



COMPARATIVO DA ESTABILIDADE GLOBAL COM DOIS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO ALTO – ESTUDO DE CASO

CURITIBA
2020



MARIA EDUARDA FRANZONI CHERON
SELTON DUTRA ZEN

COMPARATIVO DA ESTABILIDADE GLOBAL COM DOIS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO EM UM EDIFÍCIO ALTO – ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Pós Graduação em Sistemas Estruturais de Concreto, Pós-Graduação *lato sensu*, do IDD como requisito parcial para a obtenção do Grau de Especialista em Estruturas.

Orientador: Prof. Msc. Kirke Andrew W. Moreira.

CURITIBA
2020

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Deus pela vida, pela longa caminhada e pela oportunidade de concluir este trabalho.

Eu, Selton Dutra Zen, agradeço aos meus pais, Marcio e Selenia, por me apoiarem e darem condições plenas para minha formação não apenas como profissional, mas também como pessoa íntegra e justa. Aos meus avós, Antônio e Ivani, luzes da minha vida, sempre atentos aos meus anseios e solícitos em minha educação. À minha namorada, Ana Carolina, que nos momentos difíceis está ao meu lado, me incentivando e encorajando.

Eu, Maria Eduarda Franzoni Cheron, agradeço aos meus pais, Rubens e Naudiceia, pelo amor, inspiração e principalmente por acreditarem em mim e nunca permitirem que eu desistisse. Ao meu namorado, Paulo Victor, pelo incentivo constante, pelo companheirismo e pelo apoio durante a conclusão deste trabalho.

Por fim, agradecemos ao professor Kirke Andrew W. Moreira, nosso orientador, pela prestatividade no auxílio ao trabalho e pela destreza com que conduziu nossas demandas.

RESUMO

A análise da estabilidade global de edifícios é essencial nos dias atuais, onde as cidades estão cada vez mais verticalizadas e as estruturas mais esbeltas – fatores que pode transformar a rigidez global e atuação das cargas horizontais em condições críticas de dimensionamento. Para tanto, se faz necessário analisar a influência dos efeitos de 2ª ordem sobre a estabilidade estrutural. Dentre os principais métodos de mapeamento destes efeitos, pode-se citar os parâmetros γ_z e α . Este trabalho tem como objetivo analisar a influência da aplicação de dois sistemas de contraventamento na estabilidade de um edifício esbelto de 30 pavimentos. Foram utilizados dois modelos para análise: o primeiro empregando o sistema de enrijecimento por meio de pórticos de contraventamento e o segundo, com enrijecimento por meio de Outrigger. Avaliou-se a influência destes métodos nos deslocamentos globais e entre pisos, coeficiente γ_z e repercussões no consumo de materiais. Foi possível realizar otimização topológica dos pilares com a aplicação do Outrigger e, conseqüentemente, alteração do consumo de insumos. Ao fim, realizou-se um estudo comparativo dos resultados obtidos nos dois modelos sob a ótica da estabilidade global, deslocamentos e consumo de materiais. Foi possível observar os impactos positivos e negativos da implantação do Outrigger onde, apesar de apresentar resultados favoráveis no âmbito técnico e economia no emprego de insumos, impacta em aspectos negativos relacionados a demanda de espaço do sistema frente à arquitetura da torre.

Palavras chave: Estabilidade Global, Outrigger, Eberick.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Modulo de elasticidade do concreto (MONCAYO, 2011).	16
Figura 2. Imperfeições geométricas globais. (Adaptado da NBR 6118 (ABNT,2014, p.59)).....	20
Figura 3. Efeitos de 2ª ordem (FUSCO, 1995).....	22
Figura 4. Posição deslocada em iterações sucessivas (LIMA, 2010).....	26
Figura 5. Estrutura indeformada (LIMA, 2001).....	27
Figura 6. Estrutura deformada (LIMA, 2001).....	27
Figura 7. Forças horizontais fictícias (LIMA, 2001).....	28
Figura 8. Estruturas de contraventamento e contraventadas (FUSCO, 1995, apud RIBEIRO, 2010).....	30
Figura 9. Ilustração de pórtico espacial (KIMURA, 2018, p. 122).....	31
Figura 10. Pórtico de contraventamento e diagrama unifilar (ENGEL, 2003, p. 193). 31	
Figura 11. Outriggers (TARANATH, 2012, apud FERREIRA E SOUZA, 2018, p. 2).	32
Figura 12. Outrigger com <i>Belt Trusses</i> (RIBEIRO, 1990, p. 26).....	33
Figura 13. U.S. Bank Center (CHOI et al., 2017, p. 63).	36
Figura 14. Tabela com alguns exemplos de emprego do Outrigger pelo mundo (SU, WONG E CHANDLER, 2005, p. 81).	36
Figura 15. Transformação de momento para forças axiais nos pilares de bordo (CHOI et al., 2017, p. 15 apud NAIR, 1998).	37
Figura 16. Diminuição dos momentos fletores nos andares de Outrigger (CHOI et. Al., 2017, p. 15 apud TARANATH, 1998).	38
Figura 17. Posição ótima para implantação de um Outrigger (RIBEIRO, 1990, p. 37).	40
Figura 18. Eficiência de um Outrigger expressão em $M\%$ e $\Delta\%$ (RIBEIRO, 1990, p. 40).	41
Figura 19. Posição ótima para implantação de dois Outriggers (RIBEIRO, 1990, p. 46)	42
Figura 20. Planta pavimento tipo.....	44

Figura 21. Configurações gerais de análise.....	45
Figura 22. Configurações para grelha não-linear	46
Figura 23. Configuração para processo incremental	46
Figura 24. Configuração para combinação de ações	47
Figura 25. Configuração para restrição de deslocamentos	48
Figura 26. Forma de pavimento tipo. Pilares de contraventamento, destacados.	53
Figura 27. Detalhamento simplificado do pilar-parede P4.....	57
Figura 28. Pilares participantes do sistema Outrigger destacados.	60
Figura 29. Pilares participantes do sistema Outrigger destacados.	61
Figura 30. Elementos que constituem o sistema Outrigger, pavimento 17, sem otimização de seção dos pilares.....	62
Figura 31. Diagrama de momento fletor no núcleo rígido causado por vento no eixo Y	63
Figura 32. Diagrama de momento fletor	63
Figura 33. Planta de formas com pilares em seção otimizada, pavimento tipo.	65
Figura 34. Detalhamento simplificado dos pilares-parede P4 e P6.....	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Momentos e parâmetro γ_z para modelo de 40 MPa.	54
Tabela 2 – Deslocamentos totais para modelo de 40MPa.	55
Tabela 3 - Deslocamentos entre pisos para modelo de 40 MPa.....	56
Tabela 4 - Consumo de materiais para os pórticos espaciais.	58
Tabela 5 - Esforços na fundação	58
Tabela 6 – Otimização de seção dos pilares com modelo Outrigger.	66
Tabela 7 – Comparação de momentos e parâmetro γ_z dos dois modelos	66
Tabela 8 – Comparativo de deslocamentos totais para os dois modelos.	67
Tabela 9 - Deslocamentos relativos entre pavimentos para modelo com Outrigger.....	69
Tabela 10 – Comparativo do consumo de materiais dos modelos	70
Tabela 11 - Comparativo dos esforços na fundação dos dois modelos.....	72

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	1
RESUMO	2
LISTA DE FIGURAS	3
LISTA DE TABELAS.....	5
SUMÁRIO.....	6
1. INTRODUÇÃO	9
1.1. PROBLEMA DE PESQUISA.....	10
1.2. OBJETIVOS.....	11
1.2.1. Objetivo Geral	11
1.2.2. Objetivos Específicos	11
1.3. HIPÓTESE	11
1.4. JUSTIFICATIVAS	11
1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	12
1.6. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	13
2. FUNDAMENTAÇÃO	15
2.1. RIGIDEZ	15
2.2. ESTABILIDADE GLOBAL.....	17
2.3. CARGAS HORIZONTAIS.....	17
2.3.1. Vento	18
2.3.2. Desaprumo.....	20
2.4. EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	21
2.4.1. Coeficiente γ_z	23
2.4.2. Parâmetro α	24
2.4.3. Processo P- Δ	26
2.4.4. Classificação Quanto à Deslocabilidade dos Nós	28
2.5. MÉTODOS DE ENRIJECIMENTO ESTRUTURAL	29
2.5.1. Pórtico de Contraventamento	30
2.5.2. Outrigger	32

