

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

VITÓRIA DA CUNHA PICCOLI

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO SISTEMA DE
OUTRIGGER NO PROJETO DE EDIFÍCIOS ALTOS
EM CONCRETO ARMADO NO BRASIL**

SÃO CARLOS -SP
2023

VITÓRIA DA CUNHA PICCOLI

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO SISTEMA DE *OUTRIGGER* NO PROJETO DE EDIFÍCIOS
ALTOS EM CONCRETO ARMADO NO BRASIL**

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^o Dr^o Fernando Menezes de Almeida Filho.

São Carlos - SP
2023

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a todas as mulheres engenheiras que, ao longo da história, desbravaram caminhos e superaram barreiras para tornar possível a minha presença neste curso.

AGRADECIMENTO

Agradeço à Universidade Federal de São Carlos, por oferecer o curso de Engenharia Civil e pelo ensino de excelência.

Aos professores que são grandes nomes influentes na área de Engenharia Civil no Brasil, compartilhando seus conhecimentos e experiências ao longo desta jornada, em especial ao Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho e Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira por aceitarem contribuir como banca avaliadora.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho, que desempenhou um papel fundamental em minha formação acadêmica e carreira. Sua orientação, dedicação e entusiasmo pela área de estruturas foi a semente plantada que despertou meu interesse pela área.

Às políticas públicas do programa de assistência estudantil e de cotas, políticas inclusivas que toram a educação mais acessível e possibilitam que pessoas como eu tenham a oportunidade de realizar seus sonhos acadêmicos.

À empresa TQS informática, pela valiosa contribuição ao fornecimento da versão estudantil do software TQS®, utilizado amplamente ao decorrer do trabalho.

À minha mãe Maria Rita e à tia Silvia Helena, cujo apoio e sacrifício de seus próprios desejos foram essenciais para que eu pudesse estar aqui. A minha formação é um passo em direção ao futuro que elas nunca tenham imaginado. Como filha de uma mulher analfabeta e primeira pessoa com diploma na família, essa conquista também pertence a vocês.

Aos meus amigos de turma, Gabriele, Thiago e Rafaela, que estiveram ao meu lado nesta jornada, compartilhando os momentos mais difíceis, mas o apoio e companheirismo de vocês foram inestimáveis.

A todas as mulheres com quem morei na República Só Fadinhas, por tornarem a minha estadia em São Carlos mais acolhedora e prazerosa. A convivência com vocês proporcionou momentos inesquecíveis e tornou a minha vida mais fácil durante esse ciclo.

Análise da Influência do Sistema de *Outrigger* no Projeto de Edifícios Altos em Concreto Armado no Brasil

RESUMO

PICCOLI, Vitória da Cunha. **Análise da influência do sistema de *outrigger* no projeto de edifícios altos em concreto armado no Brasil.** 2023. 90 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2023.

A construção de edifícios altos vem sendo uma resposta a escassez de espaço horizontal nos grandes centros urbanos. A ação do vento é uma das principais preocupações no projeto estrutural desses edifícios, visto que gera deslocamentos significativos. Dessa forma, a escolha do sistema de contraventamento influencia diretamente na viabilidade técnica e econômica para a construção desses edifícios. Sendo assim, este trabalho versa sobre um desses sistemas, os *outriggers*. Este é constituído de paredes ou vigas de elevada rigidez, posicionados em determinados pavimentos, que ligam o núcleo ao pórtico exterior. O objetivo deste trabalho é analisar a influência deste sistema na estabilidade global de edifícios altos em concreto armado no Brasil. Para isso, avalia-se parâmetros que influenciam na estabilidade global, sendo eles: a velocidade básica do vento V_0 (30, 40 e 50 m/s); a resistência característica do concreto f_{ck} (30, 40 e 50 MPa) e a rigidez das vigas que simulam este sistema por meio da variação de suas seções (40, 60 e 80 cm). Dessa forma, a partir de uma concepção estrutural preliminar com pavimento tipo de 15x25m e 150m de altura, foram modelados 15 edifícios no software TQS® versão Pleno LVP&S v23, licença fornecida pela empresa. Assim, esse modelador foi processado e redimensionado até apresentar o parâmetro de instabilidade $\nu_z \leq 1,10$. Após esta avaliação realizou-se a inserção dos parâmetros definidos e comparou-se os resultados apresentados quanto ao momento na base do núcleo e o deslocamento total horizontal no topo do edifício. Nos modelos em que há o sistema de *outrigger*, 3 pavimentos são contraventos pelo sistema, por meio de vigas de elevada rigidez posicionados de acordo com a localização ótima dos *outriggers*. Conclui-se que a inserção do sistema apresenta redução significativa nos deslocamentos horizontais no topo da estrutura e nos esforços de momento fletor na base do núcleo rígido. Quantitativamente, essa redução apresentou taxas entre 6% e 8% para direção de menor rigidez e maior influência de vento, 90°, e entre 1% e 3% para a direção de 0°. Ademais, o sistema se desempenhou melhor para os modelos com maiores valores de velocidade básica do vento e seção da viga *outrigger* e o f_{ck} intermediário de 40 MPa.

Palavras-chave: edifícios altos; sistemas de contraventamento; *outrigger*; estabilidade global; gama-z; concreto armado.

Analysis of the Influence of the Outrigger System in the Design of Tall Reinforced Concrete Buildings in Brazil

ABSTRACT

The construction of tall buildings has emerged as a response to the scarcity of horizontal space in major urban centers. Wind action is a significant concern in the structural design of these buildings, given its generation of substantial displacements. Therefore, the choice of lateral bracing system directly influences the technical and economic feasibility of constructing such tall buildings. This study focuses on one such system, outriggers. These comprise walls or beams of high rigidity, positioned on specific floors, connecting the core to the exterior frame. The objective of this research is to analyze the influence of this system on the global stability of tall reinforced concrete buildings in Brazil.

For this purpose, parameters influencing global stability are evaluated, namely: the basic wind speed V_0 (30, 40, and 50 m/s); the characteristic concrete strength f_{ck} (30, 40, and 50 MPa); and the stiffness of beams simulating this system through variation in their sections (40, 60, and 80 cm). Using an initial structural configuration with a typical floor size of 15x25m and a height of 150m, 15 buildings were modeled in TQS® software full version LVP&S v23, provided by the company. The model was processed and resized to meet the instability parameter $\gamma_z \leq 1.10$. Following this assessment, the defined parameters were incorporated, and the results were compared in terms of the base moment of the core and the total horizontal displacement at the top of the building.

In models where the outrigger system is present, three floors are braced by the system using beams of high rigidity positioned optimally based on the location of outriggers. It is concluded that the inclusion of the outrigger system significantly reduces horizontal displacements at the top of the structure and flexural moment stresses at the base of the rigid core. Quantitatively, this reduction exhibited rates between 6% and 8% for the direction of lesser rigidity and greater wind influence (90°), and between 1% and 3% for the 0° direction. Additionally, the system performed better for models with higher values of basic wind speed, wider outrigger beam sections, and intermediate f_{ck} of 40 MPa.

Keyword: tall buildings; bracing systems; outrigger; global stability; gamma-z; reinforced concrete.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Sistema de concreto armado em função do número de pavimentos.	14
Figura 2 – Planta estrutural do Edifício Monadnock Building.	17
Figura 3 – Monadnock Building.	17
Figura 4 – Home Insurance Building.	18
Figura 5 – Woolworth Building.	18
Figura 6 – Wall Tower Building / 70 Pine.	19
Figura 7 – Empire State Building.	19
Figura 8 – John Hancock Center/ 875 North Michigan Avenue.	20
Figura 9 – Willis Tower.	20
Figura 10 – North Michigan Avenue.	20
Figura 11 – Burj Khalifa.	21
Figura 12 – Edifício A Noite.	21
Figura 13 – One Tower.	22
Figura 14 – Yachthouse by Pininfarina.	22
Figura 15 – Infinity Coast.	23
Figura 16 – Classificação quanto à altura.	24
Figura 17 – Classificação quanto à proporção.	25
Figura 18 – Classificação quanto ao uso de tecnologias relevantes para edifícios altos.	25
Figura 19 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).	28
Figura 20 – Fator topográfico S_1 (z).	29
Figura 21 – Fator S_2 .	30
Figura 22 – Valores mínimos do fator estatístico S_3 .	31
Figura 23 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.	32
Figura 24 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.	32
Figura 25 – Pórtico Rígido: esforços e deformações.	35
Figura 26 – Sistema de <i>Outrigger</i> conectado ao núcleo rígido.	37
Figura 27 – Interação entre núcleo e <i>outriggers</i> .	37
Figura 28 – Melhor localização de <i>outriggers</i> : a) um <i>outrigger</i> ; b) dois <i>outriggers</i> ; c) três <i>outriggers</i> ; d) quatro <i>outriggers</i> .	38
Figura 29 – Representação dos modelos de análise do TQS.	47
Figura 30 – Pilares paredes discretizados em malha de elementos de barras.	48
Figura 31 – Planta de Formas do Pavimento Tipo em cm.	49
Figura 32 – Vista 3D do Pavimento Tipo.	50
Figura 33 – Vista 3D edifício preliminar.	50
Figura 34 – Vista 3D do Pavimento contraventado por <i>outrigger</i> .	51
Figura 35 – Vista 3D edifício contraventado por <i>outrigger</i> .	51
Figura 36 – Identificação dos modelos.	52
Figura 37 – Ângulo de incidência de vento.	56
Figura 38 – Deslocamento horizontal total por modelo.	59
Figura 39 – Influência da V_0 no δ 0° .	60
Figura 40 – Influência da V_0 no δ 90° .	60
Figura 41 – Influência da V_0 na $\Delta\delta$ entre OT e NR.	61
Figura 42 – Influência do f_{ck} no δ 0° .	62
Figura 43 – Influência do f_{ck} no δ 90° .	62
Figura 44 – Influência do f_{ck} na $\Delta\delta$ entre OT e NR.	63

Figura 45 – Influência de b no δ .	64
Figura 46 – Influência de b na $\Delta\delta$ entre OT e NR.	64
Figura 47 – Momentos máximos na base do P10 por modelo.	65
Figura 48 – Influência da V_0 nos momentos máximos em X.	66
Figura 49 – Influência da V_0 nos momentos máximos em Y.	66
Figura 50 – Influência de V_0 na variação do momento máximo entre OT e NR.	67
Figura 51 – Influência do f_{ck} nos momentos máximos em X.	68
Figura 52 – Influência do f_{ck} nos momentos máximos em Y.	68
Figura 53 – Influência do f_{ck} na variação do momento máximo entre OT e NR.	69
Figura 54 – Influência de b nos momentos máximos em X.	70
Figura 55 – Influência de b nos momentos máximos em Y.	70
Figura 56 – Influência de b na variação do momento máximo entre OT.	71
Figura 57 – Influência de b na variação do momento máximo entre OT.	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – <i>Ranking</i> dos edifícios construídos mais altos do mundo.	23
Tabela 2 – <i>Ranking</i> dos edifícios construídos mais altos do Brasil.	24
Tabela 3 – Dimensões e detalhes das seções dos elementos estruturais.	52
Tabela 4 – Modelos elaborados para análise da influência do vento.	53
Tabela 5 – Modelos elaborados para análise da influência da rigidez do concreto.	53
Tabela 6 – Modelos elaborados para análise da influência da rigidez da seção das vigas <i>outriggers</i> .	53
Tabela 7 – Modulo de deformação.	54
Tabela 8 – Cobrimento adotados para cada elemento estrutural.	54
Tabela 9 – Cargas distribuídas por área sobre as lajes do pavimento tipo.	55
Tabela 10 – Características da ação do vento para a V_0 de 45m/s.	56
Tabela 11 – Resumo dos resultados obtidos.	58

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 JUSTIFICATIVA.....	15
1.2 OBJETIVOS.....	15
1.2.1 Objetivo Geral	15
1.2.2 Objetivos Específicos	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 HISTÓRICO DOS EDIFÍCIOS ALTOS.....	16
2.2 DEFINIÇÃO DE EDIFÍCIO ALTO	24
2.3 AÇÕES NAS ESTRUTURAS.....	26
2.4 EFEITO DO VENTO	27
2.4.1 Método da ABNT NBR 6123 (1988)	27
2.4.2 Ensaio de Túnel de Vento	33
2.5 ESTADOS LIMITES.....	33
2.5.1 Estado limite último – ELU	33
2.5.2 Estado limite de serviço – ELS	34
2.6 SISTEMAS ESTRUTURAIS	34
2.6.1 Pórtico Rígido	35
2.6.2 Pilar-Parede e Núcleo Rígido	36
2.6.3 Outrigger	36
2.7 ANÁLISE ESTRUTURAL	39
2.7.1 Modelos estruturais	39
2.7.2 Tipos de análise estrutural	41
2.7.3 Não linearidade	42
2.7.4 Deslocamentos limites	43
2.8 ESTABILIDADE GLOBAL.....	43
2.8.1 Efeitos de 1ª e 2ª ordem	44
2.8.2 Classificação da estrutura	44
2.8.3 Parâmetros de instabilidade	44
2.9 SISTEMA TQS.....	46
3 EDIFÍCIO EM ESTUDO	48
3.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	48
3.2 MODELOS PROPOSTOS	52
3.3 AÇÕES ATUANTES	55
3.3.1 Ação Vertical	55
3.3.2 Ação do Horizontal do Vento	55
3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	56
4 ANÁLISES E RESULTADOS	57

4.1 DESLOCAMENTO HORIZONTAL TOTAL	58
4.1.1 Velocidade Básica do Vento	59
4.1.2 f_{ck}	61
4.1.3 Seção da viga <i>outrigger</i>.....	63
4.2 ESFORÇOS NA BASE DO PILAR DO NÚCLEO P10	65
4.2.1 Velocidade básica do vento	65
4.2.2 f_{ck}	67
4.2.4 Seção da viga <i>outrigger</i>.....	69
CONCLUSÃO	73
REFERÊNCIAS.....	75
ANEXO A - CRITÉRIOS DE PROJETO DO TQS®	81

1 INTRODUÇÃO

Os registros de estruturas como a Torre de Babel, as Pirâmides do Egito e os templos Maias do México demonstram que o orgulho foi a principal motivação para a construção de edifícios altos ao longo da história. Os protótipos dos arranha-céus atuais representavam crenças e simbologias que raramente eram usadas como habitação humana. Atualmente tal motivação ainda é preponderante (TARANATH, 2010).

De acordo com Alves e Paixão (2016) o crescimento populacional nas grandes cidades é limitado pela escassez de espaço para as edificações horizontais. Aliado a isso, diversas tecnologias e materiais na construção civil permitiram a criação de novas técnicas que viabilizaram a construção de edifícios altos. Neste contexto, o processo de verticalização surge como uma solução à demanda por habitações e centros comerciais, construindo edifícios cada vez mais altos.

O *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* – CTBUH (2023) declara que não há uma definição exata de edifício alto. Logo, sua definição é subjetiva e considera fatores como a altura relativa a outros edifícios nas proximidades, a proporção da altura comparada às demais dimensões, relação denominada como esbeltez, e o uso de tecnologias relevantes para edifícios altos. De forma simplificada, o conselho define que um edifício a partir de 14 andares, ou 50 metros de altura, pode ser considerado como edifício alto.

No projeto estrutural de edifícios em concreto armado a estrutura está submetida a diversas ações que provocam efeitos. Sendo assim, a ABNT NBR 6118 (2014) define como estabilidade global a condição que a estrutura deve atender em resposta a esses efeitos, sendo essa avaliada por meio da análise em dois estados. O primeiro, estado limite último (ELU), está relacionado à resistência da estrutura ao colapso. O segundo, estado limite de serviço (ELS), diz respeito ao desempenho da estrutura.

Uma das preocupações mais importantes nos edifícios altos são os efeitos causados pela ação do vento. Estes, provocam deslocamentos com valores expressivos. Desta forma, o ELS passa a preponderar no projeto dessas edificações, sendo de grande necessidade a correta análise da estabilidade global na concepção desses projetos (DELALIBERA; SILVA; LACERDA; FLORÊNCIO, 2014).

Outra consideração importante na análise da estabilidade global de edifícios em concreto armado é a interação solo-estrutura. Em geral, a estrutura é analisada isoladamente considerando apoios fixos, resultando em cargas que são passadas para o engenheiro geotécnico, responsável por dimensionar a fundação. Essa abordagem gera uma discrepância entre o modelo teórico e a realizada, uma vez que, na prática, toda estrutura opera de forma integrada (ALVES; FIOROTTI; JUNIOR, 2021).

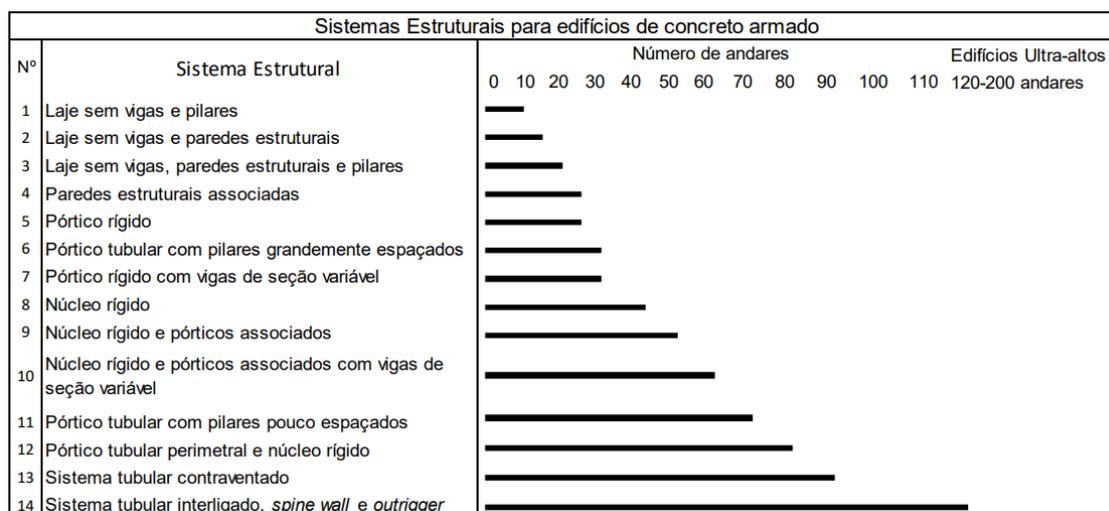
A escolha adequada do sistema de contraventamento é uma das técnicas para viabilizar a construção desses edifícios. A ABNT NBR 6118 (2014) define contraventamento como elementos de elevada rigidez que resistem às ações horizontais. Dessa forma, os principais fatores que influenciam na escolha do tipo de contraventamento são: as condições do terreno, a geometria dos elementos, as características dos materiais utilizados, o tipo de ligação dos elementos estruturais e as limitações impostas pelos esforços (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Dos sistemas de contraventamento utilizados destacam-se o pórtico rígido, pilar-parede e núcleo rígido. De acordo com Guerzoni (2020) o sistema aporticado é o mais utilizado no Brasil, nele as ações atuantes na estrutura provocam rotação nas ligações rígidas entre vigas e pilares, elementos que estão sujeitos à flexão.

A ABNT NBR 6118 (2014) define como pilar-parede o elemento estrutural composto por uma ou mais superfícies associadas em que a menor dimensão de sua seção transversal é menor do que 1/5 da maior. Quando tais paredes são associadas, forma-se o núcleo rígido, elemento com rigidez superior à rigidez de cada elemento isolado e normalmente posicionado no centro de cisalhamento da edificação (GUERZONI, 2020).

Cada sistema de contraventamento demonstra viabilidade técnica e econômica em relação a um determinado número de pavimentos. Na figura 1 Sarkisian (2012) apresenta a relação dessa viabilidade. Dessa forma, é possível identificar que o sistema aporticado (*Frame*) e a parede de concreto (*Shear Wall*) são indicados para 20 e 40 pavimentos, respectivamente.

Figura 1 – Sistema de concreto armado em função do número de pavimentos.



Fonte: (GUERZONI, 2020, traduzida de TARANATH, 2010).

Uma alternativa para vencer tais limitações é a indicação de outro sistema estrutural, denominado de *outrigger*. O CTBUH (2012) define *outrigger* como elementos horizontais de alta rigidez que conectam os pilares ao núcleo do edifício. Tais elementos são formados por vigas ou paredes estruturais e são posicionados em determinados pavimentos que normalmente possuem uso técnico. Quando os *outriggers* são posicionados no perímetro dos pavimentos, distribuindo os esforços nos pórticos externos o sistema recebe a nomenclatura de *belt-truss*.

Conforme CTBUH (2012) o sistema de *outrigger* foi utilizado em diversos edifícios construídos ao redor do mundo. Segundo Goldani (2021) o edifício Yachthouse, construído em Balneário Camboriú, é supostamente o primeiro edifício em concreto armado no Brasil contraventado pelo sistema *outrigger*. O edifício possui 280 metros de altura, correspondente a 81 pavimentos em que 2 deles são pavimentos técnicos contraventados por *outriggers*. Nesses pavimentos as seções de vigas são maiores, comparado às demais vigas, aumentando a rigidez da estrutura capaz de reduzir os deslocamentos laterais, a torção e os momentos fletores (YACHTHOUSE BY PININFANINA, 2019).

Neste contexto, este trabalho tem como intuito realizar uma análise comparativa dos sistemas de *outrigger* em edifícios altos em concreto armado, considerando o cenário brasileiro, variando determinados parâmetros que influenciam em sua estabilidade global por meio da criação de modelos que serão analisados no software TQS®.

