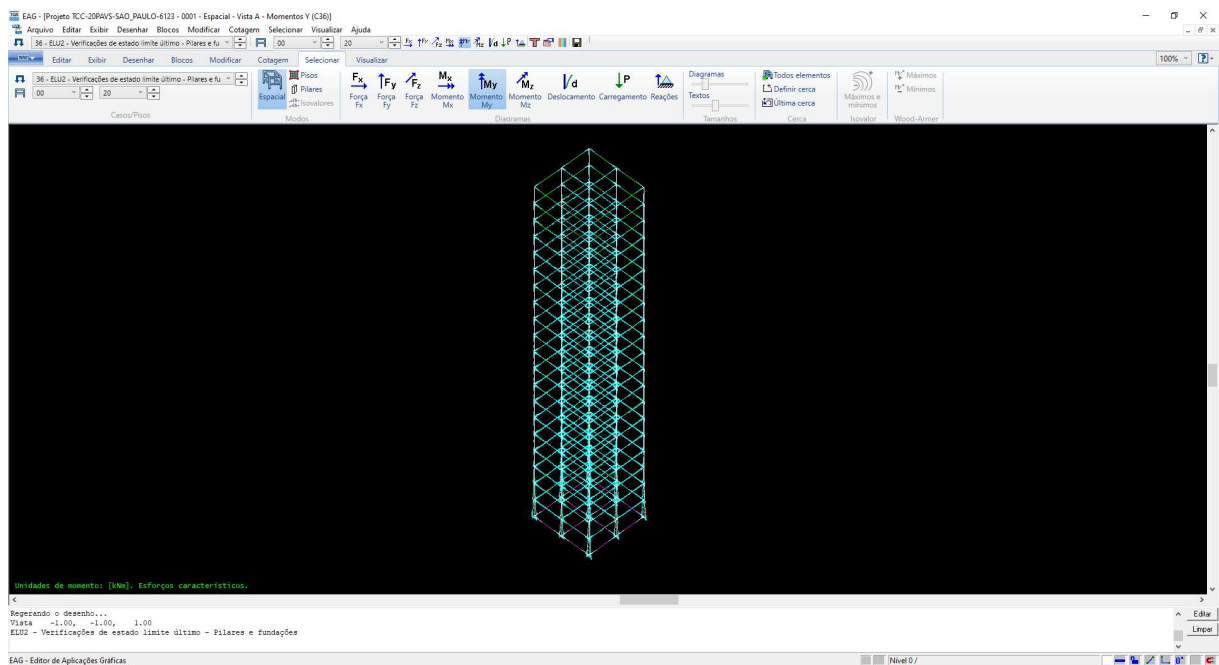
Apêndice F – Modelo TQS para 20 pavimentos

Figura 62: Imagem 3D do modelo TO-20.