2.5.2.1. Conceito e Histórico.....	32
2.6. OUTRIGGER EM CONCRETO ARMADO	37
2.6.1. Solicitações Estruturais	37
2.6.2. Pavimento Ótimo para Localização	39
2.6.2.1. 01 Outrigger	39
2.6.2.2. 02 Outriggers.....	41
3. ESTUDO DE CASO OU PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	43
3.1. Edifício do Estudo de Caso	43
3.2. Parâmetros adotados para Modelagem.....	44
3.2.1. Ajustes de Análise	44
3.2.2. Ações Consideradas	46
3.3. Modelagem da Estrutura com Pórtico Espacial de Contraventamento.....	47
3.4. Modelagem da Estrutura com Ourtigger.....	48
3.5. Otimização dimensional dos elementos da estrutura com Outrigger.....	49
3.6. Análise comparativa de estabilidade global dos dois modelos	50
3.7. Análise comparativa de consumo de material dos pórticos	50
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	52
4.1. Estrutura com Pórtico Espacial de Contraventamento.....	52
4.1.1. Estabilidade Global	54
4.1.2. Consumo de materiais	56
4.1.2.1. Supraestrutura	56
4.1.2.2. Infraestrutura	58
4.2. Estrutura com Outrigger.....	59
4.2.1. Otimização da seção dos elementos	64
4.2.2. Estabilidade Global	66
4.2.3. Consumo de materiais	69
4.2.3.1. Supraestrutura	69
4.2.3.2. Infraestrutura	71
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	73

5.1. Sugestões para Trabalhos Futuros.....	75
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76
APÊNDICE 01 – FORMAS MODELO COM PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO	80
APÊNDICE 02 – FORMAS MODELO COM OUTRIGGER	82
APÊNDICE 03 –FORMAS MODELO COM OUTRIGGER E PILARES COM SEÇÃO OTIMIZADA	84

1. INTRODUÇÃO

O crescente aumento da população associado a urbanização das cidades nas últimas décadas, fomentou um processo de verticalização das construções que, respaldadas por novas tecnologias construtivas e aprimoramento de materiais, permitiu às edificações alçarem patamares mais altos e esbeltos. Por consequência, se exigiu dos profissionais de engenharia civil uma evolução nas metodologias de análise e verificação estrutural dos edifícios.

Nas metodologias de análise, encontra-se a análise da estabilidade global, onde agregado aos esforços verticais, os esforços horizontais podem se tornar preponderantes no dimensionamento dos elementos. Nesta análise, entende-se os efeitos provocados pelas cargas atuantes na estrutura como subdivididos, entre tantas categorias, em dois eixos norteadores: os efeitos de primeira e segunda ordem (NBR 6118:2014).

Segundo a norma, o primeiro é associado a análise do edifício na configuração geométrica inicial da estrutura, e prevê deformações com as cargas atuantes da própria estrutura. No segundo o edifício passa a ser analisado na condição deformada da estrutura, onde prevê as deformações dos efeitos gerados por excentricidades em peças estruturais, as quais provocam deformações em toda a edificação.

A NBR 6118:2014 indica dois métodos para cálculo de parâmetros de estabilidade global: o parâmetro α e o coeficiente γ_z , os quais permitem a classificação da estrutura como sendo de nós fixos ou de nós móveis. Em estruturas de nós fixos é dispensada a consideração dos efeitos globais de segunda ordem, por representarem um acréscimo menor que 10% nas solicitações relevantes da estrutura em relação a análise de primeira ordem. Já em estruturas classificadas como de nós móveis, os deslocamentos da estrutura acarretam, devido aos efeitos de segunda ordem, em grandezas expressivas e precisam ser considerados para efeitos de cálculo dos elementos.

Compreende-se que quanto mais alta as edificações, maior será a esbeltez e mais relevante se tornará a sua estabilidade global. Para isso, o engenheiro deve evitar grandes deslocamentos nodais, para que evite também patologias oriundas de movimentações

excessivas, insegurança de utilização (Estado limite de serviço - ELS) e instabilidade do arranjo estrutural (Estado limite de utilização - ELU).

A fim de atenuar o impacto dos deslocamentos na estrutura, pode ser empregadas algumas soluções técnicas como, por exemplo o sistema de contraventamento, uma disposição adequada de núcleos rígidos e elementos estruturais, assim como o aumento da rigidez destes elementos (NBR 6118:2014).

No contexto nacional, a solução de contraventamento por meio de pórticos formados por pilares e vigas de grande rigidez permanece sendo utilizada de forma massiva e sendo a primeira solução estudada para enrijecimento estrutural. Todavia, uma tecnologia que vem ganhando mercado internacional é o Outrigger.

Inicialmente empregado em meados dos anos 60, o Outrigger consiste em um sistema onde os pilares de bordo são conectados ao núcleo rígido por meio de vigas com alta rigidez. Este sistema permite que mais pilares trabalhem no contraventamento estrutural. Trata-se de uma solução arrojada com diversas fortalezas e fraquezas, que exige do engenheiro estrutural um olhar apurado para balancear seus impactos positivos e negativos e, principalmente, superar a barreira cultural imposta no Brasil a esta tecnologia (NASIR E PATIL, 2016).

Diante deste contexto, o presente trabalho irá realizar um estudo sobre a eficiência do uso do Outrigger na redução dos deslocamentos e resposta em consumo de materiais, comparando-o ao sistema de contraventamento por meio de pórticos espaciais.

1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

Com isso, apresenta-se o seguinte problema de pesquisa: o sistema de enrijecimento outrigger é viável técnica e economicamente, sob a ótica da estabilidade global, como substituição do sistema de pórtico de contraventamento do edifício estudado?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Comparar a influência técnica e econômica (no âmbito quantitativo de matérias) do método de enrijecimento global na estabilidade de um edifício esbelto aplicando dois sistemas de contraventamento – pórtico de contraventamento e Outrigger.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a. Estudar o funcionamento do sistema outrigger;
- b. Avaliar o pavimento adequado para implementação do sistema supracitado;
- c. Avaliar a estabilidade global do edifício estudado, por meio do parâmetro de instabilidade γ_z .

1.3. HIPÓTESE

Supõe-se uma diminuição nos deslocamentos laterais devido ao aumento da inércia dos elementos na direção mais desfavorável em decorrência da implantação do Outrigger, bem como diminuição da seção dos pilares de contraventamento e contraventados.

1.4. JUSTIFICATIVAS

A crescente corrida tecnológica e construtiva trouxe para o mercado da construção civil, especificamente para o engenheiro estrutural, a grande responsabilidade de projetar estruturas com maior complexidade e esbeltez, necessitando métodos computacionais mais elaborados e um maior apuro técnico em parâmetros que há tempos não eram discutidos com profundidade. O principal deles é a estabilidade global, sendo de suma importância na elaboração de edificações altas e/ou esbeltas, e que visa garantir a segurança da estrutura perante seu estado limite último e um comportamento adequado de utilização aos seus usuários.

Segundo a NBR 6118:2014, existem duas maneiras de verificar a estabilidade global nas estruturas. O primeiro, parâmetro α , avalia se o sistema de contraventamento

está adequado, classificando o edifício como uma estrutura de nós fixos ou de nós móveis. O segundo, parâmetro γ_z , indica o mesmo que o parâmetro α e serve como indicador dos esforços de segunda ordem e majorador dos esforços de primeira ordem, viabilizando a determinação dos esforços finais de cálculo.

Mesmo com a facilidade oferecida pelos *softwares*, saber dispor adequadamente os pilares e vigas utilizando a geometria a favor da robustez também é algo indispensável ao calculista (KIMURA, 2018). A correta análise da estabilidade global de uma edificação resulta diretamente em economia ao cliente devido a racionalização do material empregado em sua concepção. Por consequência, justifica-se também a vertente ecológica, onde obtém-se um menor impacto na produção destes materiais, reduzindo a geração de resíduos de construção. Dentro desta ótica, é possível nortear uma utilização mais sustentável e consciente dos insumos.

Com um melhor entendimento da estabilidade global, bem como soluções otimizadas de estabilidade, pode-se facilmente obter uma diminuição de patologias oriundas de deformações e vibrações excessivas no edifício, resultando em uma entrega de produto final de melhor qualidade ao cliente, tanto pela prevenção e erradicação de manifestações patológicas, como também diminuição do número de processos sofridos pela empresa em fase de pós-obra.