1.1 JUSTIFICATIVA

O aumento populacional, a escassez de espaço horizontal e o surgimento de novos materiais e tecnologias na construção civil influenciam a construção de edifícios cada vez mais altos. Grandes centros comerciais como Nova Iorque e Dubai demonstram a relevância socioeconômica dessas construções.

A verticalização também promove a redução da emissão de carbono, uma das metas globais do desenvolvimento sustentável. Isso porque a concentração da atividade comercial em edifícios altos é responsável por reduzir a necessidade de deslocamentos por meio do uso de automóveis.

Na região sul do Brasil é observado a presença dos maiores edifícios da América Latina. Apesar do título, faltam regulamentações específicas no país para a análise e projeto de estruturas altas, em que os parâmetros estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2014) apresentam limites difíceis de serem atingidos nesses edifícios.

Além disso, é importante salientar que no cenário nacional há uma notável carência de estudos relacionados ao emprego do sistema de *outrigger* em concreto armado. Nesse contexto, a apresentação de parâmetros que atestem a viabilidade intrínseca desse sistema, quando contrastada com outras tecnologias, assume um papel significativo, contribuindo de maneira substancial para as iniciativas prospectivas voltadas a projetos futuros sobre essa temática.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa estão divididos em geral e específicos e são apresentados a seguir.

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é realizar o estudo da análise de estabilidade global de edifícios altos em concreto armado com sistema de *outrigger*, considerando a influência de diferentes velocidades básicas do vento e rigidez dos elementos estruturais, de acordo com as normas brasileiras atuais, por meio do *software* TQS®.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral, tem-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Respeitar as recomendações normativas da ABNT NBR 6118 (2014), norma que se encontra em revisão no desenvolvimento desta pesquisa, modelando edifícios no software TQS® (versão LVP&S v23);
- b) Comparar a influência do uso dos sistemas *outrigger* em relação ao sistema de pilar parede e núcleo rígido, mediante a variação: da velocidade básica de vento V_0 (30, 40 e 50 m/s); da resistência característica do concreto f_{ck} (30, 40 e 50 MPa); e da largura das vigas que compõem o *outrigger* (40, 60 e 80cm);
- c) Realizar a análise da estabilidade global dos modelos por meio do coeficiente γ_z , verificando o deslocamento horizontal total de topo e o momento fletor na base do núcleo-rígido.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, são exploradas a fundamentação teórica de projetos de edifícios em concreto armado e peculiaridades de edifícios altos. Dessa forma, é abordado o histórico e a definição dessas edificações. Além disso, são apresentados os tópicos comumente adotados em projetos estruturais como o efeito do vento, os sistemas estruturais, os modelos de análise estrutural e a estabilidade global.

2.1 HISTÓRICO DOS EDIFÍCIOS ALTOS

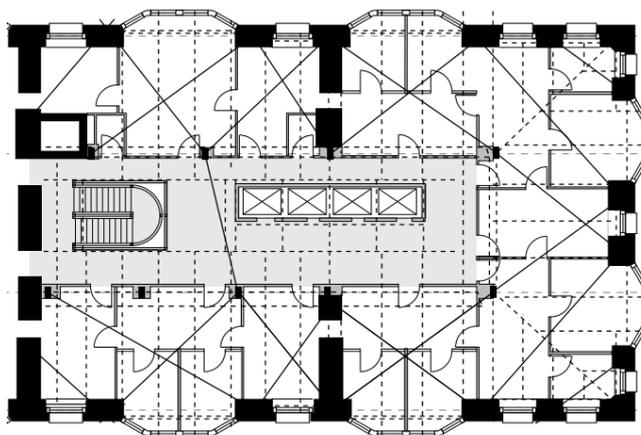
O ego e a competição ainda são fatores determinantes da altura dos edifícios. Porém, fatores socioeconômicos como o valor dos terrenos e a maior densidade populacional contribuíram para a grande construção de edifícios altos pelo mundo, substituindo sua finalidade inicial por moradias habitacionais, centros comerciais e de recreação (TARANATH, 2010).

O desenvolvimento de técnicas construtivas e materiais foram responsáveis por esses avanços. Os monumentos dos primeiros séculos eram constituídos de materiais básicos como alvenaria e madeira, apresentando limitações. Os vãos resistidos pela madeira e a seção ocupada pela alvenaria a fim de suportar as cargas, resultavam em uma porcentagem de área útil que inviabilizava a construção desses edifícios altos (TARANATH, 2010).

Porém, em 1891 a alvenaria atingiu seu apogeu com a construção do Monadnock Building (17 andares e 64 metros de altura), em Chicago. O edifício apresentava paredes de alvenaria estrutural com 2,13 metros de espessura,

totalizando 15% da área bruta. A Figura 2 apresenta a planta estrutural do 8º pavimento, demonstrando a disposição dos tirantes de contravento e estrutura de aço e a Figura 3 exibe uma imagem da fachada do edifício.

Figura 2 – Planta estrutural do Edifício Monadnock Building.



Fonte: (LESLIE, 2013).

Figura 3 – Monadnock Building.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Em 1885 o engenheiro William LeBaron Jenney criou o arranha-céu moderno Home Insurance Building (10 andares), em Chicago, marcando a história com a incorporação da estrutura de aço, conforme exposto na Figura 4. Porém, ainda existiam limitações para a construção de edifícios maiores (TARANATH, 2010).

Figura 4 – Home Insurance Building.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Com isso, o desenvolvimento tecnológico do elevador e a construção em estrutura metálica solucionaram as limitações de altura dessas estruturas, iniciando a corrida da liderança dos edifícios altos. Nesse cenário, Chicago e Nova Iorque foram as pioneiras nesta disputa, construindo edifícios importantes como o Woolworth Building (292 metros), Wall Tower Building / 70 Pine (290 metros) e o Empire State Building (381 metros) - considerado o edifício mais alto do mundo em 1931 (TARANATH, 2010).

As Figuras 5, 6 e 7 apresentam, em sequência, os edifícios citados.

Figura 5 – Woolworth Building.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Figura 6 – Wall Tower Building / 70 Pine.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Figura 7 – Empire State Building.



Fonte: (CTBUH, 2023).

A onda dos arranha-céus enfrentou a crise do mercado financeiro de 1930, retornando com uma nova era após a Segunda Guerra Mundial devido ao aumento da população. Assim, a nova era trouxe nomes importantes como o edifício John Hancock Center/ 875 North Michigan Avenue (344 metros) e Sears Tower/Willis Tower (442 metros), em Chicago, e o One World Trade Center (412 metros), em Nova Iorque (TARANATH, 2010).

Estes edifícios são apresentados, respectivamente, nas Figuras 8, 9 e 10.

Figura 8 – John Hancock Center/ 875 North Michigan Avenue.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Figura 9 – Willis Tower.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Figura 10 – North Michigan Avenue.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Todo conhecimento apresentado por esses edifícios, somado da era digital, possibilitaram novas arquiteturas não limitadas à antiga forma prismática. Atualmente, essas inovações permitiram a construção do edifício construído mais alto do mundo, o Burj Khalifa (828 metros), em Dubai, exibido na Figura 11, ainda demonstrando o ego como principal motivação dessas construções (TARANATH, 2010).

Figura 11 – Burj Khalifa.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Em 1929, no Rio de Janeiro, situado na praça de Mauá, conclui-se a construção do primeiro arranha-céu do Brasil, o Edifício Joseph, mais conhecido como Edifício A Noite (Figura 12). O empreendimento possuía 22 andares, totalizando 102 metros de altura e tornou-se a maior construção estrutura em concreto armado da época (DERBLI, 2006).

Figura 12 – Edifício A Noite.



Fonte: (IPHAN, 2012).

No mesmo ano inaugurou-se o edifício Martinelli com 30 andares e 105 metros de altura, localizado no centro do município de São Paulo. O arranha-céu teve grande importância na história, sendo considerado o maior edifício do país e o mais alto da América durante um período (FICHER, 1994).

Atualmente, os edifícios em concreto armado mais altos do Brasil estão concentrados em Santa Catarina na cidade de Balneário Camboriú. O local comporta os três maiores edifícios construídos do país, sendo eles: o One Tower (290 metros e 70 pavimentos), Yachthouse by Pininfarina (280,3 metros e 80 pavimentos) e o Infinity Coast (234,8 metros e 66 pavimentos) (CTBUH, 2023).

Estes edifícios são exibidos nas Figuras 13, 14 e 15, respectivamente.

Figura 13 – One Tower.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Figura 14 – Yachthouse by Pininfarina.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Figura 15 – Infinity Coast.

Fonte: (CTBUH, 2023).

As Tabelas 1 e 2 apresentam o *ranking* dos edifícios construídos mais altos do mundo e do Brasil, de acordo com CTBUH (2023). Cabe destacar que a altura não considera a presença de antenas, mastros, sinalização ou outros equipamentos técnicos funcionais.

Tabela 1 – *Ranking* dos edifícios construídos mais altos do mundo.

Ranking	Nome	Cidade - País	Altura (metros)
1º	Burj Khalifa	Dubai – Emirados Árabes Unidos	828,0
2º	Shanghai Tower	Xangai - China	632,0
3º	Makkah Royal Clock Tower	Meca – Arábia Saudita	601,0
4º	Ping Na Finance Center	Shenzhen –China	599,1
5º	Lotte World Tower	Seul – Coreia do Sul	554,5
6º	One World Trade Center	Nova Iorque – Estados Unidos	541,3
7º	Guangzhou CTF Finance Centre	Guangzhou – China	530,0
8º	Tianjin CTF Finance Centre	Tianjin - China	530,0
9º	CITIC Tower	Pequim - China	527,7
10º	TAIPEI 101	Taipei – Taiwan	508,0

Fonte: adaptado de CTBUH (2023).

Tabela 2 – *Ranking* dos edifícios construídos mais altos do Brasil.

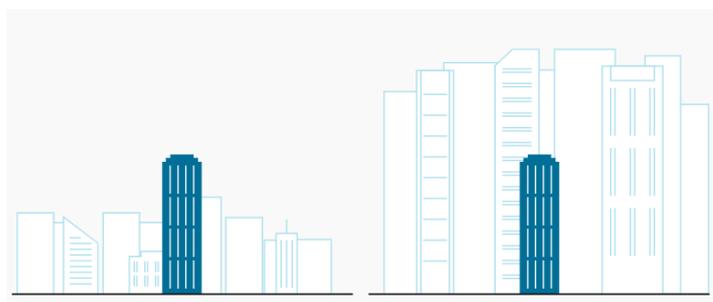
Ranking	Nome	Cidade	Altura (metros)
1º	One Tower	Balneário Camboriú	290,0
2º	Yachthouse by Pininfarina Tower 1	Balneário Camboriú	280,3
3º	Yachthouse by Pininfarina Tower 2	Balneário Camboriú	280,3
4º	Infinity Coast Tower	Balneário Camboriú	234,8
5º	Órion Business & Health Complex	Goiânia	191,5
6º	Epic Tower	Balneário Camboriú	191,2
7º	Copenhagen	Balneário Camboriú	190,0
8º	Tour Geneve	João Pessoa	182,3
9º	Kingdom Park Residence	Goiânia	180,7
10º	Millennium Palace	Balneário Camboriú	177,3

Fonte: adaptado de CTBUH (2023).

2.2 DEFINIÇÃO DE EDIFÍCIO ALTO

Não existe uma definição exata de edifício alto. Dessa forma, o CTBUH desenvolveu padrões internacionais para medir e definir edifício alto baseado em três categorias: a altura relativa ao contexto; a proporção; e o uso de tecnologias relevantes para edifícios altos (CTBUH, 2021).

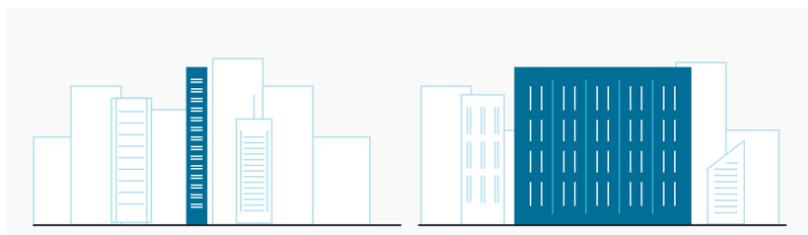
A altura relativa ao contexto demonstra que um prédio de 14 andares pode não ser considerado um edifício alto ao estar inserido em grandes cidades, como Chicago. Porém, se ele for inserido em uma pequena cidade europeia, que possui normas limitantes para altura de edificações, ele pode ser o edifício mais alto naquela região, conforme exposto na Figura 16.

Figura 16 – Classificação quanto à altura.

Fonte: (CTBUH, 2023).

Em relação a proporção, há edifícios que aparentam ser alto, porém este efeito é causado pela desproporção entre seu comprimento e altura. De maneira análoga, há edifícios com grande altura, mas com alta área de pavimento tipo, que impede a sua classificação como edifício alto. A Figura 17 represente a ilustração do exposto.

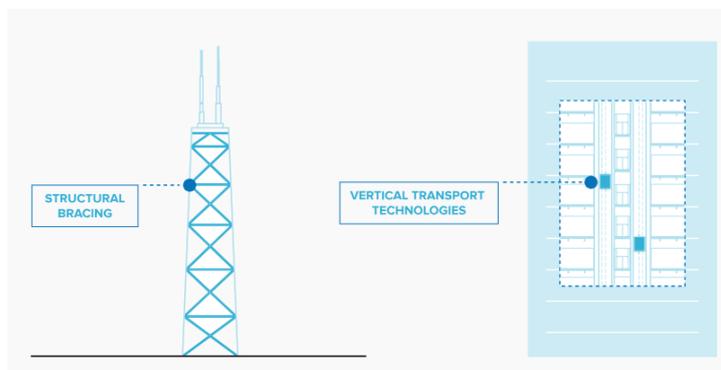
Figura 17 – Classificação quanto à proporção.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Quanto ao uso de tecnologias relevante para edifícios altos, pode-se citar técnicas de contraventamento, transporte vertical, amortecedores e quaisquer tecnologias não convencionais contidas dos projetos de instalações. A Figura 18 ilustra exemplo das tecnologias referidas.

Figura 18 – Classificação quanto ao uso de tecnologias relevantes para edifícios altos.



Fonte: (CTBUH, 2023).

Dessa forma, tais categorias impostas pelo CTBUH demonstram que o número de andares não é um bom indicador para classificação de um edifício alto. Porém, há um limite estabelecido para classificá-lo, sendo este de 14 pavimentos ou 50 metros de altura.

Para Taranath (2010) a definição de edifício alto não pode considerar apenas a altura como parâmetro medidor. O autor afirma que um edifício é classificado como

alto quando os esforços laterais são significantes. Neste contexto, a força do vento começa a dominar e o edifício apresenta grandes deslocamentos e aceleração.

Além dessas definições, o CTBUH (2021) menciona outras características importantes de edifícios altos:

- a) Funcionalidade: quando mais de 85% do edifício é destinado para uma única função, este é classificado como um edifício de uso único. Os que possuem, pelo menos, 50% do espaço ocupado por pessoas/usuários é denominado como “*Building*”, e caso essa relação seja menor, torre.
- b) Materiais empregados: podem ser de aço, concreto armado, concreto protendido, madeira, estruturas mistas e compostas.
- c) Tipo de estrutura: estruturas mistas utilizam diferentes sistemas sobrepostos, já as estruturas compostas são aquelas que utilizam dois ou mais materiais compondo a estrutura principal.

2.3 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003, p.1) as ações são “Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas”. Dessa forma, todo projeto estrutural deve analisar quais ações a estrutura está submetida, de modo a atender os critérios necessários para o projeto.

Neste projeto, as ações são comumente divididas entre permanente, variáveis e excepcionais. As ações permanentes são as que apresentam poucas variações quantitativas ao longo da vida útil da estrutura, como o peso próprio dos elementos estruturais e construtivos. Já as ações variáveis apresentam maiores variações em seus valores, como a sobrecarga de utilização. As ações excepcionais são as que tem duração extremamente curta, apresentando baixa probabilidade de ocorrer durante a vida útil, como uma explosão (ABNT NBR 8681, 2003).

Além dessa definição, as ações também podem ser classificadas em verticais, quando causada por forças gravitacionais, e horizontais, causadas principalmente pelo efeito do vento, desaprumo da edificação e sismos. Ademais, no projeto de estruturas essas ações são combinadas para diversas situações por meio de coeficientes de majoração que fornecem uma condição a favor da segurança estrutural (ABNT NBR 8681, 2003).

2.4 EFEITO DO VENTO

De acordo com Trein (2005, p.13) “o vento é o resultado do movimento de rotação da Terra (forças de Coriolis) e das massas de ar em relação a sua superfície, devido aos gradientes de pressão atmosférica oriundos de transformações termodinâmicas”. O vento é uma das principais preocupações em edifícios altos, pois seu comportamento gera efeitos significativos conforme aumenta a altura do edifício.

A força do vento atua em direção perpendicular sobre um elemento plano da edificação. Essa ação provoca uma força de arrasto que tende a empurrar o edifício (sobrepessão) na principal direção. Por outro lado, na parte oposta a essa direção há uma região de baixa pressão, gerando forças de sucção (TREIN, 2005).

Além disso, o escoamento do ar também possui comportamento diferente conforme a variação de altura de uma edificação e o ambiente em que ela está inserida. Em grandes altitudes o escoamento do ar possui pouca interrupção, caracterizado como escoamento laminar. Por outro lado, ao nível do solo a rugosidade do terreno e as edificações interagem com a massa de ar, causando atritos que interrompem o escoamento, caracterizado como escoamento turbulento (TREIN, 2005).

A maior parte das obras da construção civil estão no regime turbulento. Logo, essa turbulência, a diferença da distribuição de pressão atuando na edificação e a assimetria de sua arquitetura são fatores que geram efeito de torção. Este efeito tem grande relevância nas edificações, porém poucas normas de vento apresentam indicações para a sua determinação (BLESSMANN, 1989).

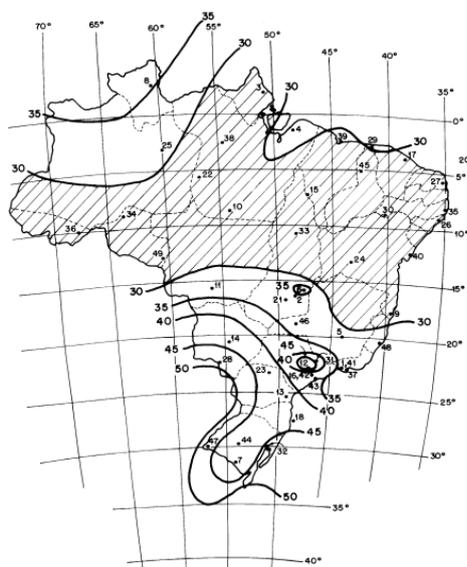
A ABNT NBR 6123 (1988) apresenta condições para o cálculo das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento. Durante o desenvolvimento desta pesquisa a norma encontra-se em revisão. Porém, vale ressaltar que a norma não se aplica a edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum. Para estes casos, há necessidade de resultados experimentais obtidos em túnel de vento.

2.4.1 Método da ABNT NBR 6123 (1988)

Um dos principais parâmetros utilizados para a determinação das forças do vento nas edificações é a velocidade básica do vento (V_0). Esta é definida pela norma como “a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”. Na Figura 19 é apresentado o

mapa das isopletas que mostra a velocidade básica do vento, em metro por segundo, para cada região do Brasil.

Figura 19 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).



Fonte: Figura 1 da ABNT NBT 6123 (1988).

2.4.1.1 Velocidade característica

A velocidade característica (V_k) é calculada de acordo com a Equação 1.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \text{ (Equação 1)}$$

Onde: V_k é a velocidade característica do vento [m/s]; V_0 é a velocidade básica do vento [m/s]; S_1 é o fator topográfico; S_2 é o fator de importância da estrutura, que depende da: rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno; e S_3 é o fator estatístico.

2.4.1.2 Fator topográfico S_1

O fator S_1 depende apenas das características do relevo do terreno ao redor da edificação. Sendo assim, seu valor para:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros, em que se admite um fluxo de ar bidimensional com o sentido apresentado na Figura 20:
 - No ponto A em morros e nos pontos A e C em taludes: $S_1 = 1,0$;

- No ponto B está relacionado com a inclinação do talude:

$$\theta \leq 3^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0$$

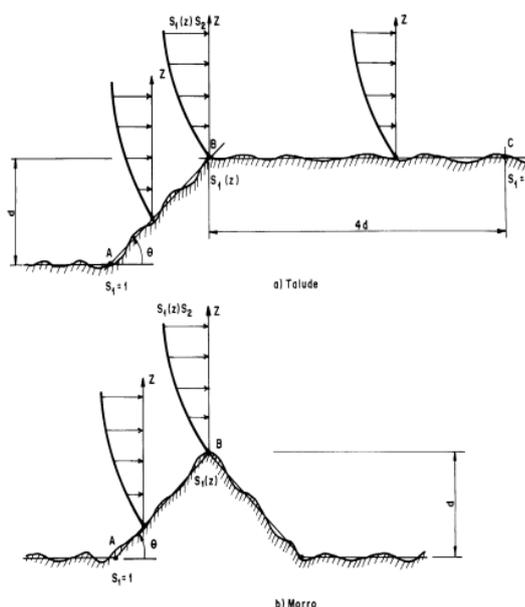
$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \rightarrow S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,0$$

$$\theta \geq 45^\circ \rightarrow S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1,0$$

Onde: z é a altura em relação a superfície; d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro; e θ é a inclinação média do talude ou morro.

- vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Figura 20 – Fator topográfico $S_1(z)$.



Fonte: Figura 2 da ABNT NBT 6123 (1988).

2.4.1.2 Fator S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade média do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura sobre o terreno e das dimensões da edificação.

A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

As dimensões da edificação são classificadas em três classes:

- 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.

Sendo assim, é possível adotar o valor do fator S_2 de acordo com a Figura 21.

A Figura 21 apresenta os valores adotadas de acordo com a variação desses parâmetros.

Figura 21 – Fator S_2 .

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: Tabela 2 da ABNT NBT 6123 (1988).

2.4.1.2 Fator estatístico S_3

O fator S_3 considera conceitos probabilísticos, o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Seus valores mínimos podem ser adotados de acordo com a Figura 22.

Figura 22 – Valores mínimos do fator estatístico S_3 .

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

Fonte: Tabela 3 da ABNT NBT 6123 (1988).

2.4.1.2 Pressão dinâmica do vento

A pressão dinâmica do vento (q) pode ser calculada de acordo com a velocidade característica do vento, indicada na Equação 2.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (Equação 2)}$$

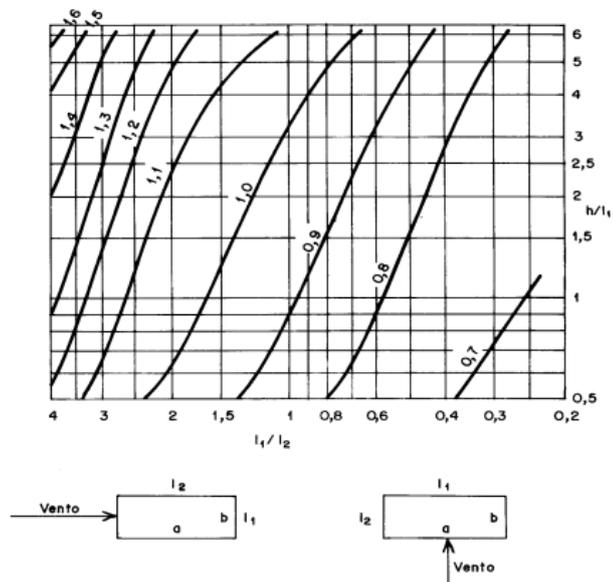
2.4.1.2 Força estática

A força estática sobre uma face da edificação é calculada pela diferença de pressão interna e externa, de acordo com a Equação 3.

$$F = C_r \cdot q \cdot A \text{ (Equação 3)}$$

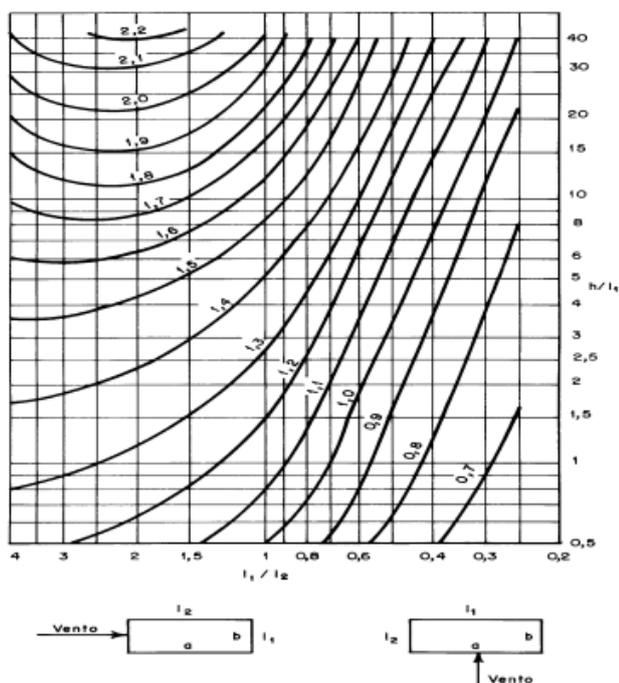
Onde A é a área de atuação da força na face considerada e C_r é o coeficiente de força, que depende do regime de vento, da forma do edifício e da incidência do vento, podendo ser determinado para edificações paralelepípedicas por ábacos, de acordo com as Figuras 23 e 24. Para demais edificações há descrição na norma de como realizar o cálculo.

Figura 23 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.



Fonte: Figura 5 da ABNT NBR 6123 (1988).

Figura 24 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: Figura 4 da ABNT NBR 6123 (1988).

2.4.2 Ensaio de Túnel de Vento

O ensaio em túnel de vento é a técnica mais eficaz para determinar os efeitos da carga do vento sobre a estrutura. Neste ensaio, tem-se a simulação do comportamento do edifício por meio da modelagem de um protótipo equivalente da edificação, respeitando sua escala e as características do seu entorno. Assim, este modelo é exposto às condições mecânicas que simulam os efeitos do vento, resultando em respostas que são utilizadas para o dimensionamento da estrutura (SOUZA; ROCHA; WITTEWER; OLIVEIRA, 2020).

O CTBUH (2013) define condições para a necessidade de túnel de vento:

- a) edifícios com mais de 120 metros de altura;
- b) edifício com altura total maior do que quatro vezes a largura média menor dos andares da metade superior da altura do edifício;
- c) edifícios em que o período natural, tempo em que a estrutura leva para atingir outra posição, seja maior que 4 segundos.

Dessa forma, a ABNT NBR 6123 (1988) assume os resultados experimentais obtidos em túnel de vento como substituição dos coeficientes e parâmetros que ela apresenta para determinar os esforços do vento.

2.5 ESTADOS LIMITES

De acordo com Carvalho e Filho (2004, p. 41) “o cálculo, ou dimensionamento, de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que está submetida durante sua execução e utilização”.

Dessa forma, para realizar este cálculo há dois conjuntos de métodos. Os métodos clássicos calculam as tensões admissíveis pela estrutura. Já os métodos de cálculo na ruptura verificam se as solicitações geradas pelos carregamentos são menores do que as solicitações últimas e de serviço (CARVALHO; FILHO, 2004).

2.5.1 Estado limite último – ELU

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 4) o ELU é o “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”. Nele é verificado a:

- a) perda do equilíbrio da estrutura;
- b) resistência aos esforços solicitados;

- c) resistência aos efeitos de segunda ordem;
- d) solicitações dinâmicas;
- e) colapso progressivo;
- f) exposição ao fogo;
- g) ações sísmicas; e
- h) outros casos especiais da edificação que comprometam sua segurança.

2.5.2 Estado limite de serviço – ELS

O ELS, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 55), “são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas”.

Para isso, verifica-se os seguintes estados-limites de serviço: formação de fissuras; abertura de fissuras; deformação excessiva; descompressão, descompressão parcial e compressão excessiva; vibração excessiva; e casos especiais.

Ademais, as ações para verificação do ELS podem ser combinadas de três maneiras relacionadas ao tempo de permanência na estrutura:

- a) combinação quase permanentes: atuam durante mais da metade de seu período de vida;
- b) combinações frequentes: se repetem, durante o período de vida da estrutura, em torno de 10^5 vezes em 50 anos ou que tenha duração total da ordem de 5% desse período; e
- c) combinações raras: podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

2.6 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Há diversos sistemas de contraventamento em concreto armado. Para Sarkisian (2012) os principais fatores que devem ser pensados na escolha de um sistema ideal são: a segurança, o conforto do usuário, a economia, os materiais de construção disponíveis, o tempo, a experiência dos contratados e o uso da edificação.

Além desses fatores, existe uma limitação em número de andares que viabiliza o uso de um determinado sistema estrutural. Sendo assim, a seguir tem-se os

principais sistemas utilizados nos edifícios em concreto armado e suas limitações.

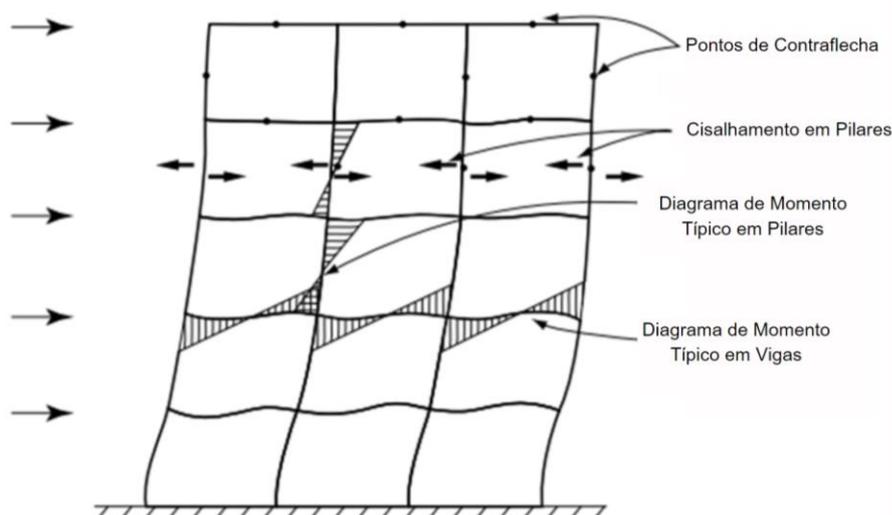
2.6.1 Pórtico Rígido

A estrutura formada por pórtico rígido é composta por associação de pilares e vigas unidas por uma conexão rígida. Sua principal vantagem é permitir a liberdade do planejamento de uso do espaço, visto que seus elementos são, na maioria das vezes, retangulares (SMITH; COULL, 1991).

A rigidez deste sistema de contraventamento está associada ao tipo de ligação, as dimensões e aos materiais desses elementos. Assim, esses fatores contribuem para que o edifício resista aos esforços de flexão e a rigidez axial. Nesse processo, os pilares recebem grande parte das ações horizontais resistindo a cortante e, junto com as vigas, também resistem a flexão. Já a laje apresenta comportamento de diafragma rígido unido todos os pilares e repassando os esforços sem apresentar grandes deformações (TARANATH, 2010).

A Figura 25 demonstra como os esforços são resistidos pelo sistema. Neste, as vigas fletem resistindo aos esforços que são aplicados aos nós, por meio dos pilares.

Figura 25 – Pórtico Rígido: esforços e deformações.



Fonte: traduzido de Taranath (2010).

Este sistema é economicamente viável até 25 pavimentos, acima disso, a resistência aos esforços laterais exige seções elevadas que inviabilizam financeiramente sua construção (SMITH; COULL, 1991).

2.6.2 Pilar-Parede e Núcleo Rígido

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) pilar-parede são elementos verticais de alta rigidez em que uma das dimensões do elemento é cinco vezes maior do que a menor dimensão dele. Estes elementos apresentam ótimo desempenho na resistência aos esforços laterais, logo apresentam uma maior rigidez comparado ao Pórtico Rígido e são economicamente viáveis para edifícios de até 35 pavimentos (SMITH; COULL, 1991).

Por apresentarem grandes dimensões, uma desvantagem deste sistema é a restrição da arquitetura quanto à disposição de seus elementos. Dessa forma, esses elementos normalmente são localizados em áreas de circulação ao redor do elevador, escadas ou *shatts* e apresentam vantagens relacionadas ao isolamento acústico e resistência ao fogo (SMITH; COULL, 1991).

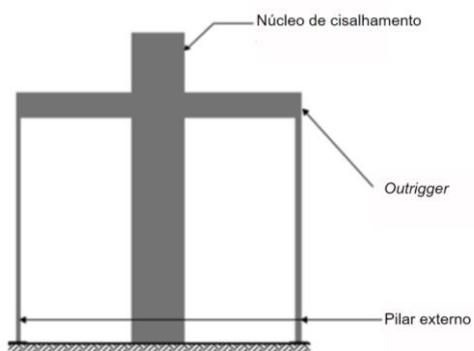
Quando há associação de mais de um pilar-parede é formado o núcleo rígido, apresentando rigidez superior à de seus elementos isolados. Estudos de Bernardi, Campos Filho e Pacheco (2010) demonstram que o uso do sistema associado comparado ao isolado contribuiu para diminuição de 17% a 21% dos deslocamentos, em que os núcleos absorveram, em média, 9,6% a mais das cargas de vento na fundação. Também se concluiu que houve diminuição dos parâmetros de instabilidade global.

A distribuição desses elementos em planta pode ser variada. Sendo assim, há disposição em formatos aberto como em H, L, X ou T e em formato fechado retangular ou quadrado (ELLWANGER, 2002). Logo, esse é um dos sistemas mais utilizado nos edifícios de altura mediana, pois ao ser combinado com pórtico rígido ele apresenta viabilidade de até 50 pavimentos ou mais (TARANATH, 2010).

2.6.3 Outrigger

O sistema de *outrigger* em edifícios de concreto armado consiste na associação do núcleo rígido aos pilares externos por meio de elementos horizontais de elevada rigidez, conforme o visualizado na Figura 26. Estes elementos podem ser vigas ou pilares-parede com seções maiores posicionados em determinados pavimentos, que normalmente possuem uso técnico. Quando estes encontram-se ao logo do perímetro do edifício, conectando as colunas externas, são classificados como *belt-truss* (CTBUH, 2012).

Figura 26 – Sistema de *Outrigger* conectado ao núcleo rígido.



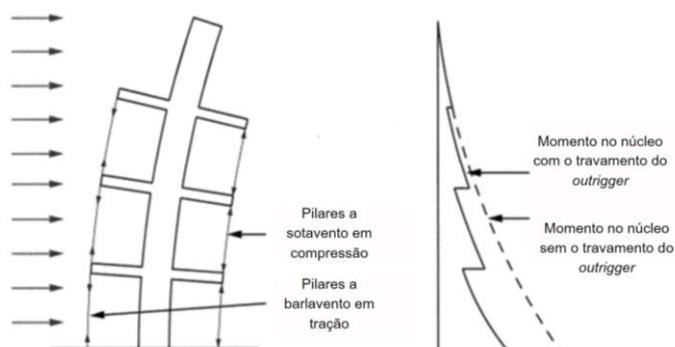
Fonte: traduzido de Taranath (2010).

Ali e Moon (2018) destacam que uma das vantagens desse sistema é a possibilidade do uso de diferentes materiais. Dessa forma, o elemento pode ser constituído de concreto, aço ou vigas que diminuem o encurtamento diferencial dos pilares e o seu espaçamento externo, possibilitando uma maior liberdade arquitetônica pela concepção estrutural (ALI; MOON, 2011).

Além disso, o sistema também apresenta vantagens relacionadas ao gasto com materiais. Como os pórticos são constituídos por vigas e pilares com conexões simples, não há um grande gasto envolvido na formação dessa estrutura (ALI; MOON, 2018).

Outro benefício deste sistema é a redução das deformações, do momento de tombamento e os deslocamentos laterais. Quando o edifício recebe os esforços laterais, a rotação do núcleo é restringida pelo sistema estrutural por meio dos esforços de tração dos elementos da face que recebe os esforços e compressão na face oposta aos esforços, conforme exposto na Figura 27 (SMITH; COULL, 1991).

Figura 27 – Interação entre núcleo e *outriggers*.

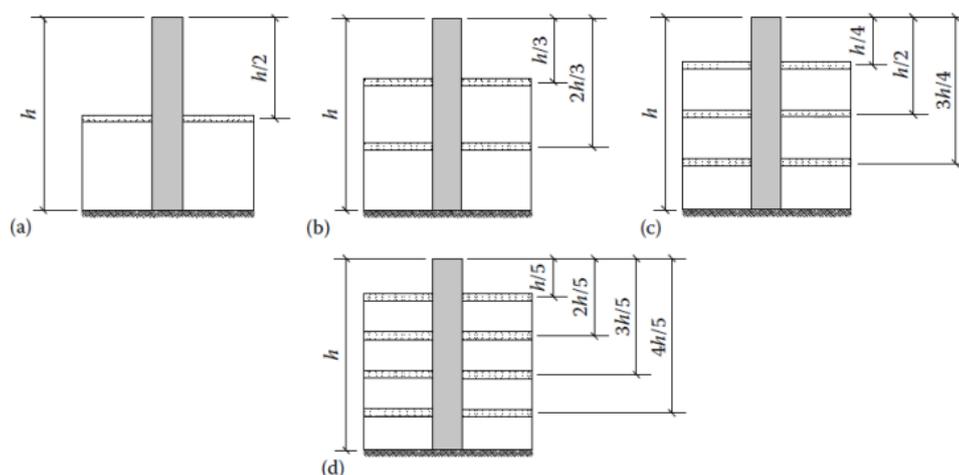


Fonte: traduzido de Taranath (2010).

Taranath (2010) realizou um estudo apresentando o posicionamento ótimo dos *outriggers*. Essa localização depende da resposta aos carregamentos laterais quanto à rigidez e rotação que estes elementos apresentam. Como conclusão, quanto mais próximo o *outrigger* estiver da base do edifício, maior a sua rigidez. Por outro lado, o balanço é maior no topo do elemento e menor na base.

Dessa forma, o autor expõe as posições ideais para instalação dos *outriggers*. Está, corresponde a distribuição do número de pavimentos contraventados pelo sistema em partes iguais, de acordo com a Figura 28.

Figura 28 – Melhor localização de *outriggers*: a) um *outrigger*; b) dois *outriggers*; c) três *outriggers*; d) quatro *outriggers*.



Fonte: (TARANATH, 2010).

Para chegar na análise anterior, Taranath (2010) indicou que a ação benéfica do *outrigger* é influenciada por duas características distintas: a rigidez da mola equivalente e a magnitude da rotação da viga na localização da mola devido às cargas laterais.

A rigidez da mola, que é função do comprimento do pilar abaixo da localização do *outrigger*, varia inversamente com a distância do *outrigger* em relação à base. Ou seja, a rigidez é mínima quando o *outrigger* está localizado no topo e máxima quando está na base. Por outro lado, a rotação da viga livre submetida a uma carga horizontal uniformemente distribuída varia de forma parabólica, atingindo o valor máximo no topo e zero na base (TARANATH, 2010).

Portanto, do ponto de vista da rigidez, é desejável colocar o *outrigger* na base, enquanto da perspectiva da sua rotação, o inverso é verdadeiro. Logo, a localização ótima está em algum ponto intermediário.

Um *outrigger* colocado no topo, atuando como uma laje ou parede superior, é cerca de 50% menos eficiente do que aquele colocado na altura intermediária. No entanto, em muitas situações práticas, pode ser mais aceitável posicionar o *outrigger* no topo do edifício. Sendo assim, embora não seja tão eficiente quanto quando posicionado na altura intermediária, os benefícios do elemento na posição superior são ainda bastante impressionantes, resultando em uma redução de até 50% no deslocamento do edifício (TARANATH, 2010).

Dessa forma, o sistema estrutural composto por *outriggers* é considerado um dos mais efetivos para o aumento da rigidez lateral e estabilidade global (WIU; LIU, 2003). De acordo com Zhou; Lou; Li (2018)¹ *apud* Taranath (2016) e Kian (2004), o uso desse sistema aumenta a rigidez lateral em aproximadamente 30% e reduzem os deslocamentos em uma proporção de 25% a 32%.

2.7 ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2004):

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de verificações dos estados-limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

Sendo assim, para realizar a análise estrutural é necessário determinar o modelo e a análise mais adequada que representem o comportamento das ações atuantes, o material adotado e a complexidade da estrutura.

2.7.1 Modelos estruturais

Na análise estrutural é simulado as respostas dos elementos estruturais quando submetido as solicitações de ações. Sendo assim, o modelo estrutural é a representação da composição de um ou mais elemento estrutural, como vigas, lajes e pilares, contemplando os esforços em que a estrutura está submetida (FONES, 2005).

¹ ZHOU, K.; LUO, X. W.; LI, Q. S. *Decision framework for optimal installation of outriggers in tall buildings*. Automation in Construction, v. 93, n. November 2017, p. 200– 213, 2018.

O avanço das tecnologias e ferramentas computacionais permitiram que diversos modelos fossem desenvolvidos, simulando os efeitos da estrutura cada vez mais próximo da realidade. Dessa forma, pode-se escolher um ou mais modelos de análise para uma mesma edificação.

2.7.1.1 Viga continua

O modelo de viga calcula as vigas de forma isolada dos demais elementos estruturais. Sua representação baseia-se em barras com ponto de apoios e aplicação dos esforços no plano do seu eixo de simetria. Assim, como principais esforços tem-se o momento fletor e os esforços cortantes. Os esforços normais normalmente desprezados (FONES, 2005).

Uma das limitações desse modelo é a ligação entre as vigas e pilares. Nele, há consideração da ligação simplesmente apoiada, que não representa o comportamento real das estruturas. Além disso, os esforços de torção atuam num plano perpendicular ao da viga, necessitando de outro modelo para sua representação.

Dessa forma, devido às limitações desse modelo a ABNT NBR 6118 (2004) permite seu uso desde que acompanhe correções estabelecidas no item 14.6.6.1 da norma. Logo, seu uso é recomendado para edifícios usuais e poucos pavimentados.

2.7.1.2 Modelos de grelha

De acordo com Fontes (2005 p. 15) “as grelhas são estruturas planas formadas por barras, e que recebem carregamento perpendicular ao seu plano”. Este modelo consciente em admitir que o elemento (viga, laje ou todo pavimento) é formado por várias barras que estão unidas por nós onde atuam os esforços verticais, gerando força cortante e momento.