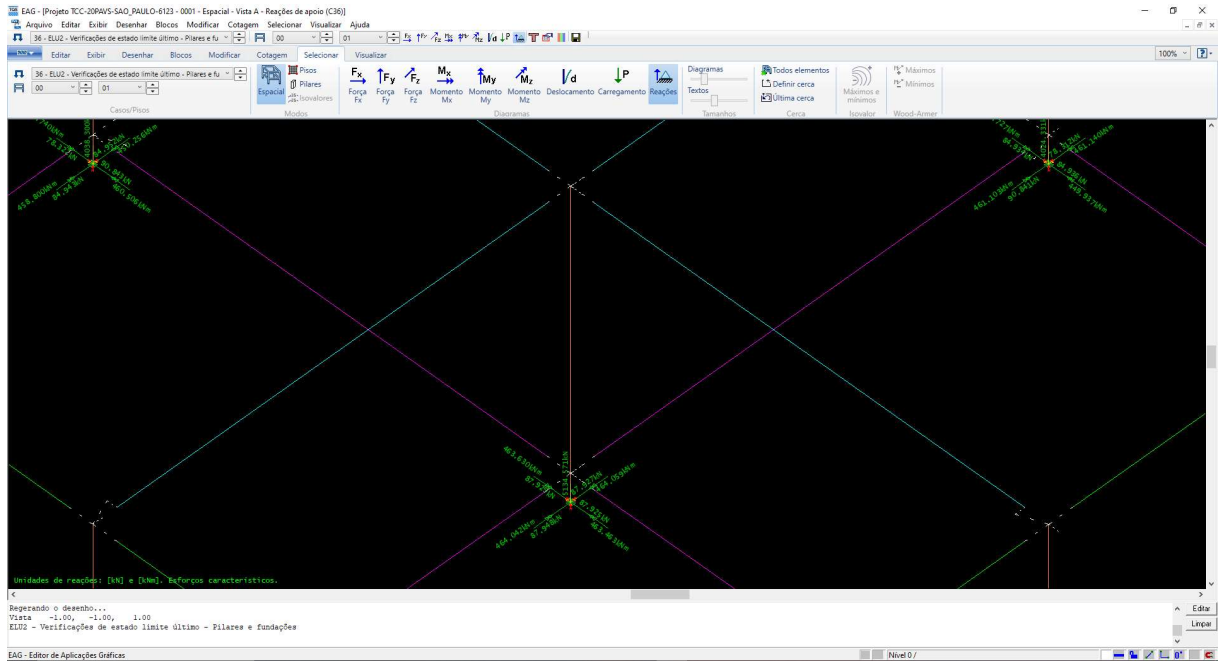
Fonte: O autor (2022).

Figura 63: Pórtico espacial do modelo TO-20.



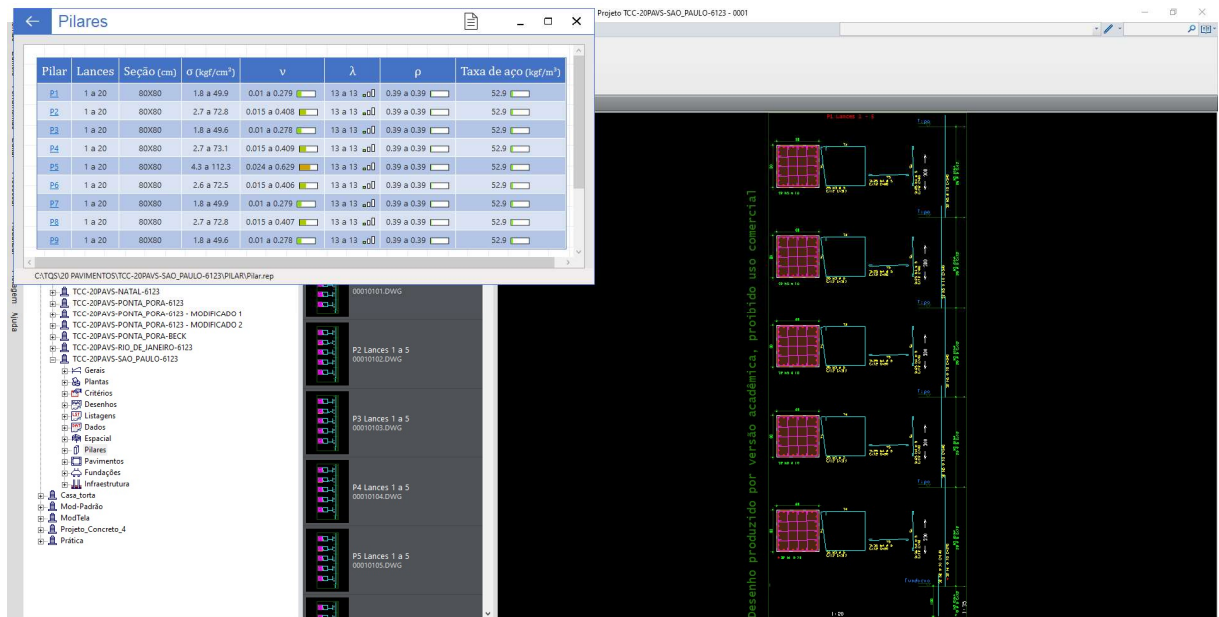
Fonte: O autor (2022).

Figura 64: Reações obtidas na base do pilar P5 para TO-20.