Diante dessas situações encontra-se oportuna a justificativa tecnológica para a elaboração do trabalho, podendo o mesmo fomentar o entendimento de conceitos relacionados a estabilidade global em edifícios esbeltos e, principalmente, contribuir para o estudo da técnica do Outrigger, ainda tão pouco empregado em nossa realidade nacional.

1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O presente trabalho se classifica como um estudo de caso, pois se trata de um comparativo da estabilidade global em dois métodos de enrijecimento em um edifício alto existente.

O trabalho foi realizado por meio das etapas apresentadas a seguir, que seguem descritas nos próximos parágrafos.

A etapa inicial do trabalho consiste na pesquisa ao referencial bibliográfico, que tem por objetivo tratar dos principais temas referentes a estabilidade global, fatores que a influenciam e como mensurá-la. Também se abordará dos principais tipos de enrijecimento, focando na concepção e análise estrutural da implantação do modelo Outrigger.

Na segunda etapa será definido o roteiro de atividades a ser utilizado para o desenvolvimento da pesquisa. Todas as etapas serão expostas claramente para que não haja dúvida ante a coleta e tratamento dos dados obtidos na experimentação. Neste momento também será definido a edifício componente do estudo de caso.

Em seguida será realizado um estudo da concepção estrutural dos modelos, sendo locados pilares e vigas, delimitadas as cargas e avaliadas as condições de contorno.

Uma vez definidos os modelos, na quarta etapa será realizada a otimização da seção dos pilares no modelo com Outrigger aplicado.

Após a finalização da modelagem, se procederá com o comparativo da estabilidade global e do consumo de material do pórtico para os dois modelos estudados.

Por fim, será apresentada a conclusão referente aos valores obtidos e inferências dos autores ante o tema.

1.6. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos.

O **Capítulo 1** apresenta uma introdução ao contexto de análise de estabilidade global, integrando também o problema de pesquisa, a hipótese, os objetivos, a justificativa e os procedimentos metodológicos empregados.

O **Capítulo 2** compreende a revisão bibliográfica abrangendo conceitos e referências sobre análise estrutural, os sistemas estruturais abordados para o

desenvolvimento do trabalho (focando-se no sistema Outrigger), bem como exigências normativas quanto a questão da estabilidade global de estruturas.

O **Capítulo 3** descreve sobre o estudo de caso empregado neste trabalho, apresentando os procedimentos técnicos para a realização do estudo. Neste capítulo são descritas as decisões relacionadas com os critérios do *software* adotado, decisões de modelagem por parte dos engenheiros, método de análise dos efeitos de 2ª ordem, materiais e cargas a serem ponderadas, como também a planta baixa do edifício em estudo e o lançamento dos modelos no software.

O **Capítulo 4** revela os resultados obtidos para os parâmetros de estabilidade global com o desenvolvimento dos modelos. Neste momento também é feito um estudo comparativo entre ambos os modelos no âmbito das cargas nas fundações e consumo de materiais.

O **Capítulo 5** apresenta as considerações finais do estudo, apontando as principais resultantes da pesquisa, conclusões dos autores e recomendações para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentados os apêndices desenvolvidos durante o presente trabalho e as referências bibliográficas para o êxito do estudo.

2. FUNDAMENTAÇÃO

2.1. RIGIDEZ

A rigidez de uma estrutura se associa com a grandeza dos deslocamentos que esta irá sofrer ao ser solicitada pelo carregamento horizontal. Quanto mais rígida, menos ela se desloca e menor o efeito de segunda ordem gerado. Segundo Kimura (2018), pode-se dividi-la em três grupos sendo, rigidez à flexão, rigidez axial e rigidez a torção.

A rigidez à flexão correlata com a atuação do momento fletor, e pode ser calculada segundo a equação 1.

$$Rigidez = E_{ci} * I \quad (1)$$

A rigidez axial se expressa sob o regime de forças normais, podendo ser calculada pela equação 2.

$$Rigidez = E_{ci} * A \quad (2)$$

Por fim, a rigidez à torção se relaciona ao momento torsor e se quantifica a partir da equação 3. (KIMURA, 2018)

$$Rigidez = G * I_t \quad (3)$$

Onde:

E_{ci} é o módulo de deformação longitudinal tangente do material;

I é a inércia à flexão da seção transversal;

A é a área da seção transversal;

G é o módulo de deformação transversal do material;

I_t é a inércia à torção da seção transversal.

Pode-se concluir que a rigidez depende do material empregado (além de sua geometria), de acordo com seu módulo de deformação (ou elasticidade) longitudinal ou transversal, como demonstrado na figura 01. (MONCAYO, 2011)

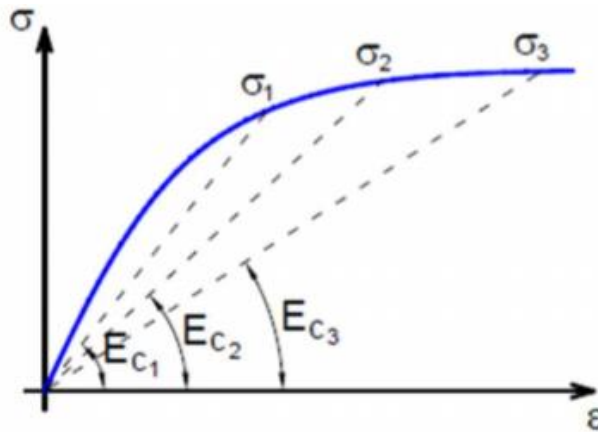


Figura 1. Módulo de elasticidade do concreto (MONCAYO, 2011).

No item 8.2.8 da NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade é obtido a partir da equação 04 para concretos com f_{ck} entre 20 a 50 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (4)$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão (Mpa);

α_E é um parâmetro que observa o agregado graúdo da composição do concreto.

No mesmo item, a NBR 6118:2014 afirma que: “[...] na avaliação do comportamento de um elemento transversal ou de uma seção transversal, pode ser adotado o módulo de elasticidade único, à tração e à compressão [...]”, sendo calculado pela equação 5.

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (5)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (6)$$

2.2. ESTABILIDADE GLOBAL

De acordo com a NBR 6118:2014, item 15.2, nas estruturas de concreto armado atinge-se o estado limite ultimo de instabilidade sempre que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação.

A estrutura é considerada estável de acordo com a capacidade da mesma em absorver os efeitos provocados pela deslocabilidade dos seus nós, ou seja, em absorver os efeitos de segunda ordem. Por isto, a verificação de estabilidade global nas estruturas é uma obrigatoriedade colocada pela norma brasileira. É possível identificar um edifício estável ou não, mensurando os efeitos globais de segunda ordem aos quais a estrutura estará sujeita. (SANTOS, 2016);

A norma disponibiliza parâmetros para considerar a estabilidade global, os parâmetros α e γ_z . Estes permitem classificar a estrutura como de nós fixos ou móveis, de acordo com valores definidos na norma. São classificados como nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, sendo os efeitos globais de segunda ordem desprezíveis. Já como nós móveis, os deslocamentos horizontais não são pequenos, portanto os efeitos de segunda ordem tornam-se relevantes (NBR 6118:2014).

2.3. CARGAS HORIZONTAIS

Segundo a NBR 6118:2014, são consideradas duas principais forças horizontais atuantes na estrutura para o cálculo das edificações: a influência do vento e o desaprumo construtivo, as quais devem ser superpostas, a depender do valor relativo entre elas.

Na NBR 6118:2014 no item 11.3.3.4.1 estabelece que deve ser feita a combinação destas forças atuantes conforme o seguinte procedimento:

- Quando a ação do vento for 30% maior que a ação de desaprumo construtivo, considera-se somente a ação do vento;
- Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo construtivo, considera-se somente o desaprumo;

- Outros casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, considerando ambas as ações atuando na mesma direção e sentido.

2.3.1. Vento

Ferreira (2008), remete a ação do vento como uma das maiores dificuldades relacionadas aos edifícios altos, uma vez que assumem uma relevância fundamental que podem conduzir a fenômenos dinâmicos externos como a ressonância. Esta dá-se quando a ação dinâmica aplicada a uma estrutura tem uma frequência semelhante à frequência natural da mesma dando origem a amplitudes indesejáveis de oscilações, podendo resultar em problemas estruturais. Portanto, faz-se necessário entender a força atuante do vento frente as estruturas de concreto.

A NBR 6118:2014 determina que os esforços devido à ação do vento precisam ser sempre considerados, sendo determinadas de acordo com a NBR 6123:1988.

A pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica V_k (m/s), é utilizada em projetos, em condições normais de temperatura (15°C) e pressão. Um de seus princípios requer a determinação da pressão dinâmica, podendo ser obtida pela aplicação do teorema de Bernoulli:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (7)$$

A velocidade característica do vento V_k , é analisada em função do local onde será construída a edificação, do tipo de terreno, da sua altura, da rugosidade do terreno e da finalidade desta edificação. (CARVALHO e PINHEIRO. 2009).

Na NBR 6123:1988, apresenta-se a equação 8 necessária para a determinação da velocidade característica do vento

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (8)$$

Onde:

V_o é a velocidade básica do vento (m/s);

V_k é a velocidade característica do vento (m/s);

S_1 é o fator topográfico do terreno, que leva em consideração as variações de relevo do terreno, conforme o item 5.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988);

S_2 é o fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação, e de sua altura sobre o terreno, conforme o item 5.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988);

S_3 é o fator elástico, que considera o grau de segurança e a vida útil requeridos pela edificação, conforme o item 5.4 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

A força do vento que age na superfície de uma edificação é considerada perpendicular a esta superfície. A soma de todas as forças incidentes nas diversas partes da superfície é considerada a força global do vento. Segundo o item 4.2.3 da NBR 6123:1988, a força de arrasto é a componente da força global na direção do vento, e pode ser obtida através da equação 9, que segue:

$$F_a = c_a * q * A_e \quad (9)$$

Onde:

F_a é a força de arrasto (N);

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica (Pa);

A_e é área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento, também descrita como “área de sombra”, conforme item 4.2.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

2.3.2. Desaprumo

A estabilidade global sofre grande influência das imperfeições geométricas iniciais, sendo necessária a consideração de um desaprumo do eixo vertical da estrutura, implicando no acréscimo dos esforços, mesmo sem existência de forças transversais. As estruturas reticulares, mesmo após descarregadas, apresentam imperfeições geométricas do eixo dos seus elementos, e devem ser consideradas na verificação do estado limite último (ELU). As imperfeições podem ser divididas em locais e globais, sendo esta última a responsável por comprometer a estabilidade da edificação. (KUSTER, 2014).

A NBR 6118:2014 analisa as imperfeições globais e estabelece que, nas estruturas reticuladas, contraventadas ou não, deve levar em consideração o desaprumo dos seus elementos verticais, conforme a figura 02, a seguir:

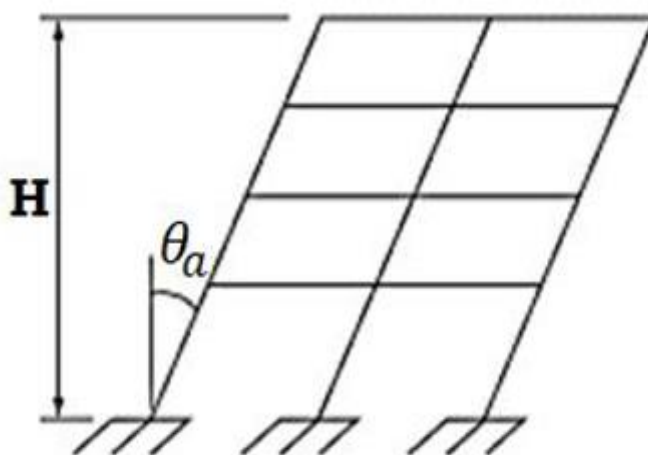


Figura 2. Imperfeições geométricas globais. (Adaptado da NBR 6118 (ABNT,2014, p.59)).

O desaprumo afeta a estabilidade da estrutura pelo aumento da excentricidade no topo dos elementos e incrementa os efeitos de 2ª ordem na estrutura. Segundo a NBR 6118:2014, deve ser calculado o efeito de desaprumo através das equações 10 e 11.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 * \sqrt{H}} \quad (10)$$

$$\theta_a = \theta_1 * \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{N}}{2}} \quad (11)$$

Onde:

H é a altura da edificação, em metros;

θ_1 máx = 1/200;

θ_1 min = 1/300, para estrutura de nós móveis e imperfeições locais;

θ_1 min = 1/400, para estruturas de nós fixos;

N é o número de prumada de pilares.

2.4. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Na análise de edifícios altos, o efeito de 2ª ordem ganha relevância devido à elevada esbelteza destes edifícios, bem como da considerável ação do vento. Estes efeitos devem ser considerados quando estamos perante uma situação de instabilidade da estrutura ou quando a parcela de 2ª ordem das reações ou esforços ultrapassem 10% da parcela de 1ª ordem (ações verticais) em algum elemento (CARNEIRO, MARTINS, 2008).

Segundo a NBR 6118:2014, “[...] sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados de efeitos globais de 2ª ordem”.

Em resumo, Kimura (2018) afirma serem efeitos adicionais a estrutura, os quais são gerados a partir da sua deformação. São diferentes da análise de primeira ordem, pois são considerados a partir da estrutura já deformada.

A figura 03 expressa três comparativos de estruturas com momento gerado por um efeito de 2ª ordem.

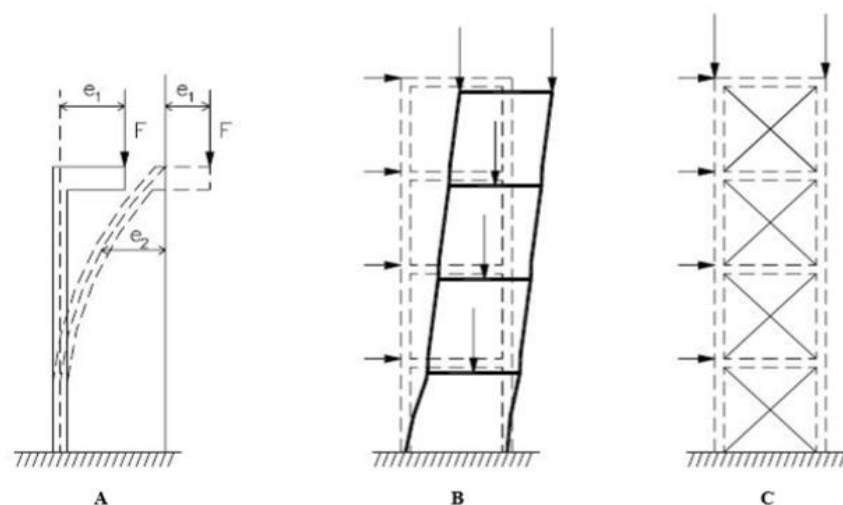


Figura 3. Efeitos de 2ª ordem (FUSCO, 1995).

Na figura 03 acima, imagem “A”, o momento de primeira ordem $M_1 = e_1 \times F$ é acrescido de força nodal mais braço de alavanca gerado pelo deslocamento, obtendo-se o momento de segunda ordem, $M_2 = e_2 \times F$. O momento total atuante na estrutura é $M_1 + M_2$. Na imagem “B”, tem uma situação de uma estrutura alta desprovida de contraventamento, gerando esforços de 2ª ordem muito elevados. Já na imagem “C”, encontra-se uma estrutura que apresenta elementos estruturais rígidos e assim tornando os esforços de 2ª ordem desprezíveis. (FUSCO, 1995)

A partir das definições supracitadas, torna-se necessário classificar os efeitos de segunda ordem quanto à sua abrangência, sendo globais, locais e localizados. Segundo a NBR 6118:2014:

Efeitos globais: quando sob a ação das cargas verticais e horizontais os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. (ABNT, 2014)

Efeitos locais: surgem nas barras da estrutura, principalmente nos pilares, quando seus eixos deixam de ser retilíneos, uma vez que suas extremidades percorrem deslocamentos diferenciados; (ABNT, 2014)

Efeitos localizados: em pilares parede (simples ou composto) pode-se ter uma região que apresenta não retilineidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de segunda ordem maiores, conhecidos como efeitos de

segunda ordem localizados. Estes aumentam na região a flexão longitudinal e a flexão transversal, demandando um aumento da taxa de armadura transversal nestas regiões. (ABNT, 2014)

Como artifício para mensuração destes efeitos, a NBR 6118:2014 aponta dois parâmetros a serem utilizados para a verificação da aplicabilidade dos efeitos de 2ª ordem, sendo o coeficiente γ_z e o parâmetro α . Além de quantificarem a influência dos efeitos de 2ª ordem, estes parâmetros também são capazes de classificar a estrutura de acordo com a mobilidade de seus nós. Outro método de mensuração, desta vez mais rebuscado, é o processo P- Δ , que estima a deformada da estrutura e, neste processo, o carregamento de 2ª ordem obtido, como será descrito à frente.