Uma das limitações deste modelo é não considerar os esforços horizontais. Dessa forma, sua aplicação se restringe a análise mais precisas do pavimento como um todo, sendo necessário aplicar os resultados desta análise em outros modelos que consideram ambas as ações.

2.7.1.3 Pórtico plano

O modelo de pórtico plano apresenta a estrutura em duas dimensões no plano, sendo uma delas a altura do edifício. Dessa forma, é possível analisar todos os

pavimentos compostos por vigas, pilares e tirantes unidos por nós. A união desses nós pode ser por ligações rígidas, semirrígidas ou flexíveis (FONES, 2005).

As respostas analisadas neste modelo são os esforços normais, cortante e momento fletor. Nos pórticos planos não há participação da laje, porém ela atua como diafragma rígido distribuindo igualmente as deformações de um mesmo pavimento. Assim, o modelo de cálculo associa os pórticos por meio de barras articuladas nas extremidades que simulam os efeitos das lajes.

Esse modelo é mais vantajoso comparado ao de vigas contínuas por considerar a transmissão de esforços entre os elementos que formam o pórtico. Porém, uma de suas limitações é não analisar os efeitos de torção. Logo, ele se restringe a edifícios simétricos em geometria e carregamento (FONES, 2005).

2.7.1.4 Pórtico tridimensional

O modelo de pórtico tridimensional representa a estrutura em três dimensões. Dessa forma, além dos esforços normais, cortante e momento fletor ele também consegue determinar a torção para todos os elementos. Assim como os pórticos planos, a ligação entre os seus elementos pode ser rígida, semirrígida ou flexível, porém, apresentam 6 graus de liberdade (translação nos três eixos principais e rotação nos mesmos) (FONES, 2005).

Ainda para o autor, o modelo espacial é o mais adequado para análise estrutural. Isso porque nele é possível aplicar esforços verticais e horizontais em todas as direções. Além disso, pelo grande grau de liberdade entre as ligações de seus elementos a determinação de momentos de torção permite que sejam analisados edifícios de formas distintas sem simetria.

A não consideração das lajes é uma restrição desse sistema. Sendo assim, ele comumente é associado com o modelo de grelha a fim de obter resultados mais próximos do comportamento real da estrutura.

2.7.2 Tipos de análise estrutural

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2004) é indicado que o engenheiro escolha ao menos um dos cinco tipos de análise estrutural:

- a) análise linear: assume que os materiais apresentam comportamento elástico-linear, em que a deformação dos elementos é proporcional à

intensidade das ações externas até um limite de força. Seus resultados são empregados na verificação do ELS;

- b) análise linear com redistribuição: assume a redistribuição dos esforços determinados na análise linear por meio de combinações de carregamento para o ELU;
- c) análise plástica: assume que os materiais apresentam comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito, considerando as não linearidades que eles apresentam;
- d) análise não-linear: considera o comportamento não linear dos materiais. Ou seja, a resposta é desproporcional à medida que o carregamento é aplicado;
- e
- e) análise através de modelos físicos: determina o comportamento estrutural por meio de ensaios com modelos físicos de concreto.

2.7.3 Não linearidade

A não linearidade da estrutura pode estar relacionada a diversos fatores. Porém, a maioria deles estão divididos em dois grupos: não-linearidade física (NLF) e não-linearidade geométrica (NLG). A NLF corresponde ao comportamento não-linear entre as tensões e deformações dos materiais. Já a NLG refere-se à não-linearidade entre as deformações e deslocamentos e o equilíbrio final dos elementos da estrutura (FONTES, 2005).

2.7.3.1 Não-linearidade física

A NLF pode ser considerada determinando a rigidez de cada elemento estrutural para cada seção e suas especificações em sucessivas análises lineares que considerem o incremento dos resultados obtidos na análise anterior.

Porém, a ABNT NBR 6118 (2004) permite que ela seja considerada de maneira simplificada por meio da redução da rigidez da seção dos elementos estruturais por minoração do seu módulo de deformação (E) e momento de inércia (I). Essa simplificação pode ser aplicada apenas para a análise dos esforços globais de segunda ordem e segue o exposto:

- Lajes: $(EI)_{SEC} = 0,3.E_{ci}.I_{ci}$
- Vigas: $(EI)_{SEC} = 0,4.E_{ci}.I_{ci}$ para $A_s' \neq A_s$
 $(EI)_{SEC} = 0,5.E_{ci}.I_{ci}$ para $A_s' = A_s$

- Pilares: $(EI)_{SEC} = 0,8.E_{ci}.I_{ci}$
- Estruturas de contraventamento formadas somente por vigas e pilares:
 $(EI)_{SEC} = 0,7.E_{ci}.I_{ci}$

Onde: EI_{SEC} é a rigidez secante; I_{ci} é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes; A_s' é a armadura de compressão; e A_s é a armadura de tração.

2.7.3.2 Não-linearidade geométrica

A NLG ocorre em razão dos efeitos da mudança de posição da estrutura no espaço. Logo, sua análise avalia o equilíbrio final da estrutura ao receber esforços e se deslocar. Esse efeito em estruturas rígidas são pequenos e podem ser desprezados, porém nas estruturas flexíveis tais efeitos são significativos e devem ser analisados (PINTO, 1997).

No projeto de edifícios altos a NLG deve ser analisada adequadamente. Nesses edifícios as solicitações de ações verticais e horizontais podem gerar acréscimos de deslocamentos na estrutura capazes de conduzi-la ao colapso (PINTO, 1997).

2.7.4 Deslocamentos limites

A ABNT NBR 6118 (2014) define os deslocamentos limites que a estrutura pode se deformar para verificação em serviço do estado limite. Esses valores estão relacionados a aceitabilidade sensorial, aos efeitos específicos que podem impedir a utilização adequada da construção ou ao mau funcionamento de seus elementos estruturais e não estruturais.

Sendo assim, o valor usual de deslocamento limite é de $H/1700$ para o topo do edifício e $H_i/850$ entre pavimentos. Onde H é a altura total do edifício e H_i é distância entre pavimentos, ambos em cm.

2.8 ESTABILIDADE GLOBAL

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) em todo projeto de estruturas deve ser analisado os elementos estruturais isoladamente e como um todo. Essa análise da estabilidade global torna-se mais significativa em edifícios altos em função de sua elevada altura e esbeltez. Tais fatores aumentam os efeitos causados pela força do vento quanto aos acréscimos de esforços e deslocamentos horizontais (SANTOS; BARBOZA, 2021).

2.8.1 Efeitos de 1ª e 2ª ordem

Nas estruturas de concreto armado quando a capacidade resistente da estrutura passa a ser inferior ao aumento da solicitação, atinge-se o estado limite último de instabilidade. No início desse processo os deslocamentos e esforços inteiros são obtidos por análise do equilíbrio da estrutura com a configuração de sua geometria inicial, classificado como efeitos de 1ª ordem ABNT NBR 6118 (2004).

Os efeitos de 2ª ordem são resultados da análise do equilíbrio na configuração deformada da estrutura ao sofrer os efeitos de 1ª ordem. Nessa análise deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais. Porém, a norma ainda afirma que esses podem ser desprezados sempre que a estrutura não apresentar acréscimos superior a 10% dos efeitos de 1ª ordem nas reações e solicitações relevantes.

2.8.2 Classificação da estrutura

Para efeito de cálculo as estruturas possuem duas classificações quanto a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

- a) Estrutura não deslocável: são aquelas que possuem pequenos deslocamentos horizontais. Assim, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem em seus elementos.
- b) Estrutura deslocável: são aquelas que os deslocamentos horizontais não são desprezíveis e os efeitos de 2ª ordem não podem ser desprezados pois superam 10% dos efeitos de 1ª ordem. Logo, na análise deve ser considerado os esforços de 2ª ordem globais, locais e localizados.

2.8.3 Parâmetros de instabilidade

A seguir são apresentados os parâmetros segundo a ABNT NBR 6118 (2004), que podem ser utilizados para classificar a instabilidade das estruturas.

2.8.3.1 Parâmetro alfa (α)

Segundo Wordell (2003), o parâmetro α fornece uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos da segunda ordem. Dessa forma, caso haja necessidade de considerar esses efeitos adicionais, este coeficiente não é capaz de quantificar esses acréscimos, sendo necessário utilizar um majorador ou algum outro processo.

De acordo com a ANBT NBR 6118 (2004 p. 104) “uma estrutura pode ser considerada como sendo estrutura não deslocável se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 ” conforme a expressão apresentada na Equação 4.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} \text{ (Equação 4)}$$

Em que:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4$$

Onde: n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo; H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo; N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico; e $E_{cs}I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Em estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

A norma ainda sugere valores de α de acordo com o tipo de contraventamento da estrutura:

$\alpha \leq 0,7$ (estruturas contraventadas por pilares-parede);

$\alpha \leq 0,6$ (estruturas contraventadas por associações de pilares-parede e pórticos); e

$\alpha \leq 0,5$ (estruturas contraventadas por pórticos).

2.8.3.2 Coeficiente gama-z (γ_z)

Diferente do parâmetro alfa, o coeficiente γ_z estima os acréscimos dos efeitos de 2ª ordem. Este é utilizado como um majorador dos esforços de 1ª ordem para obtenção dos esforços finais, dispensando a análise da segunda ordem pois a majoração já inclui esses esforços (WORDEEL, 2003).

A ABNT NBR 6118 (2004) avalia a sensibilidade da estrutura quanto aos efeitos da NLG por meio de γ_z . Cabe destacar que isso é válido apenas para estruturas

reticuladas de no mínimo quatro andares. Segundo a norma, o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é calculado pela Equação 5.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \text{ (Equação 5)}$$

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; e $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as orças 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.

Dessa forma, a estrutura é classificada como estrutura não deslocável se $\gamma_z \leq 1,1$. A ABNT NBR 6118 (2004) ainda apresenta um método simplificado para avaliar os esforços globais de 2ª ordem. Para isso, analisa-se os esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) pela majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$. Além disso, vale ressaltar que esse método se aplica somente a estruturas com $\gamma_z < 1,3$.

2.8.3.3 Processo P-delta

O processo P-delta não é considerado um parâmetro de estabilidade, mas sim um processo de análise não-linear geométrica. Nele é determinado os esforços resultantes já considerando a existência de efeitos de segunda ordem. Para isso, realiza-se um processo iterativo entre esforços e deslocamentos por meio do coeficiente RM2MI do sistema CAD/TQS que representa a intensidade dos esforços de 2ª ordem em relação ao de 1ª ordem.

Nessa interação as forças verticais e horizontais aplicadas geram deslocamentos. Em seguida, surgem novos acréscimos de esforços que são aplicados na configuração deformada, repetindo esse processo até que a estrutura atinja seu deslocamento máximo (SANTOS; BARBOZA, 2021).

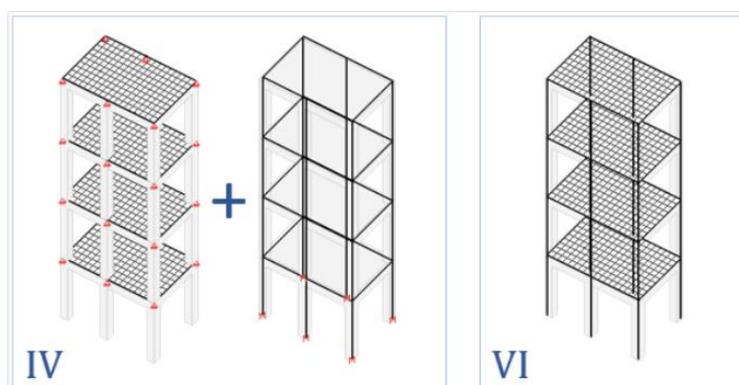
2.9 SISTEMA TQS

Este trabalho utilizou o *software* TQS® (versão plena v23) para o desenvolvimento dos modelos de cálculo. De acordo com Kimura (2007) o *software* é um dos mais utilizados para projetar edifícios em concreto no Brasil, abrangendo todas

as etapas do projeto: cálculo da estrutura, dimensionamento e detalhamento das armaduras; e representação e impressão dos desenhos finais.

No *software* o lançamento estrutural é realizado por meio da planta baixa arquitetônica. Assim, é possível definir as configurações do terreno, materiais, seções e critérios de projeto (ANEXO A) para cada elemento estrutural, além dos carregamentos adotados. Em sequência é realizado o processamento dos esforços de acordo com um dos dois modelos disponíveis no programa, o Modelo IV e Modelo VI dispostos na Figura 29 (LIMA, 2021).

Figura 29 – Representação dos modelos de análise do TQS.



Fonte: TQS (2023).

No Modelo IV o edifício é modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). As vigas e pilares são representadas pelas barras do pórtico, incorporando o efeito de diafragma rígido das lajes. Logo, as lajes apresentam apenas efeitos resultantes das ações verticais de acordo com o modelo selecionado para o pavimento (grelhas é a opção *default*), sendo esses resultados transferidos para o pórtico (TQS, 2023).

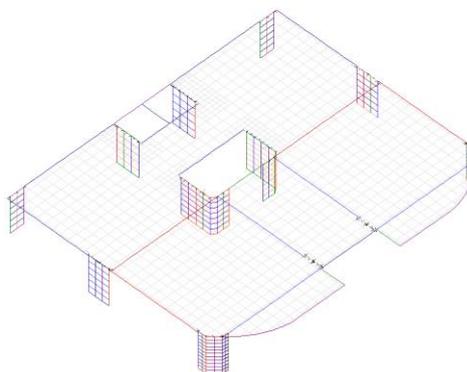
No Modelo VI o edifício é modelado por um pórtico espacial simulando as vigas, pilares e lajes da estrutura. Dessa forma, há participação da laje na resistência em parte dos esforços gerados pelo vento. Assim, o modelo de grelha de lajes é utilizado apenas para gerar dados pertinentes ao modelo espacial (TQS, 2023).

De acordo com pesquisas de Lima (2021) baseado nos artigos elaborados por Medeiros (2014) e por Brasil (2018) é admissível modelar os *outriggers* em concreto no *software* TQS. No modelo VI é possível representar os pilares paredes em malhas de elementos de barras horizontais e verticais, com o objetivo de melhorar o

tratamento dado a este elemento, visto que em edifícios há efeito de torção, trazendo para o modelo uma representação mais parecida com a realidade comparada a simples representação do elemento por uma única barra (TQS, 2023).

Na Figura 30 é retratado os pilares-parede de um pavimento discretizado em malha de elementos de barras. Tais barras possuem esforços/deslocamentos completos do lance que serão utilizados para o dimensionamento do pilar (TQS, 2023).

Figura 30 – Pilares paredes discretizados em malha de elementos de barras.



Fonte: TQS (2023).

Apesar disso, este projeto adotou o Modelo IV de análise por consequência das limitações computacionais de tempo de processamento e espaço de armazenamento de modeladores utilizando pilares discretizados. Dessa forma, as vigas e pilares foram simulados como elementos de barras únicas interagindo com o modelo de grelha para os pavimentos.

3 EDIFÍCIO EM ESTUDO

O presente capítulo apresenta a descrição do edifício em estudo. Dessa forma, são apresentados a concepção preliminar dos elementos estruturais, os modelos e variação de parâmetros propostos, o carregamento e considerações adotadas no projeto.

3.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

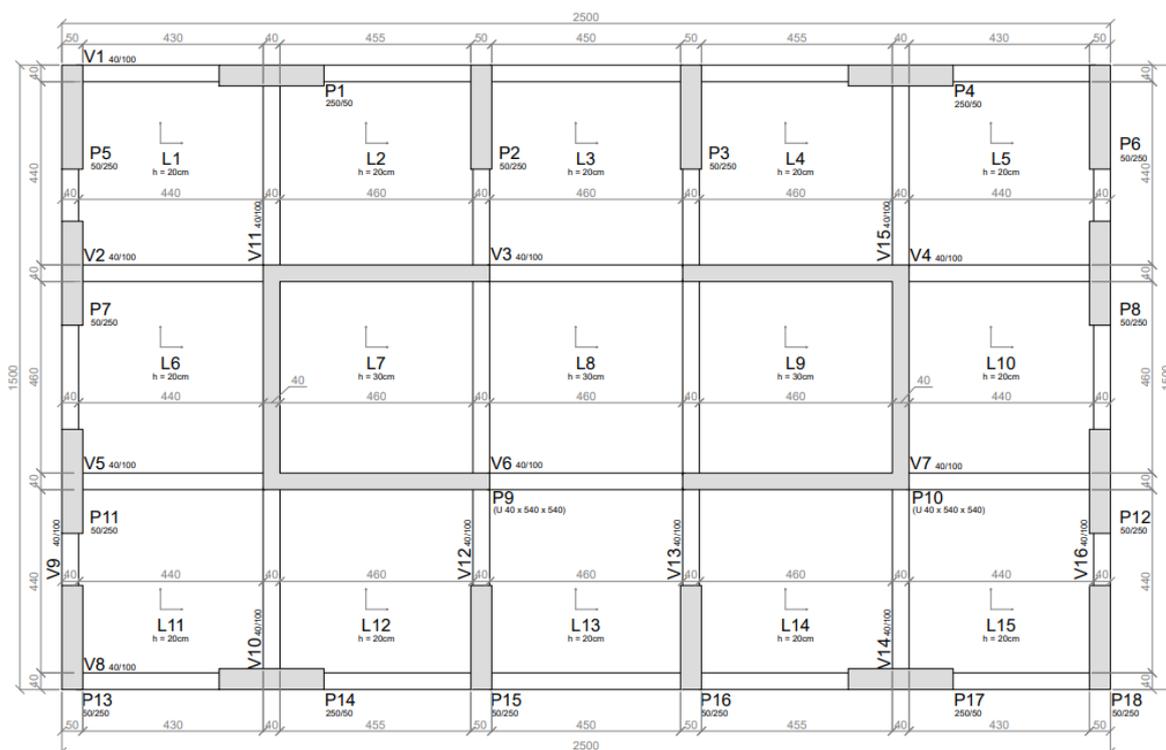
Para o estudo do projeto de um edifício alto, foi utilizado o edifício padrão para a obtenção dos primeiros resultados para análise. Trata-se de uma edificação hipotética elaborada pelo autor para que possa ser a base para a inserção dos

parâmetros que serão analisados posteriormente, simplificando a análise dos resultados sem que haja variáveis adicionais.

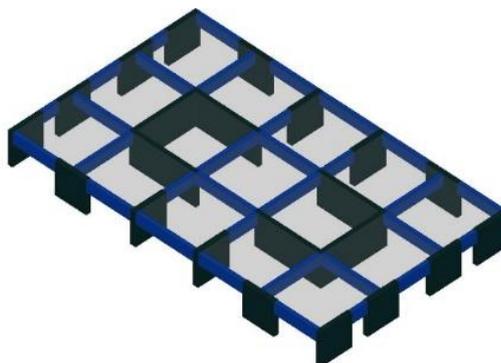
O edifício padrão possui seção retangular com 15 metros de largura e 25 metros de comprimento, com altura igual a 150 metros, sendo a altura de piso a piso de 3 metros. Logo, o primeiro pavimento é identificado como fundação (0º pavimento), seguido por 50 pavimentos tipo. O sistema estrutural do projeto é formado por pórticos de pilar parede e dois núcleos rígido no formato U centrados no pavimento.

Nas Figuras 31, 32 e 33 são apresentados, respectivamente, a planta de formas do pavimento tipo, a vista 3D do pavimento tipo e a vista 3D do edifício preliminar. Cabe destacar que em um edifício real esse pavimento consideraria aberturas em lajes devido a presença de *shafts*, elevadores e outros que não objeto de estudo desta simulação.

Figura 31 – Planta de Formas do Pavimento Tipo em cm.



Fonte: autor.

Figura 32 – Vista 3D do Pavimento Tipo.

Fonte: autor.

Figura 33 – Vista 3D edifício preliminar.

Fonte: autor.

Para o pré-dimensionando foi avaliado o cenário estrutural mais crítico, caracterizado pela presença exclusiva do núcleo rígido, utilizando a menor resistência de concreto estudada (f_{ck} de 30 MPa) e sujeito as cargas de vento máximas (V_0 de 50m/s). Esse procedimento visou garantir que o modelo apresentasse condições favoráveis de segurança para os próximos modelos de análise com os mesmos elementos estruturais do pavimento tipo.

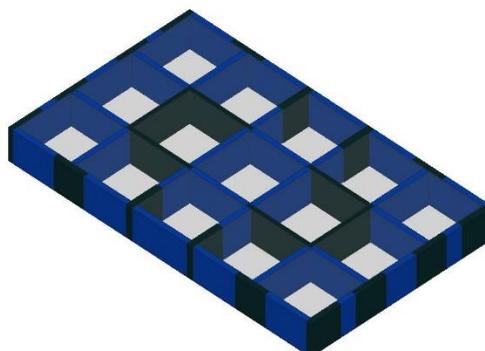
Dessa forma, o edifício foi submetido a processamento iterativo, ajustando as dimensões dos elementos estruturais até que o valor de ν_z fosse inferior a 1,10. Este critério objetivou uma estrutura classificada como não deslocável, a fim de tratar os efeitos de segunda ordem de maneira simplificada, considerado apenas nos efeitos locais. Cabe destacar que este processo é calculado automaticamente pelo *software*.