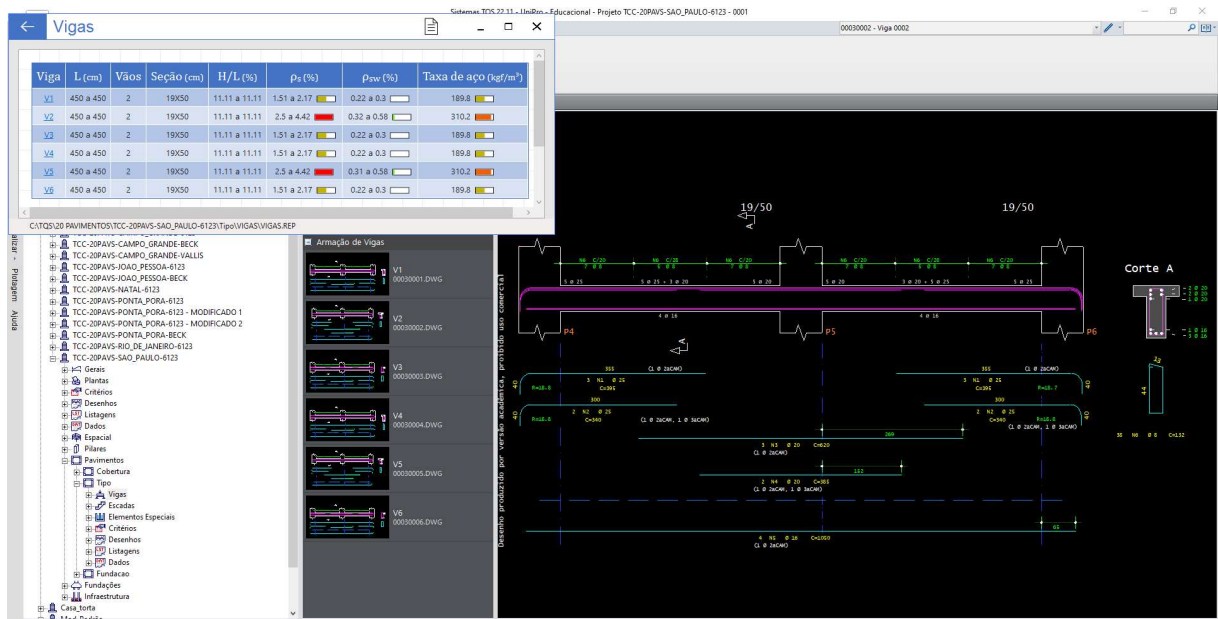
Fonte: O autor (2022).

Figura 65: Relatório de dimensionamento de pilares para TO-20.



Fonte: O autor (2022).

Figura 66: Relatório de dimensionamento de vigas para TO-20.



Fonte: O autor (2022).

Figura 67: γ_z e deslocamentos horizontais para TO-20.



Fonte: O autor (2022).

Apêndice G – Resultados e variações para 20 pavimentos

Tabela 28: Momento fletor no pilar P5 e suas variações com a referência para TO-20.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (kN.m)
	Momento fletor (kN.m)	Momento fletor (kN.m)	Variação	Momento fletor (kN.m)	Variação	
Boa Vista	355,263	227,355	-36,00%	260,933	-26,55%	401,41
Campinas	587,256	440,997	-24,91%	418,57	-28,72%	
Campo Grande	561,581	487,471	-13,20%	396,95	-29,32%	
João Pessoa	260,933	375,821	+44,03%	260,933	0,00%	
Natal	260,933	375,821	+44,03%	260,933	0,00%	
Ponta Porã - ori.	696,322	511,499	-26,54%	418,57	-39,89%	
Ponta Porã - mod.1	632,791	-	-	-	-	
Ponta Porã - mod.2	499,875	-	-	-	-	
Rio de Janeiro	335,219	440,997	+31,55%	375,821	+12,11%	
São Paulo	464,059	440,997	-4,97%	418,57	-9,80%	

Fonte: O autor (2022).