2.4.1. Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um parâmetro que avalia a estabilidade global de uma edificação de concreto armado. Este, mensura o grau de instabilidade e estima os efeitos globais de segunda ordem por meio de uma majoração dos esforços de primeira ordem (NBR 6118:2014).

Segundo a NBR 6118:2014, o coeficiente γ_z é válido para estruturas reticulares de no mínimo quatro andares, podendo ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez apresentados no item 15.7.2 da norma.

O coeficiente γ_z para cada combinação de carregamentos é dado pela equação 12:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (12)$$

Onde:

$M_{tot,d}$ É o somatório dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais e seus referentes pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

$M_{1,tot,d}$ É o somatório dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação a base da estrutura.

Segundo Moncayo (2011), através de um processo mais rigoroso de consideração da não linearidade geométrica por alterações incrementais da matriz de rigidez, concluiu-se que a utilização do coeficiente é satisfatória desde que o limite estabelecido igual a 1,2 seja respeitado, evitando valores superiores.

No caso de valores entre 1,15 e 1,20, Moncayo (2011) notou que os acréscimos dos esforços de primeira ordem para segunda ordem começaram a destoar em 3% contra a segurança, sendo que a cima de 1,20 as diferenças aumentaram para valores a cima de 5%.

Segundo a NBR 6118:2014, é possível estimar os esforços finais ($1^a + 2^a$ ordem) multiplicando-se os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \times \gamma_z$ caso a estrutura seja considerada de nós móveis. E esta consideração pode apenas ser tomada quando $\gamma_z \leq 1,3$

2.4.2. Parâmetro α

O parâmetro de instabilidade α foi deduzido em 1967 por Beck e Koning, e definido como parâmetro de instabilidade por Franco em 1985. Este classifica a estrutura quanto a dispensa dos efeitos de segunda ordem, contudo, não é capaz de quantificá-los quando necessário. (MOCAYO, 2011)

Segundo o item 15.5.2 na NBR 6118:2014, o coeficiente α é determinado como um método aproximado para indicar se a estrutura é de nós fixos ou móveis, partindo de uma análise de primeira ordem. Este parâmetro tem condições de oferecer ao projetista

uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem. Caso seja necessário a consideração dos esforços adicionais, devido aos deslocamentos da estrutura, o projetista deverá utilizar um majorador ou algum processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem, como processo P- Δ , por exemplo.

A NBR 6118:2014 afirma que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada sendo de nós fixos se seu parâmetro de estabilidade α for menor que o valor de α_1 , conforme a equação 13:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (13)$$

Onde:

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

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

Onde:

n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k é a soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, com o seu valor característico;

$E_{cs}I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de 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 da seção constante.

Segundo Moncayo (2011) o parâmetro de instabilidade α , na prática, não é largamente utilizado pois esse não se aplica em estruturas que apresentem deformações horizontais significativas ou que sejam consideravelmente assimétricas, enquanto o

coeficiente γ_z possibilita a estimativa dos esforços de segunda ordem e, com isto, os esforços globais finais.

2.4.3. Processo P- Δ

Segundo Dalalibera et al (2014) o processo P- Δ não é tido como um parâmetro de verificação da estabilidade e sim um coeficiente que determina os esforços de primeira e segunda ordem, sendo ele um cálculo mais preciso para a conquista destes efeitos. O processo ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais, isto é, forças na direção longitudinal da peça. Assim, pode-se afirmar que é um processo que faz associação da carga axial existente no pórtico com o deslocamento horizontal sofrido.

Durante a análise de primeira ordem, a ação das cargas horizontais faz com que os nós da estrutura se desloquem, provocando novos esforços quando associados a cargas verticais e novos deslocamentos e. assim sucessivamente, de modo que o processo P-Delta, através de sucessivas iterações busca a condição de equilíbrio para a estrutura, como visto na Figura 4 (LIMA, 2001).

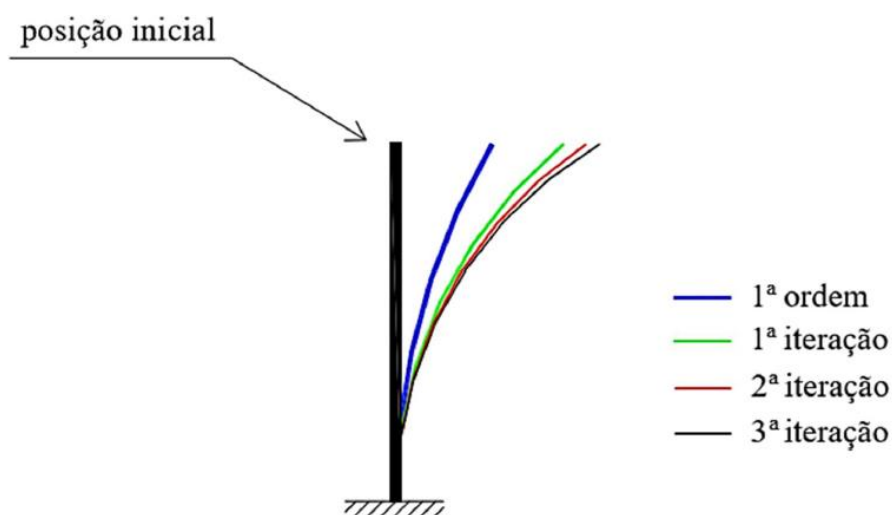


Figura 4. Posição deslocada em iterações sucessivas (LIMA, 2010).

Lima (2010) explica as etapas do processo, afirmando que este se otimiza por aproximações sucessivas, onde na primeira etapa é feita uma análise da estrutura indeformada (primeira ordem), calculando-se os deslocamentos relativos entre pavimentos resultantes da primeira análise (Figura 5). As forças verticais em cada pavimento produzem momentos proporcionais aos deslocamentos relativos, os quais podem ser substituídos por binários equivalentes constituídos de forças horizontais (Figura 6), cujas resultantes em cada pavimento são chamadas de forças horizontais fictícias (Figura 7).

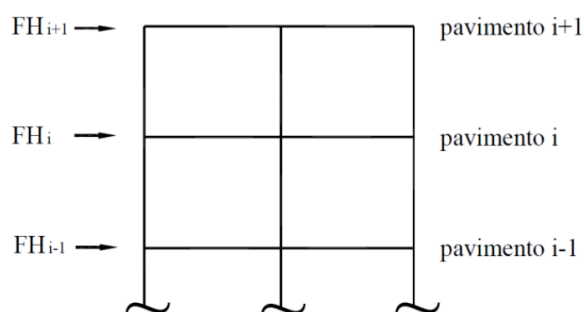


Figura 5. Estrutura indeformada (LIMA, 2001).

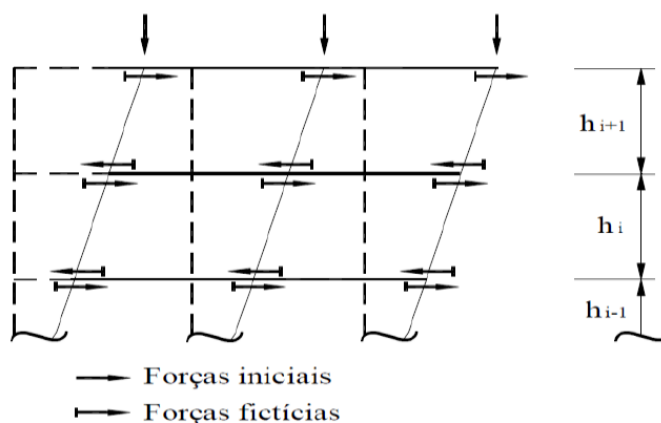


Figura 6. Estrutura deformada (LIMA, 2001).

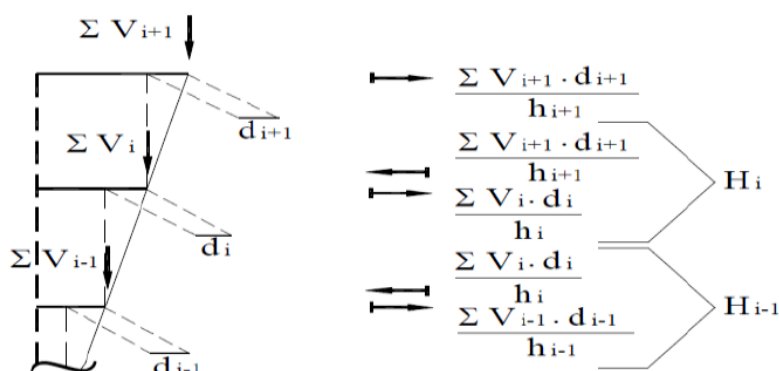


Figura 7. Forças horizontais fictícias (LIMA, 2001).