Após a definição preliminar das estruturas, em três desses pavimentos foram inseridos os *outriggers*, sendo a localização destes coincidentes com a posição ótima dos *outriggers* proposta por Taranath (2004):

- 1º *outrigger*: 12º pavimento ou $(h/4)$;
- 2º *outrigger*: 24º pavimento tipo $(h/2)$;
- 3º *outrigger*: 38º pavimento $(3h/4)$;

Para simulação dos *outriggers* foram inseridas vigas com seção de 40x300cm ligando os pilares da extremidade ao núcleo central. Cabe ressaltar que em edifícios reais há aberturas para o acesso de pessoas nesses pavimentos, proporcionando uma redução da rigidez do elemento e que não foram consideradas neste estudo. A Figura 34 dispõe da vista 3D do pavimento contraventado pelo sistema, enquanto a Figura 35 demonstra a vista 3D do edifício completo.

Figura 34 – Vista 3D do Pavimento contraventado por *outrigger*.



Fonte: autor.

Figura 35 – Vista 3D edifício contraventado por *outrigger*.



Fonte: autor.

Dessa forma, a Tabela 3 mostra o resumo das dimensões e detalhes dos elementos estruturais adotados em todos os modelos, sendo que a única variação de dimensão ocorre nos modelos que possuem *outrigger*, com a variação da largura da viga.

Tabela 3 – Dimensões e detalhes das seções dos elementos estruturais.

Elemento	Pavimento	Dimensão [cm]
Pilares	0° ~ 50°	50 x 250
Pilares núcleo rígido U	0° ~ 50°	40 x 540 x 540
Vigas	1° ~ 50°	40 x 100
Vigas <i>outrigger</i>	12°, 24° e 38°	40 x 300 60 x 300 80 x 300
Lajes	1° ~ 50°	Altura de 20
Lajes escada	1° ~ 50°	Altura de 30

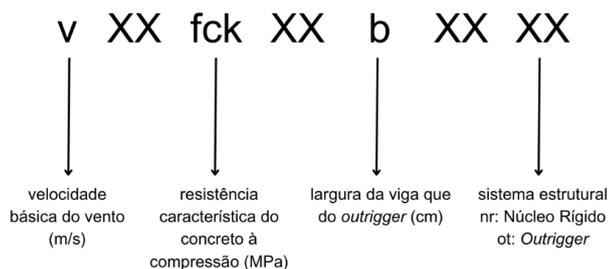
Fonte: autor.

3.2 MODELOS PROPOSTOS

Os modelos propostos para comparação do uso desse sistema estrutural possuem variações de itens que interferem na estabilidade global dos edifícios. Dessa forma, adotou-se como parâmetros variáveis: três limites de velocidade básica do vento V_0 brasileiro apresentado na Figura 1 (30, 40 e 50 m/s); a resistência características do concreto f_{ck} (30, 40 e 50 MPa) e a rigidez dos elementos estruturais por meio da variação da largura das vigas que simulam o *outrigger* (40, 60 e 80cm).

Para compressão e organização dos modelos estudados, a Figura 36 demonstra o processo de nomenclatura dos modelos de acordo com os parâmetros estabelecidos.

Figura 36 – Identificação dos modelos.



Fonte: autor.

As Tabelas 4, 5, e 6 indicam os 15 modelos analisados e suas variações.

Tabela 4 – Modelos elaborados para análise da influência do vento.

Modelos	Velocidade básica do vento (m/s)
v30fck50nr	30
v30fck50b30ot	30
v40fck50nr	40
v40fck50b30ot	40
v50fck50nr	50
v50fck50b30ot	50

Fonte: autor.

Tabela 5 – Modelos elaborados para análise da influência da rigidez do concreto.

Modelos	f _{ck} (MPa)
v40fck30nr	30
v40fck30b30ot	30
v40fck40nr	40
v40fck40b30ot	40
v40fck50nr	50
v40fck50b30ot	50

Fonte: autor.

Tabela 6 – Modelos elaborados para análise da influência da rigidez da seção das vigas *outriggers*.

Modelos	Largura da viga (cm)
v50fck50b30ot	40
v50fck50b45ot	60
v50fck50b60ot	80

Fonte: autor.

3.5 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Os modelos em estudo enquadram-se na classe Classe de Agressividade ambiental II (CAA II), considerando a agressividade moderada para ambientes Urbanos e com pequeno risco de deterioração da estrutura, de acordo com a tabela 6.1 da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para essa classe de agressividade, e de acordo com a tabela 7.1 da norma, o concreto deve possuir classe maior do que 25 MPa e a relação água/cimento em

massa menor igual a 0,60. Logo, todos os modelos atendem este tópico, visto que foram adotadas classe de concreto 30, 40 e 50 MPa, conforme os modelos já mencionados.

Os módulos de elasticidade do concreto foram calculados de acordo como item 8.2.8 da ABNT NBR 6118 (2014), conforme a Equação 6.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ (Equação 6)}$$

Em que E_{ci} é o Módulo de elasticidade longitudinal (MPa); f_{ck} é a Resistência característica do concreto à compressão (MPa); e α_E é o Coeficiente variável com o tipo de agregado, sendo adotado o valor de 1 para granito.

Na tabela 7 são mostrados os valores do modulo de elasticidade longitudinal obtidos para cada classe de resistência utilizada.

Tabela 7 – Modulo de deformação.

Classe do concreto (MPa)	α_E	E_{ci} (MPa)
30	1	30672,46
40	1	35417,51
50	1	39597,98

Fonte: autor.

Os cobrimentos de armadura são definidos conforme a CAA II, da tabela 7.2 da ABNT NBR 6118 (2014). Logo, a Tabela 8 mostra os cobrimentos adotados para cada elemento estrutural.

Tabela 8 – Cobrimento adotados para cada elemento estrutural.

Elemento estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes em geral	2,0
Vigas	2,5
Pilares	2,5

Fonte: autor.

3.3 AÇÕES ATUANTES

Para o cálculo das ações atuantes no edifício foram consideradas a ação horizontal do vento de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988) e a ação vertical permanente e acidental de acordo com a ABNT NBR 6120 (2019), além das cargas preestabelecidas no TQS.

3.3.1 Ação Vertical

Na tabela 9 estão dispostas as cargas permanentes e variáveis consideradas sobre a laje, distribuídas em função da área de acordo com o tipo de uso do ambiente. Além disso, para a consideração das escadas, foi feita sua substituição das lajes centrais por uma laje maciça com espessura igual a 30 cm, e cargas distribuídas conforme indicado na tabela a seguir.

Tabela 9 – Cargas distribuídas por área sobre as lajes do pavimento tipo.

Laje	Ambiente	Carga Principal ou permanente (tf/m)	Carga acidental (tf/m)
L1	Apartamento	0,10	0,15
L7 L8 L9	Escada e Acesso Comum	0,10	0,30

Fonte: autor.

Para consideração das esquadrias e vedações foram adotadas cargas distribuídas linearmente sobre as vigas, por 3,00m de altura, conforme o bloco BLOC19 do TQS® correspondente a blocos de alvenaria de 19cm, carga permanente de 0,30tf/m².

Além dos carregamentos inseridos, o *software* ainda calcula o peso próprio dos elementos estruturais automaticamente. Para isso é assumido o peso específico do concreto armado como 2.500kgf/m³ de acordo com a ABNT NBR 6120 (2019).

3.3.2 Ação do Horizontal do Vento

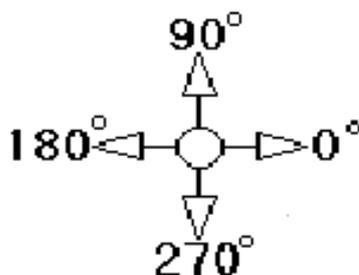
Para a consideração da ação do vento, adotou-se a metodologia proposta na ABNT NBR 6123 (1988), calculada automaticamente pelo TQS®. A Tabela 10 resume os parâmetros adotados na mesma.

Tabela 10 – Características da ação do vento para a V_0 de 45m/s.

Fator	Consideração			
V_0 - Velocidade básica	30 m/s 40m/s 50 m/s			
S1 - Fator do terreno	1 – Terreno plano			
S2 - Categoria de rugosidade	IV – Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados. Zona florestal, industrial, urbanizada, parques, subúrbios densos			
S2 - Classe da edificação	C - Maior dimensão horizontal ou vertical > 50m			
S3 - Fator estatístico	1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação			
Turbulência	Baixa			
Altura com vento	150m			
Ângulo	Largura	L1/L2	H/L2	CA
0°	15,00 m	0,60	10,00	1,32
90°	25,00 m	1,67	6,00	1,56
180°	15,00 m	0,60	10,00	1,32
270°	25,00 m	1,67	6,00	1,56

Fonte: autor.

Para a compreensão das direções, a Figura 36 demonstra o ângulo de incidência do vento, convencional com os planos cartesianos dos eixos X (0°) e Y (90°), comumente utilizado em projetos.

Figura 37 – Ângulo de incidência de vento.

Fonte: TQS (2023).

Observa-se que das Figuras 31 e 37 o edifício é simétrico em relação aos eixos X e Y, portanto somente essas direções serão analisadas nos próximos capítulos.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações são calculadas automaticamente pelo sistema TQS®, tanto para o ELU quanto para o ELS, de acordo com os coeficientes de ponderação e ações aplicadas, conforme exposto no item 11.7 e 11.8 da ABNT NBR 6118 (2014).

Dessa forma, para análise da dos esforços na base do pilar foram consideradas as combinações em ELU, já para os parâmetros de estabilidade global e deslocamentos, as combinações de vento simples e demais do ELS, respectivamente.

4 ANÁLISES E RESULTADOS

Este capítulo versa sobre os resultados obtidos no processamento de todos os modelos propostos quanto as variáveis analisadas. Com elas pôde-se criar tabelas e gráficos que representam o comportamento da variação dos parâmetros na inserção dos *outrigger*.

Dessa forma, foram comparados os valores de deslocamento total de topo e os esforços máximos na base do pilar do núcleo P10. Na coleta destes resultados não houve refinamento da armadura.

Na Tabela 11, é expresso os resultados de todas as variáveis em relação aos parâmetros analisados. As informações contidas em cada uma das colunas, são descritas a seguir:

- Parâmetro: variável que está sendo comparada (velocidade básica do vento, f_{ck} e seção da viga *outrigger*)
- Modelos: identificação do modelo;
- $\gamma_z 0^\circ$: coeficiente de estabilidade global gama-z na direção de vento 0° ;
- $\gamma_z 90^\circ$: coeficiente de estabilidade global gama-z na direção de vento 90° ;
- $\delta 0^\circ$: máximo deslocamento horizontal absoluto na direção 0° ;
- $\delta 90^\circ$: máximo deslocamento horizontal absoluto na direção 90° ;
- MX máx: momento positivo máximo na base do pilar do núcleo (P10), para verificação de ELU e que gira o apoio em torno do eixo X no sentido horário, com valores característicos em tfm; e
- MY máx: momento positivo máximo na base do pilar do núcleo (P10), para verificação de ELU e que gira o apoio em torno do eixo Y no sentido horário, com valores característicos em tfm.

Tabela 11 – Resumo dos resultados obtidos.

Parâmetro	Modelos	γ_z 0°	γ_z 90°	δ 0° (cm)	δ 90° (cm)	MX máx (tfm)	MY máx (tfm)
Velocidade básica do vento	v30fck50nr	1,033	1,048	0,43	1,78	1758,17	625,68
	v30fck50b40ot	1,029	1,047	0,47	1,49	1471,97	731,63
	v40fck50nr	1,033	1,048	0,90	2,67	2646,18	1371,10
	v40fck50b40ot	1,029	1,047	0,84	2,65	2618,21	1336,17
	v50fck50nr	1,033	1,048	1,41	4,18	4134,90	2170,77
	v50fck50b40ot	1,029	1,047	1,31	4,13	4091,54	2113,42
f _{ck}	v40fck30nr	1,045	1,066	1,23	3,64	2652,62	1381,58
	v40fck30b40ot	1,039	1,065	1,14	3,60	2624,94	1346,83
	v40fck40nr	1,037	1,055	1,04	3,07	2648,76	1375,47
	v40fck40b40ot	1,033	1,055	0,96	3,04	2619,32	1334,78
	v40fck50nr	1,033	1,048	0,90	2,67	2646,18	1371,10
	v40fck50b40ot	1,029	1,047	0,84	2,65	2618,21	1336,17
Seção viga outrigger "b"	v50fck50b40ot	1,029	1,047	1,31	4,13	4091,54	2113,42
	v50fck50b60ot	1,029	1,048	1,30	4,13	4084,42	2103,91
	v50fck50b80ot	1,028	1,048	1,29	4,12	4078,87	2093,93

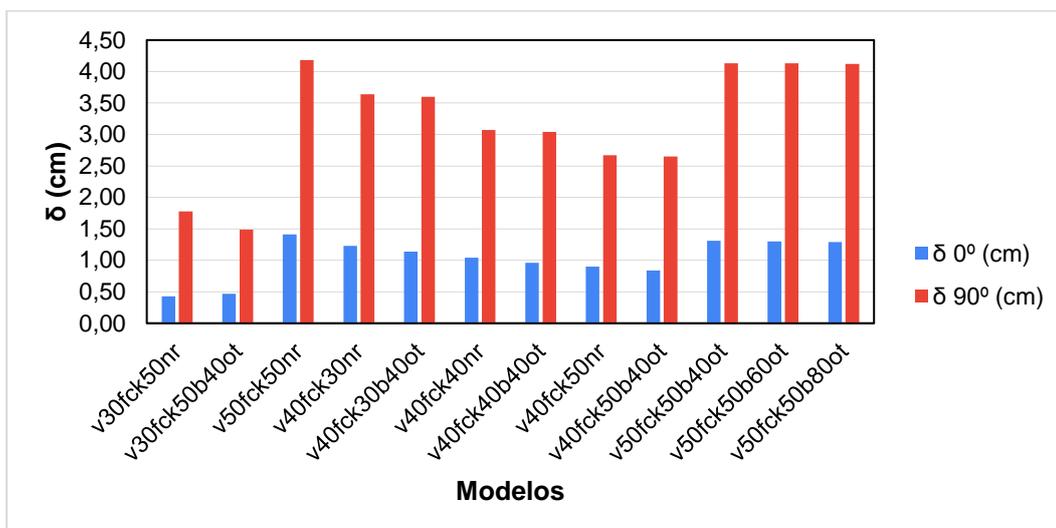
Fonte: autor.

A seguir serão discretizados e comparado estes resultados de acordo com as variações dos parâmetros para cada resultado: deslocamento horizontal total no topo e máximos esforços na base do núcleo rígido. Para isso, compara-se individualmente os valores coletados nos modelos de núcleo rígido e *outrigger*, além da variação que a inserção do último sistema proporcionou.

4.1 DESLOCAMENTO HORIZONTAL TOTAL

Os valores de deslocamentos máximos dos edifícios modelos foram calculados de acordo com as combinações de ELS. No gráfico da Figura 38, em todos os modelos e em ambas as direções 0° e 90°, notou-se que o resultado atendeu aos limites da ABNT NBT 6118 (2014), para critérios de conforto, em que o deslocamento no topo do edifício não deve ser superior há $H/1700$ ou 8,82cm.

Figura 38 – Deslocamento horizontal total por modelo.



Fonte: autor.

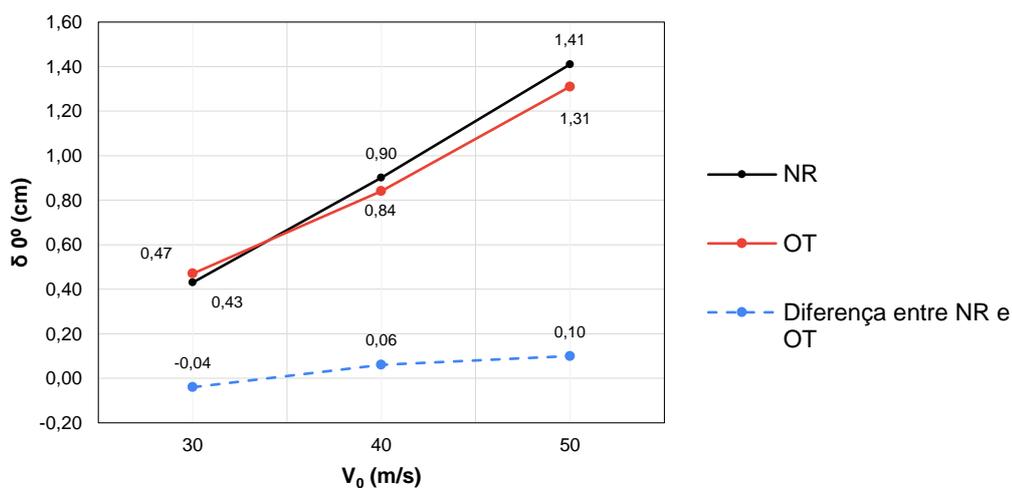
A partir da figura é notado que os deslocamentos mais significativos estão concentrados na orientação de 90° . Essa tendência pode estar relacionada ao fato de que a estrutura manifesta uma maior flexibilidade na direção onde a resistência à deformação é mais baixa. Isso ocorre especialmente nas áreas onde os elementos estruturais são mais esbeltos em sua configuração. Além disso, essa também é a região que possui maiores influência da força do vento, por apresentar uma maior dimensão.

Dessa forma, os próximos tópicos referem-se à verificação da eficiência do sistema *outrigger* na redução do deslocamento horizontal total no topo do edifício.

4.1.1 Velocidade Básica do Vento

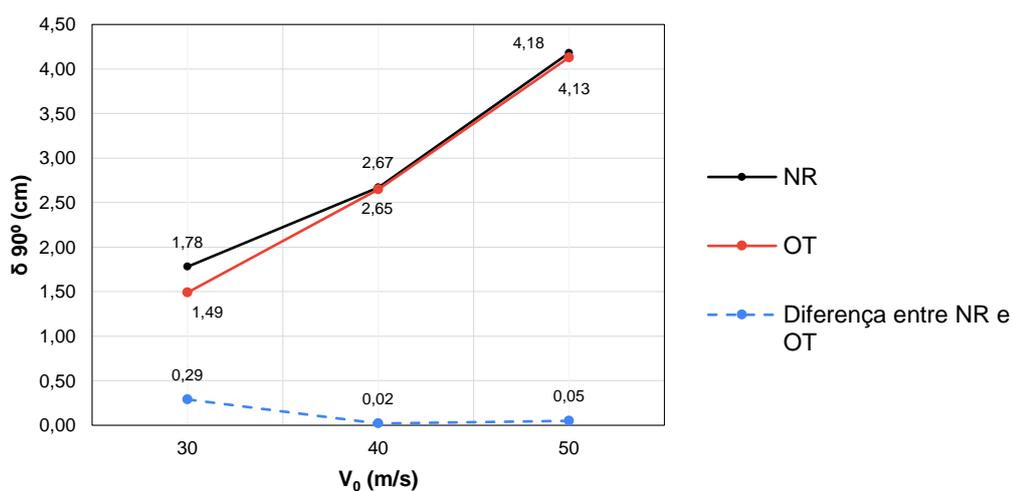
Nas Figuras 39 e 40 a seguir são apresentados os gráficos correspondentes a influência da variação da velocidade básica do vento no deslocamento total em ambas as direções 0° e 90° , para cada sistema estrutural, sendo NR – núcleo rígido e OT – *outrigger*.

Figura 39 – Influência da V_0 no δ_{0° .



Fonte: autor.

Figura 40 – Influência da V_0 no δ_{90° .



Fonte: autor.

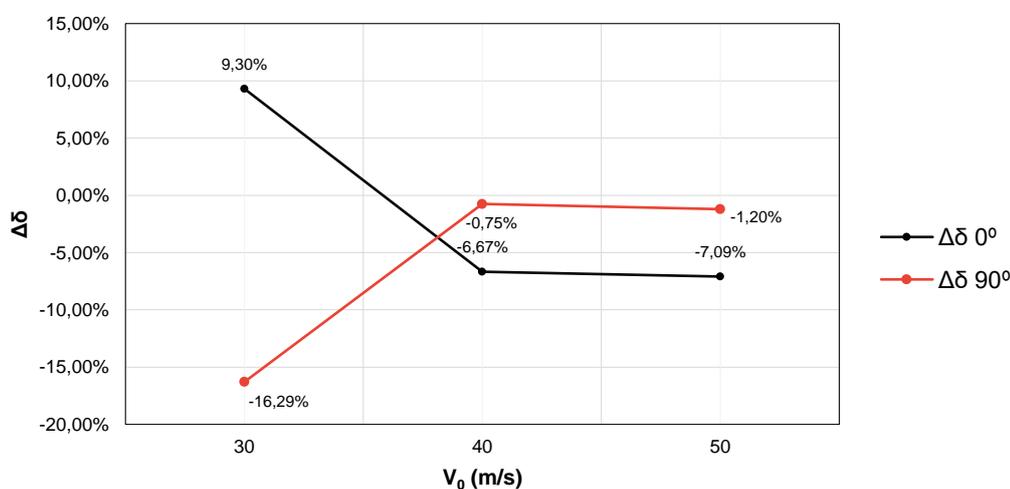
Nota-se que o aumento da velocidade básica do vento resulta em maiores cargas de vento exercidas sobre a estrutura. Dessa forma, para ambos os sistemas estruturais, o aumento da velocidade básica resultou em maiores deslocamentos nas duas direções de vento.

Na direção de 90° houve a diminuição do deslocamento com a inserção do OT em todas as velocidades. Isso ocorre porque o sistema aumenta a rigidez global, distribuindo as cargas e os momentos entre os elementos estruturas, minimizando os deslocamentos.