Tabela 29: Taxa de armadura da viga V2 e suas variações com a referência para TO-20.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (kg/m ³)
	Taxa de armadura (kg/m ³)	Taxa de armadura (kg/m ³)	Variação	Taxa de armadura (kg/m ³)	Variação	
Boa Vista	261,3	156,9	-39,95%	183,6	-29,74%	264,21
Campinas	386	248	-35,75%	265,1	-31,32%	
Campo Grande	342,9	322	-6,10%	246,5	-28,11%	
João Pessoa	183,6	261,1	+42,21%	183,6	0,00%	
Natal	183,6	261,1	+42,21%	183,6	0,00%	
Ponta Porã - ori.	472,7	340,6	-27,95%	265,1	-43,92%	
Ponta Porã - mod.1	340,6	-	-	-	-	
Ponta Porã - mod.2	438,1	-	-	-	-	
Rio de Janeiro	261,3	248	-5,09%	261,1	-0,08%	
São Paulo	310,2	248	-20,05%	265,1	-14,54%	

Fonte: O autor (2022).

Tabela 30: Deslocamento no topo do edifício e suas variações com a referência para TO-20.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (cm)
	Deslocamento (cm)	Deslocamento (cm)	Variação	Deslocamento (cm)	Variação	
Boa Vista	1,29	0,83	-35,66%	0,95	-26,36%	1,35
Campinas	2,14	1,61	-24,77%	1,52	-28,97%	
Campo Grande	2,04	1,77	-13,24%	1,45	-28,92%	
João Pessoa	0,95	1,37	+44,21%	0,95	0,00%	
Natal	0,95	1,37	+44,21%	0,95	0,00%	
Ponta Porã - ori.	2,54	1,86	-26,77%	1,52	-40,16%	
Ponta Porã - mod.1	2,15	-	-	-	-	
Ponta Porã - mod.2	2,68	-	-	-	-	
Rio de Janeiro	1,22	1,61	+31,97%	0,12	-90,16%	
São Paulo	1,69	1,61	-4,73%	0,12	-92,90%	

Fonte: O autor (2022).

Tabela 31: Deslocamento entre pavimentos e suas variações com a referência para TO-20.

Cidade	MI-6123	MI-BC		MI-VALLIS		Média (cm)
	Deslocamento (cm)	Deslocamento (cm)	Variação	Deslocamento (cm)	Variação	
Boa Vista	0,09	0,06	-33,33%	0,07	-22,22%	0,11
Campinas	0,16	0,12	-25,00%	0,11	-31,25%	
Campo Grande	0,15	0,13	-13,33%	0,11	-26,67%	
João Pessoa	0,07	0,1	+42,86%	0,07	0,00%	
Natal	0,07	0,1	+42,86%	0,07	0,00%	
Ponta Porã - ori.	0,19	0,14	-26,32%	0,11	-42,11%	
Ponta Porã - mod.1	0,15	-	-	-	-	
Ponta Porã - mod.2	0,19	-	-	-	-	
Rio de Janeiro	0,09	0,12	+33,33%	0,10	+11,11%	
São Paulo	0,12	0,12	0,00%	0,11	-8,33%	

Fonte: O autor (2022).

Apêndice H – Relação entre os resultados obtidos e o valor de referência para todos os modelos.

Tabela 32: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-04 – MI-6123 x MI-BC.

Cidade	Velocidade do vento (m/s)	Momento fletor máximo na base do pilar P5 (kN.m)	Deslocamento no topo (cm)	Deslocamento entre pavimentos (cm)	Taxa de armadura da viga V2 (kg/m ³)
Boa Vista	0,80	0,64	0,64	0,63	0,99
Campinas	0,87	0,75	0,76	0,71	1,00
Campo Grande	0,93	0,87	0,87	0,85	1,00
João Pessoa	1,20	1,44	1,44	1,50	1,01
Natal	1,20	1,44	1,44	1,50	1,01
Ponta Porã	0,86	0,73	0,73	0,75	0,92
Rio de Janeiro	1,15	1,31	1,29	1,25	1,13
São Paulo	0,98	0,95	0,94	0,91	0,99

Fonte: O autor (2022).

Tabela 33: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-04 – MI-6123 x MI-VALLIS.