De acordo com Fusco (1981), deve-se aplicar este processo sucessivamente até se observar uma convergência dos deslocamentos. Neste caso, o produto da força resultante fictícia pelo deslocamento obtido nas interações é uma aproximação bastante precisa dos efeitos de 2ª ordem.

2.4.4. Classificação Quanto à Deslocabilidade dos Nós

A classificação da estrutura de um edifício quanto ao seu grau de mobilidade, estrutura de nós fixos ou estrutura de nós móveis, é fundamental na sua análise em relação à encurvadura. Esta classificação possibilita a adoção de critérios simplificados na quantificação dos efeitos de 2ª ordem. (CARNEIRO, MARTINS, 2008).

Na NBR 6118:2014 as estruturas são classificadas quanto a deslocabilidade dos nós para regular a consideração das não linearidades da estrutura, podendo ser considerada de nós fixos ou nós móveis. Quando classificadas como de nós fixos, essas não linearidades podem ser desprezadas no cálculo da estrutura, já quando classificada como nós móveis, a estrutura precisa ter as não linearidades físicas e geométricas consideradas no cálculo.

Na classificação destas estruturas, é necessário conhecer os efeitos de 1ª e 2ª ordem que atuam sobre esta. Para isso é aplicado os coeficientes chamados de parâmetros de estabilidade global. Os três mais utilizados para realização desta análise:

processo P- Δ , que representa numericamente a grandeza dos efeitos de 2ª ordem globais, e os coeficientes γ_z e α , os quais foram tratados nos itens 2.4.1 e 2.4.2.

Kimura (2018) expressa parâmetros limitantes como base para comparação destes coeficientes. Assim para γ_z :

- $\gamma_z \leq 1,1$, estrutura de nós fixos;
- $\gamma_z > 1,1$, estrutura de nós móveis.

E para o coeficiente α :

- $\alpha < \alpha_1$, estrutura de nós fixos;
- $\alpha \geq \alpha_1$, estrutura de nós móveis.

Sendo α_1 calculado conforme a equação 14, caso o número de pavimentos seja menor ou igual a três. Caso seja maior ou igual a quatro, adota-se o valor de 0,6.

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 * n \quad (14)$$

Onde:

n é o número de pavimentos.

2.5. MÉTODOS DE ENRIJECIMENTO ESTRUTURAL

As estruturas para edifícios altos demandam, do projetista e calculista, um vasto conhecimento relacionado a estabilidade estrutural, especialmente a respeito dos controles de deslocamentos provenientes da ação do vento (PEREIRA, 2000).

Assim, para garantir a segurança destas estruturas, os subsistemas de contraventamento são indispensáveis, os quais são formados pelos elementos que compõem a estrutura ou mesmo por seus arranjos. De acordo com Pereira (2000), esses elementos são destacados em edifícios altos, sendo responsáveis pela estabilidade, segurança das estruturas, por coletarem os carregamentos verticais e levando-se até o solo, conferir rigidez a estrutura diante as ações horizontais e transmitir estes esforços para a fundação.

Fusco (1995, apud Ribeiro, 2010) afirma que na organização do arranjo geral das estruturas dos edifícios altos, é fundamental que os pilares usuais sejam contraventados

por elementos estruturais rígidos para garantir a estabilidade global da estrutura, ou seja, é necessário a atenção para que os pilares estejam devidamente contraventados, pois são essenciais para a estabilidade do conjunto. Na figura 8 a seguir pode-se visualizar as estruturas de contraventamento e as contraventadas.

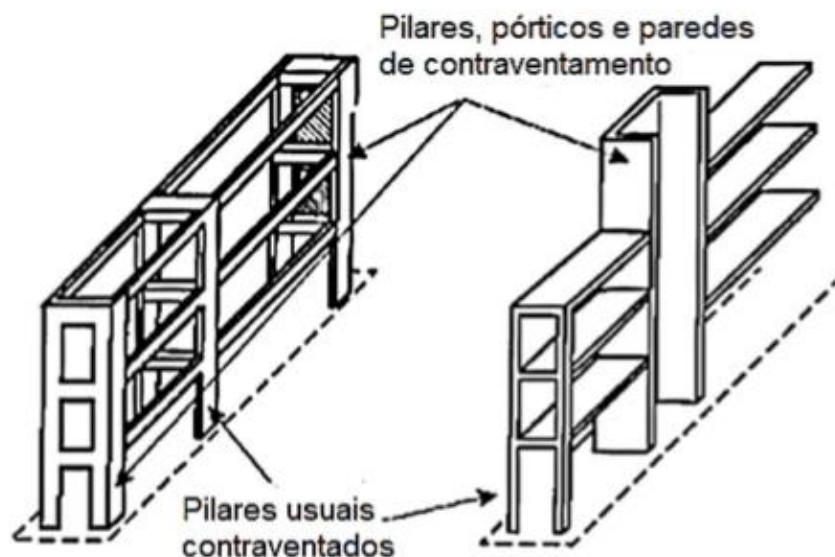


Figura 8. Estruturas de contraventamento e contraventadas (FUSCO, 1995, apud RIBEIRO, 2010).

2.5.1. Pórtico de Contraventamento

O enrijecimento por meio de pórticos de contraventamento é amplamente empregado em sistemas estruturais de edifícios altos. Consiste na união dos elementos estruturais pilares e vigas para absorver esforços laterais e contraventar a estrutura. Conforme apontado por Engel (2003, p. 172):

“Por meio de conexões rígidas, vigas e colunas separadas podem ser combinadas para formar um sistema coesivo de múltiplos componentes, no qual cada componente, por meio da deflexão de seu eixo, participa do mecanismo resistente à deformação [...]”

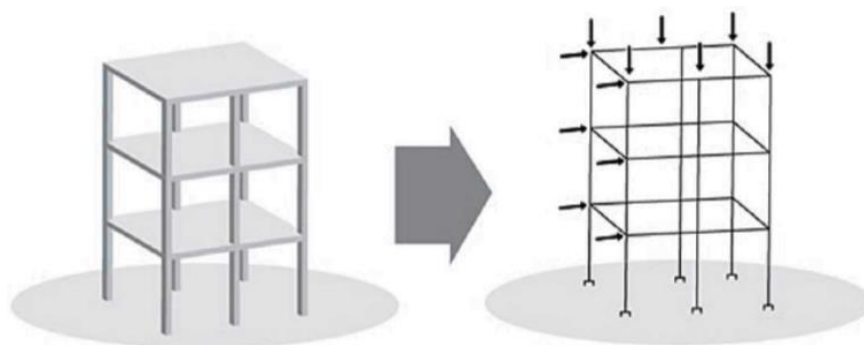


Figura 9. Ilustração de pórtico espacial (KIMURA, 2018, p. 122).

Com isso, é um modelo de possível discretização por barras, onde todas as vigas e pilares do edifício são representados em diagramas unifilares com barras de rigidez equivalente. Esta análise admite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, o que possibilita a avaliação da resposta estrutural em todas as direções e sentidos (KIMURA, 2018). Comumente se ignora a influência das lajes no pórtico espacial, admitindo sua contribuição apenas na direção horizontal, onde, por meio do efeito de diafragma rígido, consegue compatibilizar o comportamento dos elementos em todos os pontos do pórtico (KIMURA, 2018).

A Figura 10 ilustra uma estrutura cujo contraventamento é composto por pórticos espaciais. É possível observar a análise de momentos e cortante do arranjo por meio de pórtico unifilar.

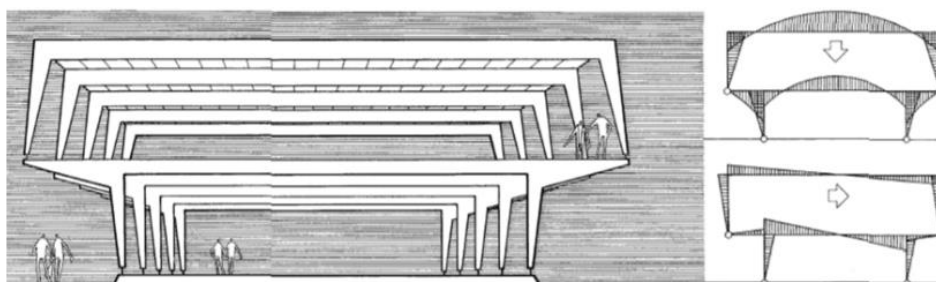


Figura 10. Pórtico de contraventamento e diagrama unifilar (ENGEL, 2003, p. 193).