Porém, na direção 0° a inserção do OT aumentou o deslocamento do modelo que possui a menor velocidade de vento, 30m/s, e diminuiu para os demais. Nesse contexto, edifícios com baixa velocidade de vento apresentam deslocamentos menos significativos em que a inserção de OT pode não resultar em uma melhoria significativa nos deslocamentos que já estão sendo bem absolvidos pelo sistema de NR.

Para analisar a influência do acréscimo ou redução do deslocamento, a Figura 41 apresenta o valor da variação do parâmetro ao inserir o sistema de OT nos modelos de NR.

Figura 41 – Influência da V_0 na $\Delta\delta$ entre OT e NR.



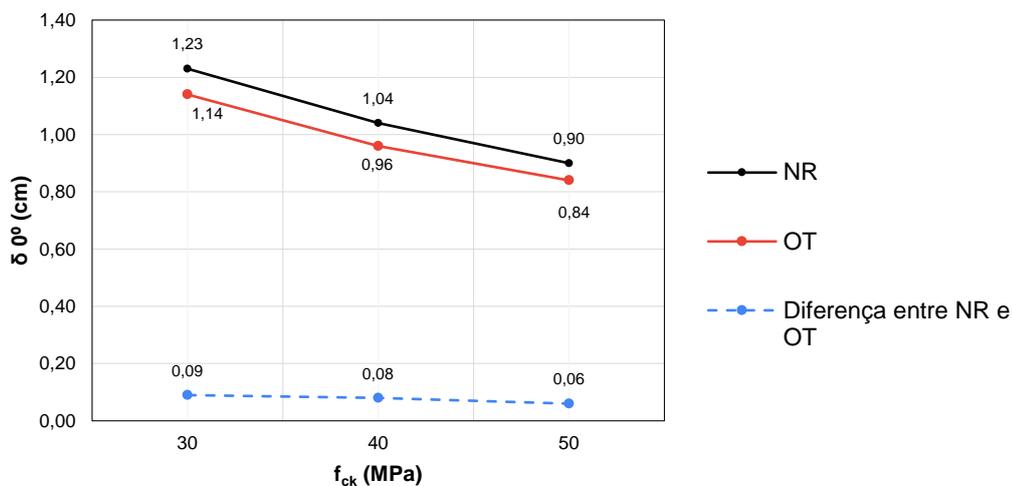
Fonte: autor.

Nota-se que não é apresentado uma linearidade para a variação dos deslocamentos. Ambas as direções possuem a menor variação de deslocamento para a velocidade de 40m/s. Na direção de 0° em que houve o aumento do deslocamento com a inserção do OT na velocidade de 30m/s, observa-se que houve um acréscimo significativo, em aproximadamente 9,30%. Ademais, para a direção de 90° também há um valor significativo na redução do deslocamento para a velocidade de 30m/s de 16,29%.

4.1.2 f_{ck}

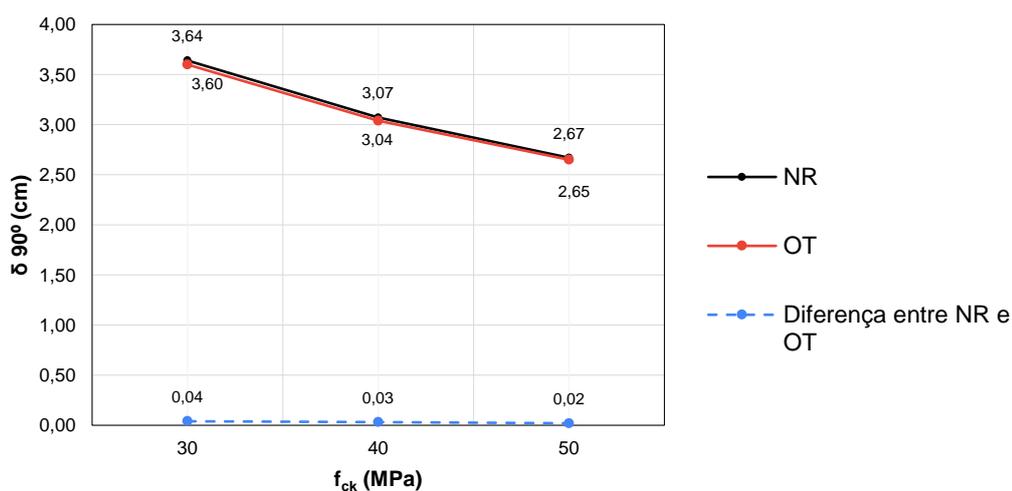
A seguir são apresentadas as Figuras 42 e 43, correspondentes a influência da variação do f_{ck} no deslocamento total em ambas as direções 0° e 90° .

Figura 42 – Influência do f_{ck} no δ_{0° .



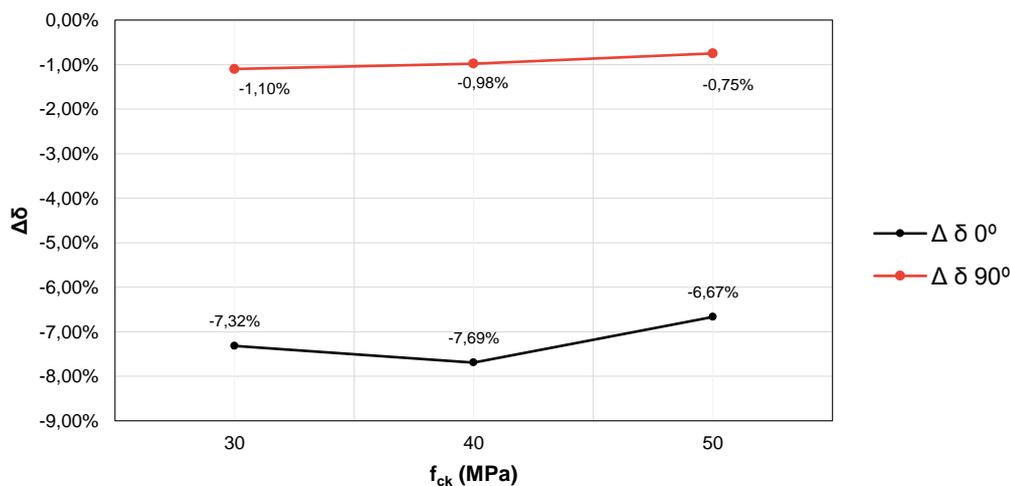
Fonte: autor.

Figura 43 – Influência do f_{ck} no δ_{90° .



Fonte: autor.

Nota-se que o aumento do f_{ck} diminui os valores de deslocamento em ambos os sistemas, por meio do acréscimo de rigidez aos elementos estruturais. Além disso, nas duas direções a inserção do OT diminuiu os deslocamentos. A Figura 44 apresenta o valor desta variação.

Figura 44 – Influência do f_{ck} na $\Delta\delta$ entre OT e NR.

Fonte: autor.

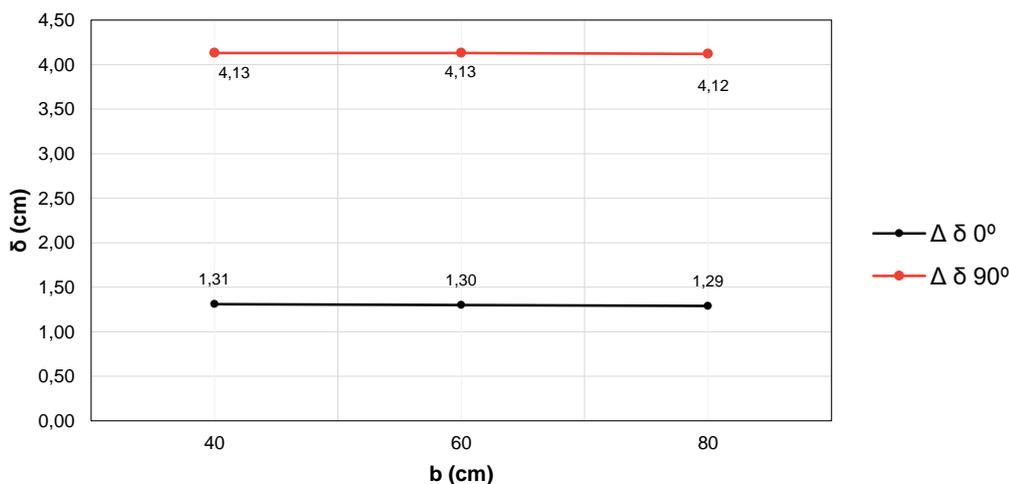
Observa-se que há maiores reduções de deslocamento para a direção de 0° . Porém, em 90° , conforme aumenta o f_{ck} a redução de deslocamento provocada pela inserção do OT é menor. Já para a direção 0° não há uma linearidade quanto ao aumento do f_{ck} , nela há um pico com a maior redução no f_{ck} de 40Mpa.

Dessa forma, os maiores valores de redução ocorreram em modelos com menores f_{ck} . Isso porque o concreto tende a ser mais flexível em edifícios com baixo f_{ck} . Assim, são mais suscetíveis a deformações, resultando em maiores deslocamentos.

4.1.3 Seção da viga *outrigger*

Apresenta-se abaixo, na Figura 45, a influência das diferentes larguras da viga *outrigger* (b) no deslocamento total do edifício em ambas as direções.

Figura 45 – Influência de b no δ .

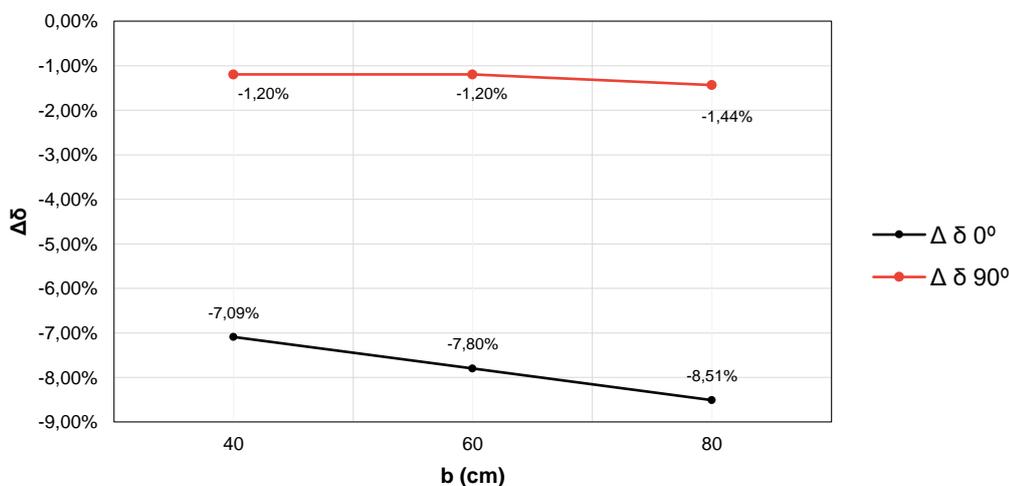


Fonte: autor.

Nota-se que o aumento da largura da viga *outrigger* reduz os valores de deslocamento para ambas as direções de vento, apresentado maiores valores para a direção de 90° . Porém, essa redução entre diferentes dimensões possui uma pequena taxa de variação, sendo próxima de 1% para o a direção de 0° e 0,30% para a direção de 90° .

Na figura 46 é comparado qual a relação da inserção dessas diferentes larguras de viga com o único modelo de núcleo rígido, v50fck50nr.

Figura 46 – Influência de b na $\Delta\delta$ entre OT e NR.



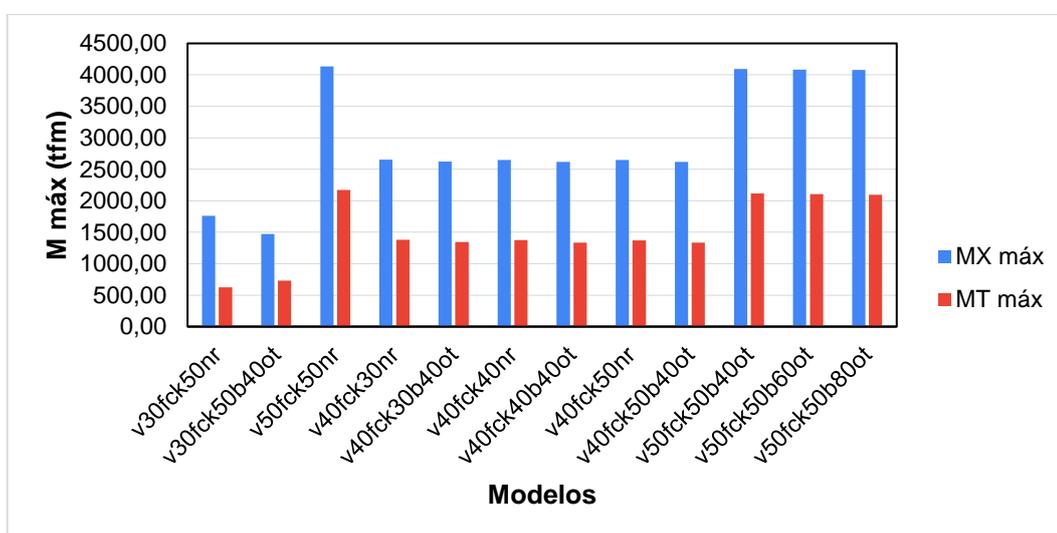
Fonte: autor.

Nota-se que para maiores dimensões de b há uma maior variação na redução do deslocamento, visto que a seção contribui para inercia e, conseqüentemente, aumenta a rigidez do edifício.

4.2 ESFORÇOS NA BASE DO PILAR DO NÚCLEO P10

A Figura 47 apresenta os esforços máximos resultantes na base do pilar do núcleo (P10) em ambas as direções X e Y e por modelo analisado.

Figura 47 – Momentos máximos na base do P10 por modelo.



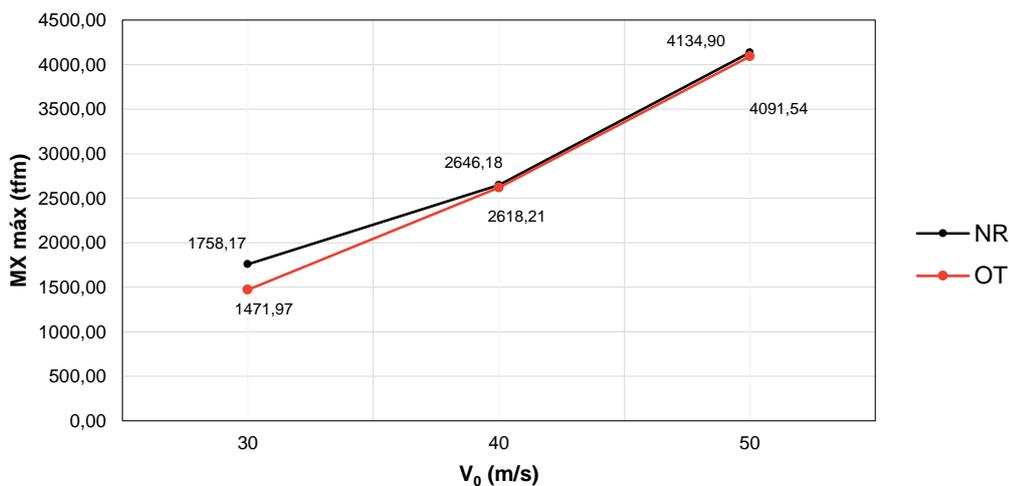
Fonte: autor.

Observa-se que os maiores esforços gerados se encontram nos modelos com a presença de OT e na maior velocidade do vento. Ademais, os esforços na direção X são superiores à Y. A seguir são comparadas as influências da variação de cada parâmetro de análise.

4.2.1 Velocidade básica do vento

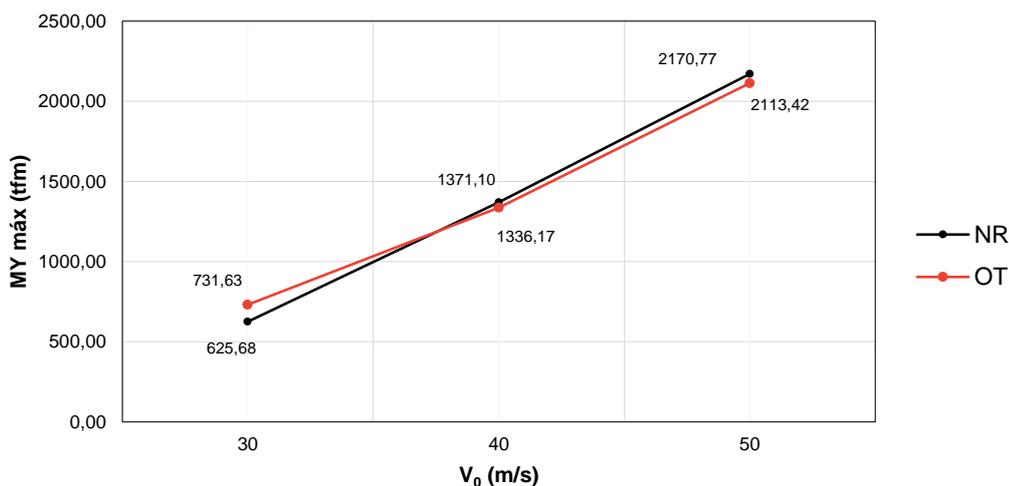
Nas Figuras 48 e 49 são apresentadas a influência da variação da velocidade básica do vento nos momentos máximos na base do núcleo na direção X e Y, respectivamente.

Figura 48 – Influência da V_0 nos momentos máximos em X.



Fonte: autor.

Figura 49 – Influência da V_0 nos momentos máximos em Y.



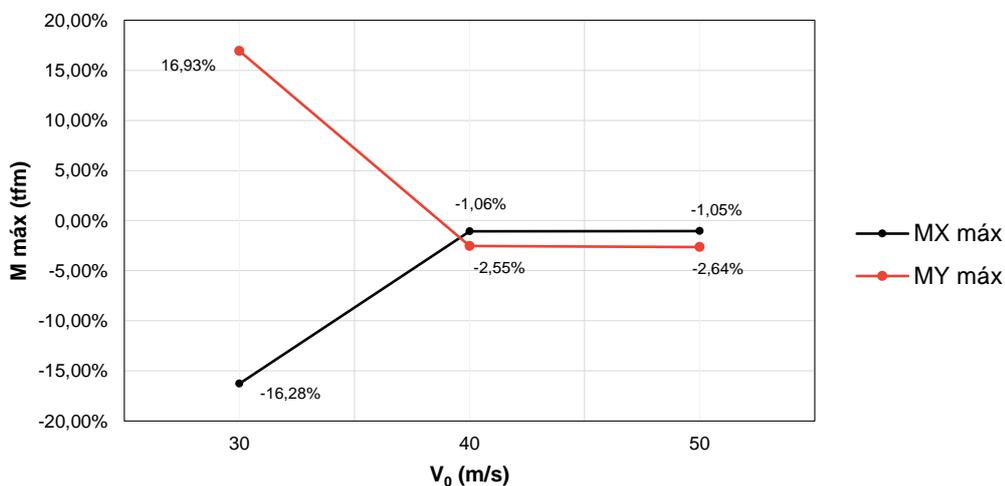
Fonte: autor.

Identifica-se que em ambos os casos o aumento da velocidade resulta em maiores momentos. Maiores velocidades de vento induzem maiores esforços na base de um núcleo devido às maiores pressões do vento exercida sobre a superfície do edifício.

Nota-se também que para a direção X, a inserção do OT resultou em menores esforços para todas as velocidades de vento. Porém, para a direção Y na menor velocidade, de 30 m/s, houve um acréscimo significativo de momento com a inserção do sistema.

A Figura 50 apresenta a variação desses esforços entre os sistemas estruturais.

Figura 50 – Influência de V_0 na variação do momento máximo entre OT e NR.

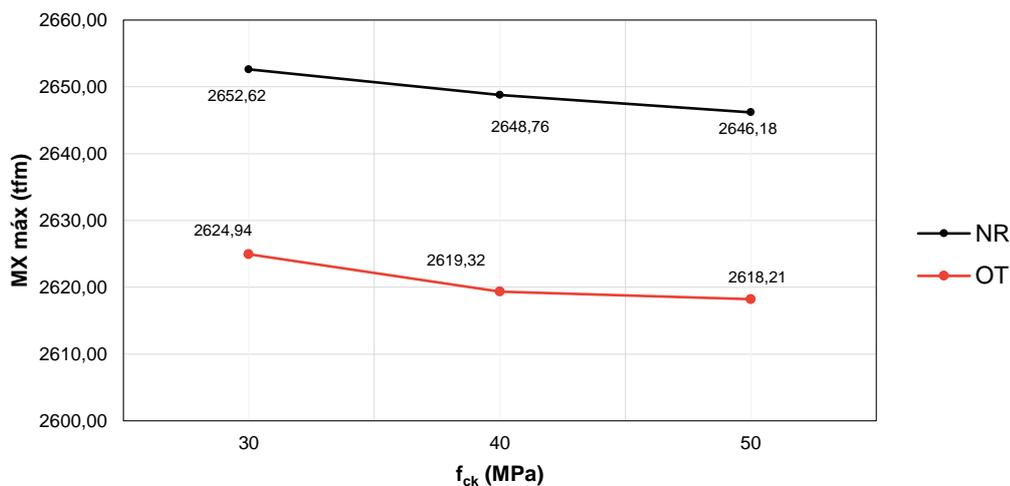


Fonte: autor.