Cidade	Velocidade do vento (m/s)	Momento fletor máximo na base do pilar P5 (kN.m)	Deslocamento no topo (cm)	Deslocamento entre pavimentos (cm)	Taxa de armadura da viga V2 (kg/m ³)
Boa Vista	0,86	0,76	0,72	0,75	0,99
Campinas	0,84	0,71	0,71	0,71	1,00
Campo Grande	0,84	0,71	0,72	0,69	1,00
João Pessoa	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Natal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ponta Porã	0,78	0,60	0,59	0,63	0,91
Rio de Janeiro	1,06	1,12	1,08	1,13	1,01
São Paulo	0,95	0,90	0,88	0,91	0,99

Fonte: O autor (2022).

Tabela 34: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-10 – MI-6123 x MI-BC.

Cidade	Velocidade do vento (m/s)	Momento fletor máximo na base do pilar P5 (kN.m)	Deslocamento no topo (cm)	Deslocamento entre pavimentos (cm)	Taxa de armadura da viga V2 (kg/m ³)
Boa Vista	0,80	0,68	0,68	0,67	0,69
Campinas	0,87	0,75	0,75	0,71	0,91
Campo Grande	0,93	0,87	0,87	0,85	0,92
João Pessoa	1,20	1,44	1,42	1,44	1,45
Natal	1,20	1,44	1,42	1,44	1,45
Ponta Porã	0,86	0,72	0,79	0,78	0,56
Rio de Janeiro	1,15	1,32	1,32	1,25	1,54
São Paulo	0,98	0,95	0,95	0,94	1,00

Fonte: O autor (2022).

Tabela 35: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-10 – MI-6123 x MI-VALLIS.

Cidade	Velocidade do vento (m/s)	Momento fletor máximo na base do pilar P5 (kN.m)	Deslocamento no topo (cm)	Deslocamento entre pavimentos (cm)	Taxa de armadura da viga V2 (kg/m ³)
Boa Vista	0,86	0,78	0,79	0,75	0,69
Campinas	0,84	0,71	0,71	0,71	0,85
Campo Grande	0,84	0,71	0,71	0,70	0,85
João Pessoa	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Natal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ponta Porã	0,78	0,59	0,64	0,65	0,52
Rio de Janeiro	1,06	1,12	1,12	1,08	1,03
São Paulo	0,95	0,90	0,90	0,94	0,94

Fonte: O autor (2022).

Tabela 36: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-20 – MI-6123 x MI-BC.

Cidade	Velocidade do vento (m/s)	Momento fletor máximo na base do pilar P5 (kN.m)	Deslocamento no topo (cm)	Deslocamento entre pavimentos (cm)	Taxa de armadura da viga V2 (kg/m ³)
Boa Vista	0,80	0,64	0,64	0,67	0,60
Campinas	0,87	0,75	0,75	0,75	0,64
Campo Grande	0,93	0,87	0,87	0,87	0,94
João Pessoa	1,20	1,44	1,44	1,43	1,42
Natal	1,20	1,44	1,44	1,43	1,42
Ponta Porã	0,86	0,73	0,73	0,74	0,72
Rio de Janeiro	1,15	1,32	1,32	1,33	0,95
São Paulo	0,98	0,95	0,95	1,00	0,80

Fonte: O autor (2022).

Tabela 37: Relação entre os principais parâmetros estudados – TO-20 – MI-6123 x MI-VALLIS.

Cidade	Velocidade do vento (m/s)	Momento fletor máximo na base do pilar P5 (kN.m)	Deslocamento no topo (cm)	Deslocamento entre pavimentos (cm)	Taxa de armadura da viga V2 (kg/m ³)
Boa Vista	0,86	0,73	0,74	0,78	0,70
Campinas	0,84	0,71	0,71	0,69	0,69
Campo Grande	0,84	0,71	0,71	0,73	0,72
João Pessoa	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Natal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ponta Porã	0,78	0,60	0,60	0,58	0,56
Rio de Janeiro	1,06	1,12	1,12	1,11	1,00
São Paulo	0,95	0,90	0,90	0,92	0,85

Fonte: O autor (2022).