2.5.2. Outrigger

Outra metodologia de contravetamento estrutural empregada em edifícios altos e super altos, principalmente em países estrangeiros, é o que se chama por Outrigger. No Brasil, esta tecnologia ainda é pouco difundida por apresentar barreiras culturais e, principalmente, econômicas. Especialmente se tratando de opções de Outrigger metálico, nosso país ainda se mostra bastante oneroso frente a este insumo, muitas vezes inviabilizando o emprego da tecnologia.

2.5.2.1. Conceito e Histórico

Conforme explicam Nasir e Patil (2016), os Outriggers são estruturas horizontais rígidas, podendo ser treliças ou vigas, que conectam o núcleo rígido da estrutura aos seus pilares de bordo. Possuem a função de enrijecimento estrutural, uma vez que mobiliza todos os pilares em conjunto para resistirem aos esforços laterais de vento.

Quando a estrutura for solicitada a esforços horizontais, as vigas do Outrigger atuarão no aumento do braço de alavanca do núcleo, gerando maior momento resistente e, conseqüentemente, aumentando a estabilidade lateral (NASIR E PATIL, 2016).

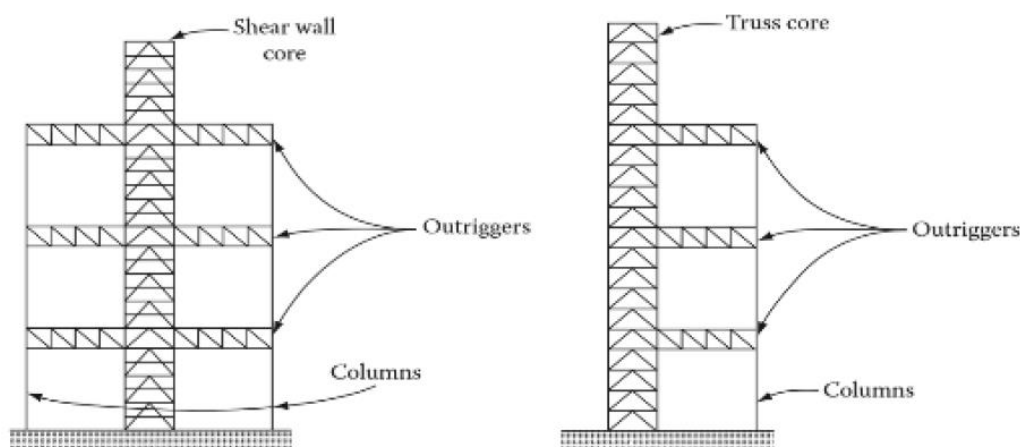


Figura 11. Outriggers (TARANATH, 2012, apud FERREIRA E SOUZA, 2018, p. 2).

No instante em que o núcleo rígido é solicitado aos carregamentos laterais, este tende a transmitir os esforços axiais para os pilares de bordo nele conectados, ocasionando tração a barlavento e compressão a sotavento do ponto de aplicação da

carga. Apesar desta situação reduzir o momento fletor solicitante no núcleo e, conseqüentemente, distribuir melhor os carregamentos na fundação, os esforços axiais distribuídos aos pilares de bordo podem necessitar de aumento considerável na seção destes elementos. Como alternativa para a distribuição deste esforço adicional aos demais pilares vizinhos, pode-se adotar treliças horizontais (*Belt Trusses*), ligando os pilares na fachada, no mesmo nível de implantação do Outrigger (RIBEIRO, 1990). A Figura 12 apresenta um exemplo de solução em Outrigger com implantação de *Belt Trusses* para distribuição de esforços nos pilares de bordo.

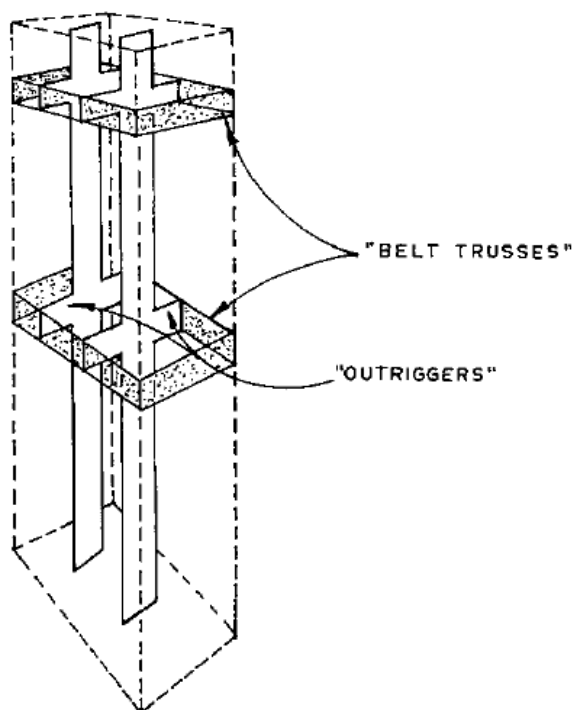


Figura 12. Outrigger com *Belt Trusses* (RIBEIRO, 1990, p. 26).

Segundo Nasir e Patil (2016), os Outriggers podem ser executados em aço, concreto ou com elementos de seção composta. Normalmente com a adoção de estruturas de aço, as vigas enrijecedoras do sistema são compostas por treliças metálicas. Ali e Moon (2018) complementam que esta diversidade de materiais possibilita o uso do sistema em prédios altos e super altos contemporâneos.

A escolha do sistema perpassa também pelas outras benesses que este traz à estrutura de edifícios esbeltos. Choi et al. (2017) comenta que a redução do momento

fletor no núcleo rígido em um edifício alto pode chegar até 40% com uso de Outrigger. Para edificações super altas este valor pode aumentar para 60%, quando incrementado com utilização de megapilares de bordo.

A colaboração dos pilares de fachada para contraventamento estrutural também é frequentemente citado como uma das principais vantagens do sistema. Na adoção do Outrigger, é de suma importância que a estrutura seja desenvolvida em conjunto com a arquitetura. Esta interdisciplinaridade permite que os arquitetos possam estabelecer mais livremente o distanciamento dos pilares de bordo e até mesmo utilizar o sistema para compor fachadas mais elaboradas (ALI E MOON, 2018).

Também é possível perceber estas vantagens na fundação, onde o momento fletor acaba sendo distribuído para pilares que agora passam a receber esforços laterais. Isto impacta diretamente na fundação do núcleo rígido, que se torna mais econômica, enquanto a infraestrutura como um todo se apresenta melhor distribuída (CHOI et al., 2017).

Contudo, o sistema apresenta algumas limitações em relação ao uso dos pavimentos onde este é implantado. Devido à grande altura das vigas do Outrigger, normalmente os pavimentos que o contêm são restritos a andares técnicos ou de salvamento, havendo forte impacto arquitetônico e perda do pavimento para fins de exploração econômica (NANDURI, SURESH E HUSSEAIN, 2013).

Nanduri, Suresh e Hussein (2013) ainda ressaltam que, dependendo da escolha do material utilizado na solução da estrutura, as tipologias de conexão entre núcleo rígido e vigas Outrigger podem demandar soluções caras e complexas do ponto de vista executivo. Isto se identifica claramente no emprego treliças metálicas conectadas ao núcleo, onde a garantia da rigidez do engaste pode impactar no cronograma de execução da obra.

De todo modo, é possível superar estas inconveniências adotando metodologias variadas do sistema, como do Outrigger virtual.

Conforme citado por Ali e Moon (2018, p. 18), o Outrigger virtual “[...] funciona com Belt Trusses ou Belt Walls se conectando com o núcleo por meio do diafragma de

lajes rígidas [...]”. Esta alternativa permite a eliminação das vigas ou treliças que conectam os pilares de bordo ao núcleo rígido, impactando menos na usabilidade dos ambientes do pavimento. Shah e Gore (2016) acrescentam que o emprego do Outrigger virtual deve reduzir o deslocamento diferencial entre os pilares de bordo e o núcleo estrutural.