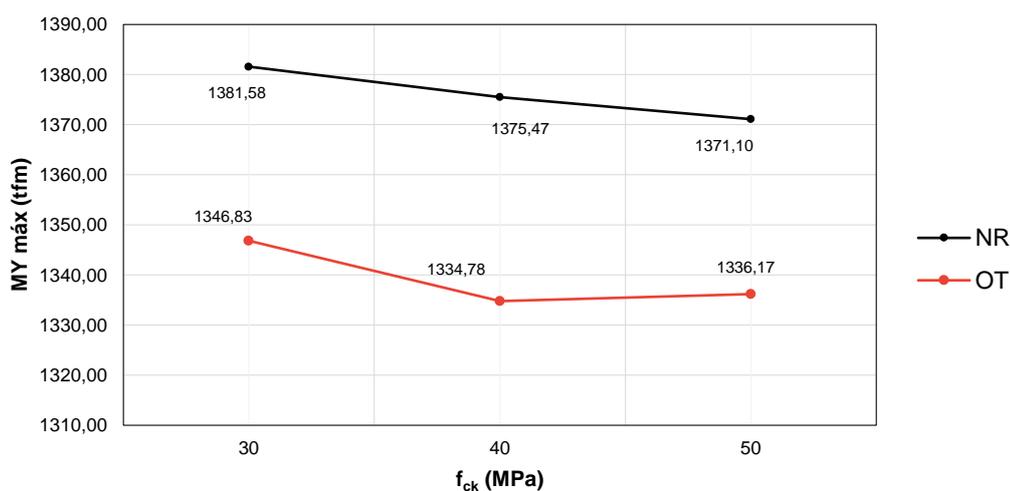
Observa-se que na velocidade de 30m/s há duas taxas significativas com a inclusão do OT. Para a direção X, a redução de esforços foi de 16,28% e conforme o aumento da velocidade essa redução tende a diminuir. Por outro lado, o acréscimo de esforços provocado nesta velocidade para a direção Y foi de 16,93% e conforme há o aumento da velocidade, aumenta-se a redução de esforços.

4.2.2 f_{ck}

Nas Figuras 51 e 52 são apresentadas a influência da variação do f_{ck} nos momentos máximos em ambas as direções.

Figura 51 – Influência do f_{ck} nos momentos máximos em X.

Fonte: autor.

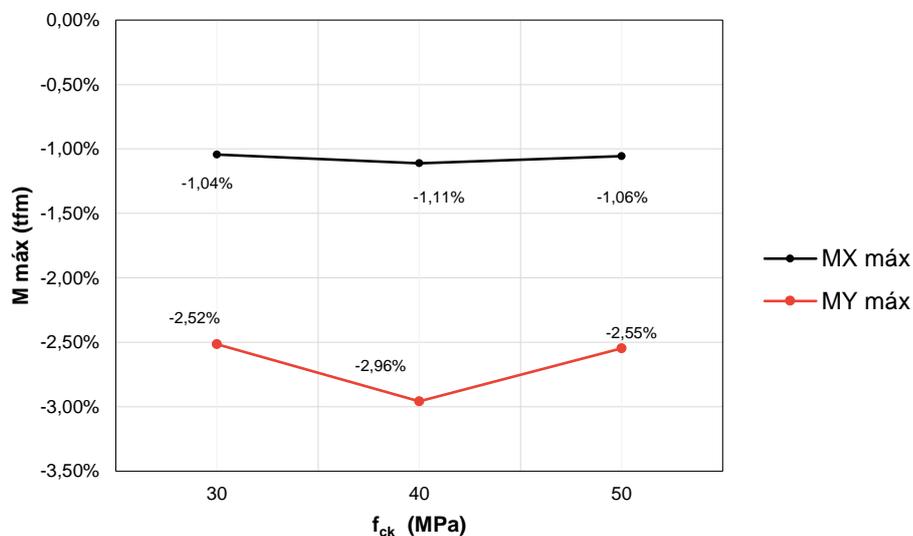
Figura 52 – Influência do f_{ck} nos momentos máximos em Y.

Fonte: autor.

Constata-se que em ambas as direções os esforços gerados nos OT são menores do que no NR. Isso ocorre devido a redução das solicitações nos núcleos proporcionada pela inserção dos OT. Além disso, maiores valores de f_{ck} geraram menores momentos. Porém, essa relação não atendeu uma linearidade entre os modelos de OT, apresentando uma maior taxa de variação para modelos com menores f_{ck} .

Na figura 53 é apresentado a variação que a inserção do OT provocou nos esforços.

Figura 53 – Influência do f_{ck} na variação do momento máximo entre OT e NR.

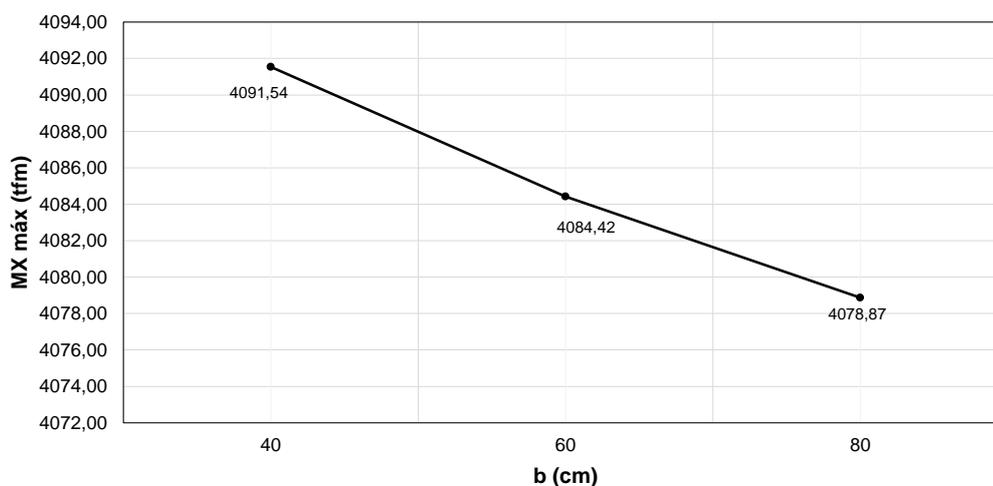


Fonte: autor.

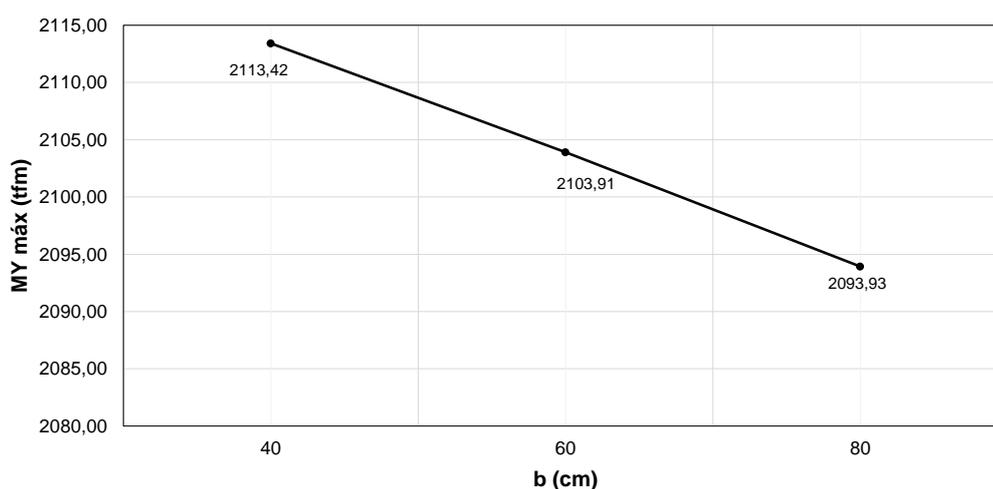
Nota-se que para ambas as direções, a maior redução de esforços ocorreu no f_{ck} de 40 MPa. Além disso, o menor valor de f_{ck} , 30 MPa, resultou em menores variações de esforços com uma taxa próxima ao gerado pelo maior f_{ck} , de 50 MPa.

4.2.4 Seção da viga *outrigger*

Nas Figuras 54 e 55 são apresentadas a influência da variação de b nos momentos máximos em ambas as direções.

Figura 54 – Influência de b nos momentos máximos em X.

Fonte: autor.

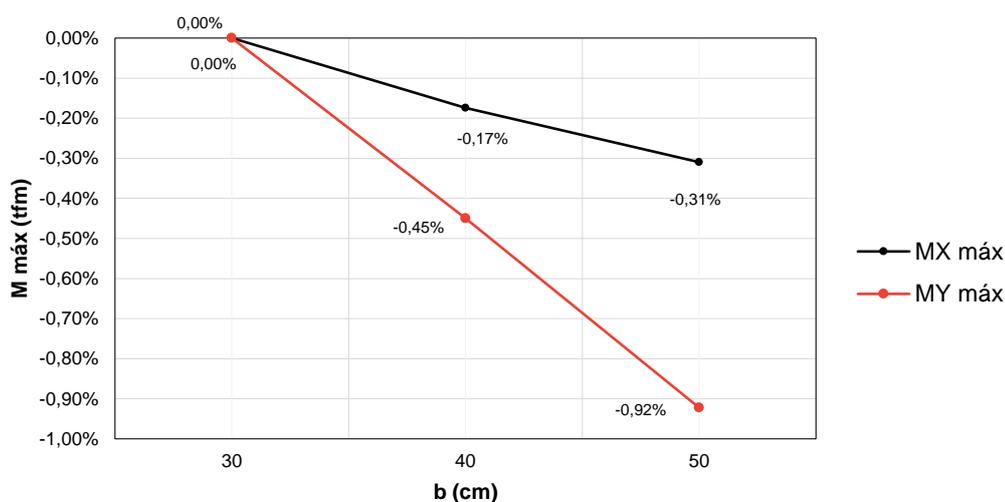
Figura 55 – Influência de b nos momentos máximos em Y.

Fonte: autor.

Nota-se que o aumento da largura da viga *outrigger* diminui os momentos máximos nas duas direções. Ao aumentar a dimensão do OT a rigidez aumenta, e a estrutura consegue transferir uma parcela significativa dos esforços horizontais para o OT. Como resultado, a base da estrutura está sujeita a menores esforços, pois parte das forças é redirecionada para o OT.

Na figura 56, é ilustrado o impacto dessa variação, no qual a cada aumento de 1/3 na largura “ b ”, a diminuição dos momentos é aproximadamente ampliada por um fator dobrado, porém essa variação apresenta uma taxa pequena com menos de 1% de redução.

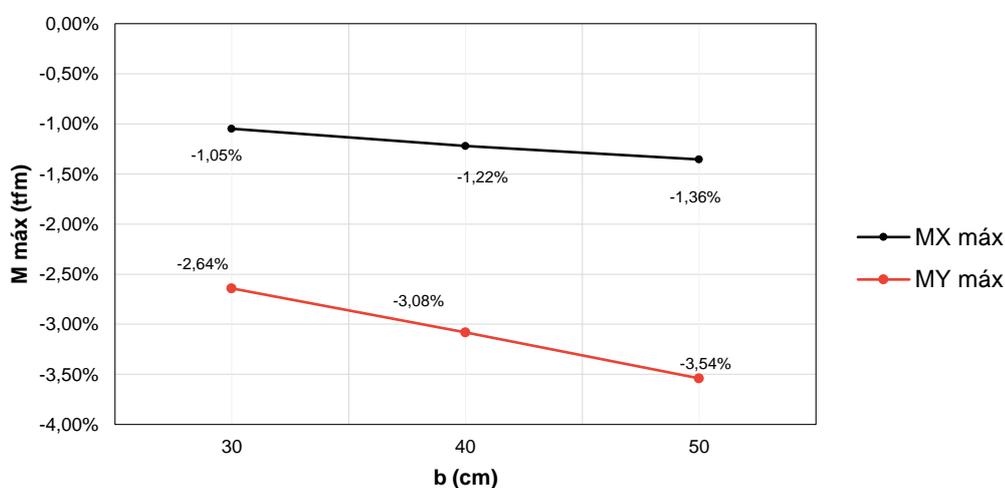
Figura 56 – Influência de b na variação do momento máximo entre OT.



Fonte: autor.

Na figura 57 é demonstrado a influência da inserção dos modelos de OT comparado com o único modelo de NR v50b30nr.

Figura 57 – Influência de b na variação do momento máximo entre OT.



Nota-se que em ambas as direções a diminuição dos esforços com a inserção do OT aumenta, na medida que “b” aumenta, sendo essa variação maior para o momento na direção Y. Quando o OT é inserido, ele age como um elemento de distribuição de carga, transferindo parte das cargas laterais para a viga *outrigger*. Essa transferência de carga reduz a quantidade de momento que é transmitida para a base

do pilar do núcleo. À medida que “b” é aumentada, sua capacidade de redistribuir as cargas laterais também aumenta.

Isso ocorre porque a viga *outrigger* tem uma maior alavanca para contrabalançar as forças laterais que atuam no edifício. Portanto, quanto mais larga for a viga *outrigger*, maior será a eficácia na redistribuição das cargas laterais, resultando em uma redução mais acentuada dos momentos transmitidos para o pilar.

CONCLUSÃO

Esta pesquisa empreendeu a avaliação do impacto da inclusão de um número fixo de pavimentos contraventados pelo sistema de *outrigger* em concreto armado na edificação modelo em análise. Considerando as particularidades do pavimento-tipo empregado, a análise dos resultados revela uma influência substancial desses sistemas na redução dos deslocamentos laterais no topo da edificação e dos momentos fletores na base do núcleo. Cabe destacar que essas conclusões são aplicáveis especificamente ao modelo estudado, considerando as condições e premissas adotadas no escopo desta pesquisa.

A elevação da velocidade básica do vento acarretou um aumento notório nos esforços e deslocamentos em ambos os sistemas, devido ao incremento das forças exercidas na estrutura. Na maioria dos modelos examinados quanto a influência da velocidade básica do vento, a inserção do *outrigger* resultou na diminuição dos deslocamentos, aproximadamente 1% na direção de 0° e 7% na direção de 90°, assim como dos esforços, em cerca de 1% na direção X e 2,5% na direção Y.

Entretanto, a redução proporcionada pela inclusão do *outrigger* não apresentou um comportamento linear. Observou-se que, para a menor velocidade de 30 m/s, a inserção do *outrigger* ocasionou um incremento de aproximadamente 16% nos esforços da direção Y e 9% nos deslocamentos da direção 0°. Ademais, a maior velocidade de 50 m/s resultou nas maiores reduções de deslocamentos e esforços.

Os maiores valores de f_{ck} contribuem para uma maior capacidade de suportar cargas, promovendo uma distribuição mais eficaz das tensões. Isso resulta em menores deslocamentos e esforços. Assim, a análise da influência do f_{ck} com a inclusão do *outrigger* evidencia a redução dos deslocamentos e esforços em todos os casos, sendo mais acentuada nos modelos com menores valores de f_{ck} .

Em uma análise quantitativa desses modelos, a redução dos deslocamentos foi próxima de 1% na direção de 0° e 7% na direção de 90°. Similarmente, a redução dos esforços foi de 2,5% na direção X e 1% na direção Y. É notável que o f_{ck} de 40 MPa resultou na maior redução de deslocamentos e esforços em ambas as direções.

A ampliação da largura da viga *outrigger* culminou em menores deslocamentos e esforços em ambas as direções. Ao aumentar a seção transversal desse elemento, sua alavanca para contrabalancear as forças laterais no edifício é intensificada, o que

potencializa sua capacidade de distribuição de cargas e momentos, resultando em uma rigidez lateral superior.

Quantitativamente, o acréscimo de 1/3 na dimensão da largura da viga *outrigger* resulta em aproximadamente o dobro da redução de esforços, contudo, a taxa dessa variação é inferior a 1% nos modelos analisados.

Comparativamente, quando estes modelos são contrastados com o modelo de núcleo rígido, o sistema de *outrigger* apresenta reduções de deslocamento próximas de 8% na direção de 0° e 1% na direção de 90°. Em relação aos esforços, essa redução equivale a cerca de 1% na direção X e 3% na direção Y.

Dessa maneira, o sistema de *outrigger* se demonstra eficaz nos modelos avaliados, com seu desempenho, em relação ao núcleo rígido, mais significativo em contextos de maiores velocidades de vento, maiores larguras de viga *outrigger* e f_{ck} intermediário de 40 MPa.

Sugere-se complementar esta pesquisa com os seguintes estudos:

- Comparação dos resultados considerando a análise estrutural de acordo com o modelo VI do TQS ® e a análise da estabilidade global por meio do processo P-delta, de modo a validar os resultados e explicar a não linearidade apresentada na V_0 de 30m/s;
- Análise dos modelos propostos considerando pilares com maiores f_{ck} e menores dimensões de seção transversal, com o objetivo de validar a influência dos pilares nos esforços gerados na base núcleo;
- Consideração da ação do vento por meio de parâmetros obtidos em ensaio de túnel de vento;
- Interação solo-estrutura a fim de obter parâmetros realistas da estabilidade global;
- Análise dinâmica da ação do vento; e
- Dificuldades construtivas da fundação de edifícios altos contraventados pelo sistema *outrigger* e núcleo rígido.

REFERÊNCIAS

- ALI, M. M.; MOON, K. S. **Advances in structural systems for tall buildings: Emerging developments for contemporary urban giants**. Buildings, v. 8, n. 8, 2018.
- ALI, M. M.; MOON, K. S. **Structural Developments in Tall Buildings** : Current Trends and Future Prospects. Architectural Science Review, v. 50, n. 3, p. 205–223, 2011.
- ALVES, Elcio Cassimiro; FIOROTTI, Kamila Madeira; CARVALHO JÚNIOR, Marcos Oliveira. Análises dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios altos com lajes protendidas. **Revista Principia - Divulgação Científica e Tecnológica do Ifpb**, [S.L.], n. 57, p. 159, 19 dez. 2021. Instituto Federal de Educacao, Ciencia e Tecnologia da Paraiba. <http://dx.doi.org/10.18265/1517-0306a2021id4855>. Disponível em: <https://periodicos.ifpb.edu.br/index.php/principia/article/viewFile/4855/1855>. Acesso em: 29 ago. 2023.
- ALVES, Elcio Cassimiro; PAIXÃO, João Fernando Martins. Análise de estabilidade global em edifícios altos. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiânia, v. 13, n. 1, 2016. DOI: 10.5216/reec.v13i1.39552. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/39552>. Acesso em: 13 jan. 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019. 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66p.
- BENVEGNÚ, Daniele Elisa. **Análise da performance de diferentes concepções estruturais em edifícios altos em concreto**. 2022. 207 f. Dissertação (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10183/248620>. Acesso em: 12 jan. 2023.
- BERNARDI, Douglas Francescato; CAMPOS FILHO, Américo; PACHECO, Alexandre Rodrigues. **Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 16, p. 43–53, 2010. Disponível em: http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art5_N16.pdf. Acesso em: 01 fev. 2023.
- BLESSMANN, J. **Ação do Vento em Edifícios**. 2ª.ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989. 166p.
- BRASIL, Giovanni S. **Análise de modelos de contraventamento em edifício de concreto armado**. Porto Alegre, 2018.
- CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de estruturas: Contraventamento de edifícios**. (S.l: s.n.), 2008, 76.p. Apostila. Disponível em:

<https://pilaresedificios.files.wordpress.com/2011/10/contraventamento-de-estruturas.pdf>. Acesso em: 01 fev. 2023.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3.ed. São Carlos: EdUFSCar, 2012. 368p.

CARVALHO, Syria Freitas de. **Análise da eficiência dos contraventamentos de edifícios de múltiplos pavimentos a partir da avaliação dos seus deslocamentos máximos**. 2017. 65 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário CESMAC, Maceió-AL, 2017. Disponível em: <https://ri.cesmac.edu.br/handle/tede/367>. Acesso em: 01 jan. 2022.

Choi, H., Ho, G., Joseph, L. & Mathias, N. (2012). **Outrigger Design for High-Rise Buildings: An output of the CTBUH Outrigger Working Group**. Council on Tall Buildings and Urban Habitat: Chicago. Disponível em: https://store.ctbuh.org/PDF_Previews/Books/2012_CTBUHOutriggerGuide_Preview.pdf. Acesso em: 16 jan. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **70 Pine**. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/70-pine/18405>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Burj Khalifa**. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/burj-khalifa/3>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **CTBUH HEIGHT CRITERIA**. Disponível em: < https://cloud.ctbuh.org/CTBUH_HeightCriteria.pdf >. Acesso em: 13 de jan. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Edifício Martinelli**. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/predio-martinelli/14080>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Empire State**. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/empire-state-building/261>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Home Insurance Building**. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/home-insurance-building/9071>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Infinity Coast Tower**. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/infinity-coast-tower/13985>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023.

Monadnock Building. Disponível em:

<https://www.skyscrapercenter.com/building/monadnock-building/9073>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **North**

Michigan Avenue. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/875-north-michigan-avenue/345>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **One**

Tower. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/one-tower/16120>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **TALL**

BUILDING CRITERIA. Disponível em: < <https://www.ctbuh.org/resource/height>>. Acesso em: 29 de ago. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Tallest**

Building. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/buildings?status=completed&material=all&function=all&location=world&year=2023>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Willis**

Tower. Disponível em <https://www.skyscrapercenter.com/building/willis-tower/169>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **Woolworth**

Building. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/woolworth-building/969>. Acesso em: 16 jun. 2023.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. CTBUH, 2023. **World**

Trade Center. Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/one-world-trade-center/98>. Acesso em: 16 jun. 2023.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; DA SILVA, Wellington Andrade; LACERDA, Maiza Moana Silva; FLORENCIO, Ágatha Cristine. **Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado:** estudo de caso.

(D.O.I.10.5216/reec.v9i2.28875). REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiânia, v.9, n. 2, 2014. DOI: 10.5216/reec.v9i2.28875. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/28875>. Acesso em: 13 jan. 2023.

DERBLI, Heitor. **Edifícios empresariais como marco do processo de transição na**

arquitetura carioca: A Noite; Avenida Central; Centro Empresarial Rio e Teleporto. Orientador: Dr. Paulo Afonso Rheingantz. Rio de Janeiro: UFRJ / FAU / PROARQ, 2006. Dissertação (Mestre em Ciências em Arquitetura). Disponível em: <http://objdig.ufrj.br/21/teses/663019.pdf>. Acesso em: 29 ago. 2023.

FICHER, Silvia., 1994. Edifícios altos no Brasil. **Espaço & Debates**, São Paulo, 14 (37):61-67.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/13387?show=full>. Acesso em 14 fev. de 2023.

GUERZONI, Rafael Grifoni. **Análise do efeito da ação do vento no projeto de edifícios altos de concreto para diferentes sistemas estruturais**. 2020. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020. Disponível em: https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-14072006-110932/publico/2005ME_FernandoFFontes.pdf. Acesso em 14 fev. de 2023.

HUPPES, Fábio Augusto Henkes Huppés. **Análise de modelos estruturais para um edifício de concreto armado**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Santa Rosa, 2018. Disponível em: <https://bibliodigital.unijui.edu.br:8443/xmlui/bitstream/handle/123456789/5765/F%C3%A1bio%20Augusto%20Henkes%20Huppés.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em 14 fev. de 2023.

IPHAN (Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional). (2012). Tombamento do Edifício A Noite - Parecer. Disponível em: https://www.gov.br/iphan/pt-br/aceso-a-informacao/participacao-social/conselhos-e-orgaos-colegiados/banco-de-pareceres/Banco_de_Pareceres_Tombamento_do_Edificio_A_Noite_RJ.pdf. Acesso em 29 ago. de 2023.

IRWIN, P.; DENOON, R.; SCOTT, D. **Wind tunnel testing of High-Rise Buildings: An output of the CTBUH Wind Engineering Working Group**. Council on Tall Buildings and Urban Habitat. Chicago, 2013.
KIAN, P.S. The use of outrigger and belt truss system for high-rise concrete buildings. *Civil Engineering Dimension*, v. 3, n. 1, p. 36–41, 2004.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com uso de sistemas computacionais**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2007.

LESLIE, Thomas. *The Monadnock Building: technically reconsidered*. **CTBUH Research Paper**. p. 26-31. 2013. Disponível em: <https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/569-the-monadnock-building-technically-reconsidered.pdf>. Acesso em: 17 jun. 2023.

LIMA, Matheus Freitas. **Sistema de outriggers em concreto armado: Análise comparativa em edifício real**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/240257>. Acesso em 12 mar. de 2023.

MEDEIROS, Sérgio R. P. **Modelos estruturais de núcleos de edifícios – barra vs. casca**. TQSNEWS, ano XVII, nº 39, 2014. Disponível em: <https://dl.tqs.com.br/tqs->

news/JornalTQS39.pdf. Acesso em 12 mar. de 2023.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-25052018-173137/publico/Dissert_Pinto_RivelliS.pdf. Acesso em 14 fev. de 2023.

SANTOS, Tatyane Pacífico dos; BARBOZA, Aline da Silva Ramos. **Estabilidade global em edifício alto de concreto armado considerando a modelagem e o posicionamento do núcleo rígido**. *Concreto & Construções*, [S.L.], v. , n. 101, p. 54-60, 2021. Editora Cubo. <http://dx.doi.org/10.4322/1809-7197.2021.101.0005>. Disponível em: – <http://dx.doi.org/10.4322/1809-7197.2021.101.0005>. Acesso em: 14 fev. 2023.

Sarkisian, M. ***Designing tall buildings structure as architect***, Routledge, 2012.

SMITH, Bryan Stanford; COULL, Alex. ***Tall building structures: analysis and design***. New York: Wiley, 1991.

SOUZA, Acir Mércio Loredo; ROCHA, Marcelo Maia; WITTEWER, Adrian Roberto; OLIVEIRA, Marcelo Gustavo Klaus. **Modelagem de edifícios altos em túnel de vento**. *Concreto & Construções*, [S.L.], v. , n. 99, p. 48-63, 2020. Editora Cubo. <http://dx.doi.org/10.4322/1809-7197.2020.99.0002>. Disponível em: <https://doi.editoracubo.com.br/10.4322/1809-7197.2020.99.0002>. Acesso em: 30 jan. 2023.

TARANATH , B.S. ***Structural Analysis and Design of Tall Buildings***: Steel and Composite Construction. CRC Press, Florida, USA, 2016.

TARANATH, Bungale. S. ***Reinforced concrete design of tall buildings***. Boca Raton - FL: CRC Press, 2010. 923 p.

TREIN, Cristiano Augusto. **Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento**. 2005. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

WU, J. R.; LI, Q. S. ***Structural performance of multi-outrigger-braced tall buildings***. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, v. 12, n. 2, p. 155–176, 2003.

YACHTHOUSE BY PININFANINA. Reunião de assuntos estratégicos a comissão de meio ambiente e sustentabilidade: **Apresentação edifício Yachthouse**. Balneário

Camboriú: Sidunskon, 2019. 25 slides, color. Disponível em: <https://cbic.org.br/sustentabilidade/wp-content/uploads/sites/22/2019/04/CMA-BC-YACHTHOUSE.pdf>. Acesso em: 16 jan. 2023.

GOLDANI, Daniel. **Eficiência dos Sistemas Outrigger em Edifícios Altos de Concreto Armado**. 2021. 268f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2021. Disponível em: https://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/26997/1/CT_COECI_2020_2_10.pdf. Acesso em: 30 jan. 2023.

TQS Informática Ltda. 2023. **TQS® versão LVP&S v23**. Disponível em: <
https://www.tqs.com.br/systems/professional?gclid=CjwKCAjwloynBhBbEiwAGY25dNHHRqMbZ3F-kRo5tTpyTeNKJGMy0X97j8QLxfHwVSoxoLzComM9NxoC2kQQA vD_BwE>.

ANEXO A - CRITÉRIOS DE PROJETO DO TQS®

A seguir são apresentados alguns dos critérios de projeto utilizados.

Critérios gerais

- a) Norma em uso
 - i) NBR-6118-2014
- b) Verificação de f_{ck} mínimo
 - i) Desativa
- c) Verificação de cobrimentos mínimos
 - i) Desativa
- d) Verificação de dimensões mínimas
 - i) Verifica segunda a ABNT NBR 6118
- e) Permite rebaixo de pilar
 - i) Permite

Ações

- a) Separação de cargas permanentes e variáveis
 - i) Com separação
- b) Caso 1 agrupa outros casos
 - i) Casos de 2 a 4
- c) Consideração de peso-próprio de lajes
 - i) Sim
- d) Consideração de peso-próprio de vigas
 - i) Sim
- e) Carga estimada em viga de transição
 - i) Entre a carga estimada pelo pórtico e a definida pelo engenheiro, usar o valor de maior módulo.
- f) Permite cálculo c/ altura de alvenaria igual a zero
 - i) Não
- g) Vento
 - i) Número total de casos de vento
(1) 4
 - ii) Velocidade básica (V_0)
(1) 30
 - iii) Coeficiente de arrasto (menor valor)
(1) 1,32
 - iv) Túnel de vento
(1) Correção dos momentos torsores
(a) Sim
- h) Ponderadores
 - i) Ponderador do peso-próprio
(1) 1,4
 - ii) Ponderador das demais ações permanentes (CV)

- (1) 1,4
- iii) Ponderador das ações variáveis (CV)
- (1) 1,4

Análise Estrutural

- a) Modelo global do edifício
 - i) Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios
- b) Modelo para viga de transição
 - i) Modelo adicional com vigas de transição enrijecidas
- c) Trechos rígidos
 - i) Método p/ definir extensão de apoio
 - (1) em função da altura da viga
 - ii) Multiplicador da altura da viga p/ extensão de apoio
 - (1) 0,3
- d) Pórtico espacial
 - i) Vigas
 - (1) Consideração de seção T
 - (a) Calcular inércia das vigas com seção T em todo o vão
 - (2) Inércia p/ vigas s/ rigidez à torção
 - (a) 6,67
 - (3) Fator de engastamento parcial em vigas
 - (a) 1
 - ii) Pilares
 - (1) Majoração da rigidez axial p/ efeitos construtivos
 - (a) Considera majoração da rigidez axial
 - (2) Multiplicador da rigidez axial p/ efeitos construtivos
 - (a) 3
 - (3) Pilares não-retangulares c/ eixos principais
 - (a) Calcula.
 - iii) Ligações viga-pilar
 - (1) Flexibilização de ligações
 - (a) Sim
 - (2) Multiplicador de largura de apoio p/ coeficiente de mola
 - (a) 1,5
 - (3) Divisor de coeficiente de mola
 - (a) Sim
 - (4) Offset-rígido
 - (a) Sim
 - iv) Separação de modelos para ELU e ELS
 - (1) Sim
 - v) Modelo ELU
 - (1) Não-linearidade física p/ vigas
 - (a) 0,4
 - (2) Não-linearidade física p/ pilares

- (a) 0,8
- (3) Não-linearidade física p/ lajes
 - (a) 0,3
- vi) Modelo ELS
 - (1) Não-linearidade física p/ lajes
 - (a) 1
- vii) Transferência de esforços
 - (1) Transferência dos esforços de 2ª ordem (GamaZ)
 - (a) Sim
 - (2) Transferência de força normal para vigas
 - (a) Sim
 - (3) Tolerância p/ transferência de forças das grelhas
 - (a) 0
 - (4) Tolerância p/ transferência de momentos das grelhas
 - (a) 0
- e) Grelha
 - i) Vigas
 - (1) Consideração da seção T em vigas
 - (a) Calcular inércia das vigas com seção T em todo o vão
 - (2) Inércia p/ vigas s/ rigidez à torção
 - (a) 6,67
 - (3) Fator de engastamento parcial em vigas
 - (a) 1
 - ii) Apoios (restrições)
 - (1) Apoio de vigas em pilares
 - (a) Modelo p/ o apoio de vigas em pilares
 - (i) Elástico independente
 - (b) Multiplicador de largura de apoio p/ coeficiente de mola
 - (i) 1
 - (c) Divisor de coeficiente de mola
 - (i) 4
 - (2) Modelo p/ o apoio de nervuras em pilares
 - (a) Sim
 - (3) Modelo p/ o apoio de lajes maciças em pilares
 - (a) Sim
 - iii) Lajes nervuradas
 - (1) Considera seção T para nervuras
 - (a) Sim
 - (2) Plastificação de nervuras apoiadas em vigas
 - (a) Não
 - iv) Lajes maciças (planas)
 - (1) Divisor de inércia à torção em barras de lajes
 - (a) 6
 - (2) Consideração de Wood&Armer

- (a) Sim
- (3) Espaçamento de barras em X
 - (a) 35
- (4) Espaçamento de barras em Y
 - (a) 35
- (5) Plastificação de barras de lajes apoiadas em vigas
 - (a) Sim
- v) Multiplicador p/ deformação lenta
 - (1) 2
- f) Estabilidade global
 - i) Cálculo de Γ_{mZ} com valores de cálculo
 - (1) Esforços de cálculo.
 - ii) Considera deslocamentos horizontais gerados por cargas verticais
 - (1) Sim
- g) Análise P-Delta
 - i) Análise em 2 passos
 - (1) P-Δ em 2 passos
 - ii) Multiplicador de esforços pós-análise
 - (1) 1
- h) Deslocamentos laterais do edifício
 - i) Verifica deslocamentos laterais do edifício
 - (1) ABNT NBR 6118
 - ii) Considera efeitos das cargas verticais
 - (1) Não
 - iii) P-Delta na avaliação dos deslocamentos laterais
 - (1) Não adota análise P-Δ na avaliação dos deslocamentos laterais
 - iv) Limites
 - (1) Deslocamento máximo no topo do edifício
 - (a) 1700
 - (2) Deslocamento máximo entre pisos
 - (a) 850
- i) Grelha não-linear
 - i) Análise p/ todas combinações ELS
 - (1) Adota todas combinações ELS definidas
 - ii) Número total de incrementos de carga
 - (1) 12
 - iii) Consideração da fissuração
 - (1) Considera fissuração à flexão e à torção
 - iv) Consideração da fluência
 - (1) Correção do diagrama tensão-deformação do concreto pelos coeficientes de fluência (ϕ);

Dimensionamento, detalhamento e desenho

- a) Lajes

- i) Flexão composta
 - (1) Verifica flexão composta normal
 - (a) Sim
 - (2) Força pequena a ser desprezada
 - (a) 50
 - ii) Verifica armadura mínima
 - (1) Sempre que a armadura de flexão tiver valores menores que a armadura mínima recomendada pela NBR 6118, este valor de norma será adotado.
 - iii) Norma p/ verificação ao cisalhamento
 - (1) Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 6118 vigente
 - iv) Norma p/ verificação à punção
 - (1) Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 6118:2014
 - v) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4
 - (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
 - (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
 - vi) Homogeneização de faixas de armaduras
 - (1) Porcentagem mínima de média ponderada p/ M(-)
 - (a) 50
 - (2) Porcentagem mínima de média ponderada p/ M(+)
 - (a) 80
- b) Vigas
- i) Norma p/ cálculo
 - (1) Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 6118:2014
 - ii) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4
 - (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
 - (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
 - iii) Cálculo de esforços
 - (1) Redução de momentos negativos
 - (a) Cálculo de esforços solicitantes em regime elástico.
 - iv) Flexão
 - (1) Armadura mínima
 - (a) Limite p/ armadura mínima
 - (i) O limite é definido de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118
 - (b) Seção T para cálculo de $M_{1dmín}$ e $Asmín$

- (i) Armadura mínima e Momento mínimo ($M_{1d,mín}$) calculados considerando seção T.
 - (2) Alojamento de barras sem simetria
 - (a) Aloja as barras na seção transversal em diversas camadas, sem a preocupação de fazer uma distribuição simétrica.
 - (3) Armadura que chega em apoio extremo
 - (a) 2
 - (4) Verificação de ductilidade
 - (a) Verifica limites de redistribuição de $M(-)$, plastificação, nos extremos dos vãos e impõe critérios de ductilidade no dimensionamento das seções transversais conforme prescrições da NBR 6118:2003. É realizada a limitação da posição relativa da Linha Neutra na seção transversal e, conseqüentemente, aumento da armadura de compressão.
 - (5) Ancoragem positiva
 - (a) Ancoragem nos apoios extremos
 - (i) Ancoragem da armadura positiva combinando com grampos, calculados por processo exato quando o comprimento do apoio é pequeno perante o raio de dobra da barra. É válido também para vãos internos com faces inferiores não coincidentes.
 - (b) Bitola que chega no apoio extremo
 - (i) A condição acima não é verificada.
 - v) Cisalhamento e Torção
 - (1) Modelo de cálculo
 - (a) Modelo I
 - (2) Limite $p/$ desprezar torção
 - (a) 5
 - vi) Armadura lateral
 - (1) Dimensionamento da armadura lateral
 - (a) Dimensionamento da armadura lateral segundo ABNT NBR 6118:2003 (2007)
 - (2) Altura mínima para colocação de $A_{s,lat}$
 - (a) 60
 - vii) Furo em viga
 - (1) Largura máxima do furo
 - (a) 0
 - (2) Cortante $p/$ cálculo de suspensão
 - (a) 0
- c) Pilares
- i) Norma para cálculo
 - (1) ABNT NBR 6118:2014 (2014)
 - ii) Ponderadores $p/$ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4

- (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
- (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
- iii) Índices de esbeltez limites
 - (1) Limite $p/ 2^a$ ordem aproximada ($1/r$ e $k\alpha$)
 - (a) 90
 - (2) Limite $p/ 2^a$ ordem $c/ N, M, 1/r$
 - (a) 140
- iv) Definição dos comprimentos equivalentes
 - (1) Comprimento equivalente calculado de eixo a eixo das vigas.
- v) Transformação de FCO em FCN
 - (1) Não se alternam os esforços da flexão composta oblíqua para dimensionamento.
- vi) Porcentagens limites de armadura
 - (1) Porcentagem limite de armadura mínima
 - (a) 0,4
 - (2) Porcentagem limite de armadura máxima
 - (a) 8
- vii) Grampos
 - (1) Grampos verticais no último pavimento
 - (a) Não
 - (2) Desenho de grampos em forma de S
 - (a) Desenho dos grampos em forma de "C".
- viii) Consideração de peso-próprio
 - (1) Sim
- ix) Pilares-parede
 - (1) Esbeltez limite $p/$ desprezar efeitos localizados
 - (a) 35
 - (2) Avaliação dos efeitos locais de 2^a ordem
 - (a) Sim
 - (3) Porcentagem mínima de estribos
 - (a) 25
- x) Seleção de bitolas no lance
 - (1) % limite $p/$ seleção no lance
 - (a) 15
 - (2) Número de bitolas a mais $p/$ seleção no lance
 - (a) 3
- d) Fundações
 - i) Sapatas
 - (1) Ponderadores $p/$ valores de cálculo
 - (a) Ponderador da resistência do concreto
 - (i) 1,4
 - (b) Ponderador da resistência do aço

- (i) 1,15
 - (c) Ponderador das solicitações
 - (i) 1,4
 - (d) Coeficiente adicional de segurança
 - (i) 1
 - (e) Coeficiente de segurança ao tombamento
 - (i) 1,5
 - (f) Coeficiente de segurança ao deslizamento
 - (i) 1,5
 - ii) Blocos sobre estacas
 - (1) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (a) Ponderador da resistência do concreto
 - (i) 1,4
 - (b) Ponderador da resistência do aço
 - (i) 1,15
 - (c) Ponderador das solicitações
 - (i) 1,4
 - (d) Coeficiente adicional de segurança
 - (i) 1
 - (2) Blocos quadrados
 - (a) Igualar armaduras pela maior
 - (i) iguala armaduras pela maior
 - (b) Diferença máxima entre as dimensões
 - (i) 0
 - (3) Blocos de 7 a 24 estacas
 - (a) Método de Cálculo - Bloco Rígido
 - (i) Método Simplificado
 - (b) % de armadura principal detalhada
 - (i) 125
- e) Escadas
 - i) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4
 - (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
 - (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
 - ii) Homogeneização de armaduras
 - (1) Porcentagem mínima p/ M(-)
 - (a) 50
 - (2) Porcentagem mínima p/ M(+)
 - (a) 80
 - iii) Cálculo de armadura mínima
 - (1) O limite é definido de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118

Critérios do PREO

Modelagem

- 1) Comprimento máximo de elemento pré-moldado
 - a) 1200.000000
 - b) Peso máximo de elemento pré-moldado
 - i) 24.000000
 - c) Extensão relativa do apoio da viga no consolo
 - i) 0.666700
- 2) Dimensionamento
 - a) Engastamento padrão de vigas
 - i) 0.000000
 - b) Engastamento lateral padrão de vigas
 - i) 0.000000

Detalhamento Geral

- a) GamaC Concreto
 - i) 1.400000
- b) GamaS Aço
 - i) 1.150000
- c) GamaS Aço Protendido
 - i) 1.150000
- d) GamaF Ações
 - i) 1.400000
- e) GamaC Concreto (ato da protensão)
 - i) 1.200000
- f) GamaS Aço Convencional (ato da protensão)
 - i) 1.150000
- g) GamaS Aço Protendido (ato da protensão)
 - i) 1.150000
- h) GamaF Ações (ato da protensão)
 - i) 1.000000
- i) Comprimento do ferro da usina
 - i) 1200.000000

Detalhamento Vigas

- a) Altura de solidarização padrão (cm)
 - i) 5.000000
- b) Espessura aparelhos de apoio (cm)
 - i) 1.000000
- c) Folga vigas (cm)
 - i) 2.000000

Detalhamento Pilares

- a) Espaçamento de estribos geral cm
 - i) 15.000000
 - b) Espaçamento de estribos região do consolo
 - i) 5.000000
 - c) Espaçamento de estribos região da fundação
 - i) 10.000000
- 2) Detalhamento Lajes
- a) Distância de lajes pré-moldadas a pilares
 - i) 1.000000
 - b) Distância de apoio de lajes s / vigas
 - i) 10.000000
 - c) Combinação para pré - dimensionamento,
(1)AtoPro(2)CQPerm(3)CFreq(4)CTNM
 - i) 1
 - d) Multiplicador do esforço para pré-dimensionamento
 - i) 1.200000
 - e) Divisor do vão que define deslocamento limite
 - i) 250.000000

Detalhamento consolos

- a) Norma de referência p/detalhamento (0) NBR9062:1985; (1) NBR9062:2001,NBR9062:2006,NBR9062:2014
 - i) 1
 - b) GamaN consolo
 - i) 1.200000
 - c) Força horizontal mínima/força vertical
 - i) 0.165000
 - d) Bitola mínima tirante, mm
 - i) 12.500000
 - e) GamaS aço alternativo
 - i) 1.250000
- 2) Detalhamento Cálices
- a) Cálice e pilar (1) liso (2) rugoso NBR-9062
 - i) 1
 - b) Cobrimento externo cm (3) default
 - i) 3.000000
 - c) Cobrimento interno cm (1) default
 - i) 1.000000
 - d) Espessura mínima parede cm
 - i) 10.000000