O primeiro edifício alto a empregar o sistema Outrigger leva o nome de Place Victoria Building, inaugurado em 1964 no Canadá. Com 47 andares e 190 metros de altura, empregou a técnica clássica do Outrigger em concreto armado (ALI E MOON, 2018).

Oito anos depois, o edifício de 41 andares e 152 metros de altura, 140 William Street, na Austrália, inaugurou o uso da técnica empregando o material aço. O material também foi empregado novamente em 1973, no U.S. Bank Center (42 andares, 183 metros de altura, apresentado na Figura 11), responsável por trazer o sistema aos EUA (ALI E MOON, 2018).

Após este período, é possível notar uma vasta difusão do sistema pelo mundo todo, em especial a China, como se observa na Tabela compilada por Su, Wong e Chandler (2005), apresentada na Figura 13, com alguns dos edifícios mais notáveis a empregar a técnica. O estudo, de 2005, conta com os dados coletados de edificações até a época e aquelas com datas de entrega definidas.



Figura 13. U.S. Bank Center (CHOI et al., 2017, p. 63).

Name of the building	Building height (m)	Year of Completion
China		
Union Square*	480	2007
Nina Tower *	324	2006
International Finance Centre II	415	2003
Cheung Kong Centre	290	1999
Jin Mao Tower	421	1998
Diwang Mansion	390	1996
Tianjin Hua Xin Building	206	1996
Citybank Plaza	206	1992
Guangdong International Hotel	200	1990
Exchange Square	182	1985
Australia		
Governor Phillip Tower	227	1993
Chifley Tower	215	1992
Malaysia		
Plaza Rakyat Office Tower*	382	2006
USA		
One Houston Center	208	1978
Firststar Center	183	1973
Canada		
Place Victoria Building	190	1962

* Under construction

Figura 14. Tabela com alguns exemplos de emprego do Outrigger pelo mundo (SU, WONG E CHANDLER, 2005, p. 81).

2.6. OUTRIGGER EM CONCRETO ARMADO

2.6.1. Solicitações Estruturais

Conforme supracitado, o método do Outrigger trabalha com a distribuição dos momentos fletores no núcleo rígido para os pilares de bordo por meio de vigas rígidas a eles conectadas. Este processo acontece quando as vigas rígidas de travamento restringem parte da flexão do núcleo rígido e transformam a carga de momento em forças axiais de tração ou compressão transmitidas aos pilares, conforme se apresenta na Figura 14 (SHAH E GORE, 2016). Segundo Ribeiro (1990), é possível considerar para análise um modelo simplificado onde se estabelece o núcleo rígido como uma viga em balanço e as vigas enrijecedoras como braços engastados nesta viga.

A redistribuição de cargas faz com que o momento solicitante do núcleo seja diminuído consideravelmente, como se observa na Figura 15. Vale citar que a parcela de redistribuição depende diretamente da relação de rigidez do elemento núcleo com os pilares de bordo, podendo afetar diretamente o desempenho do sistema (CHOI et al., 2017).

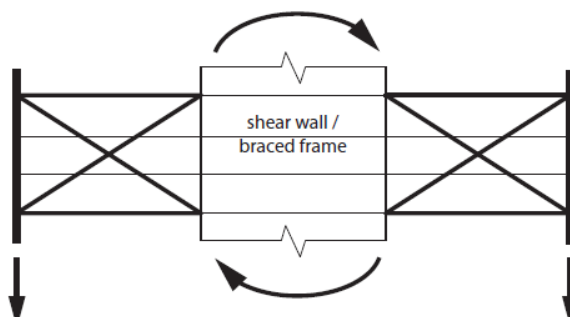


Figura 15. Transformação de momento para forças axiais nos pilares de bordo (CHOI et al., 2017, p. 15 apud NAIR, 1998). (Tradução livre: Parede de cisalhamento / travamento horizontal)

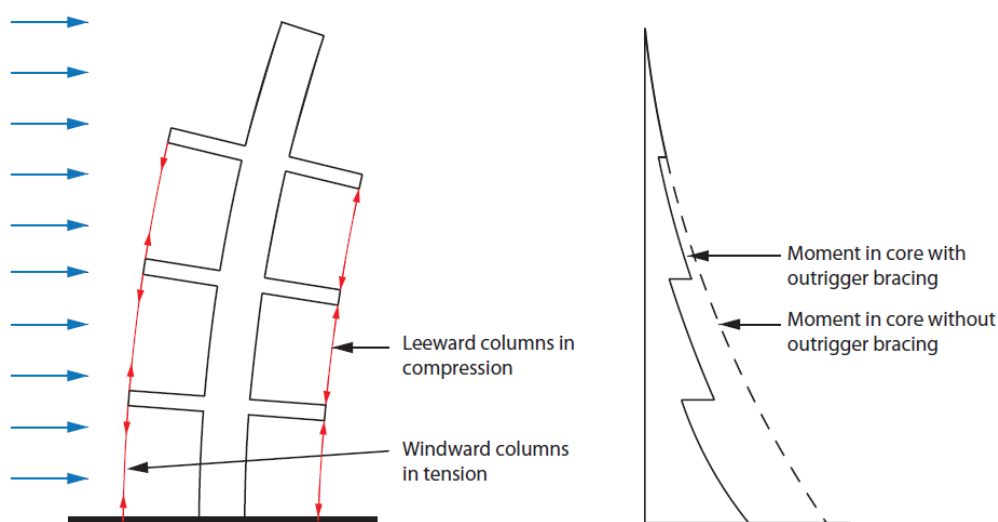


Figura 16. Diminuição dos momentos fletores nos andares de Outrigger (CHOI et. AL., 2017, p. 15 apud TARANATH, 1998). (Tradução: imagem esquerda: colunas de sotavento em compressão; colunas de barlavento em tração; imagem direita: momento no núcleo com outrigger; momento no núcleo sem outrigger.)

A localização e o número de Outriggers empregados também afeta fundamentalmente a resposta final do sistema. Se estabelece que o acréscimo de níveis de travamento aumenta a resistência lateral da edificação e, conseqüentemente, sua estabilidade global. Contudo, o ganho de rigidez diminui a cada Outrigger adicionado, sendo convencionado que um número ideal máximo de enrijecedores seja de 4 a 5 níveis (LOPES, 2003).

Um exemplo de subaproveitamento do sistema pode acontecer em casos onde o Outrigger é posicionado no último pavimento da edificação, configurando o que se chama de *Top Hat*. Apesar de apresentar ganhos significativos na redução de deslocamentos de topo dos pilares ocasionados por variação de temperatura, apresenta redução de 1/6 do momento fletor no núcleo. Sendo que se posicionado na metade da altura da edificação, poderia gerar decréscimo de até 2/3 dos momentos no mesmo elemento (LOPES, 2003, apud SMITH E COULL, 1991).

Desta forma, como aponta Ribeiro (1990), muitos autores têm se dedicado ao estudo e desenvolvimento de equações para mapeamento da altura ótima para localização do sistema de enrijecimento.

2.6.2. Pavimento Ótimo para Localização

2.6.2.1. 01 Outrigger

Em 1974, Taranath examinou o local ótimo para aplicação de um Outrigger de forma a se obter a melhor resposta em relação aos deslocamentos horizontais oriundos de vento (NANDURI, SURESH E HUSSEAIN, 2013). Como discutido por Ribeiro (1990), a altura ideal proposta por Taranath seria de 0,455 da altura contabilizada a partir do topo da edificação, para hipótese de carregamento lateral uniforme.

Ribeiro, em sua tese de 1990, verifica a aplicabilidade do método de Taranath considerando o carregamento de vento com distribuição triangular, hipótese mais próxima do convencionado para carregamento de vento. A partir de um parâmetro de rigidez K_o proposto em seu estudo, o autor traça um gráfico (Figura 17) que relaciona a rigidez equivalente (abscissa) com a altura de posicionamento ótimo para um Outrigger (ordenada), contabilizada a partir do topo da edificação (RIBEIRO, 1990).

$$K_o = \frac{S_1}{S * H} = \frac{\frac{d}{12EI}}{\left(\frac{1}{EI} + \frac{2}{d^2 EcAc}\right) * H} \quad (15)$$

Onde:

K_o é o parâmetro de rigidez;

S_1 e S são os momentos introduzidos no núcleo pela ação do Outrigger;

H é a altura total do edifício;

E é o módulo de elasticidade tangente do material;

I é a inércia da seção do elemento;

d é a extensão horizontal do Outrigger;

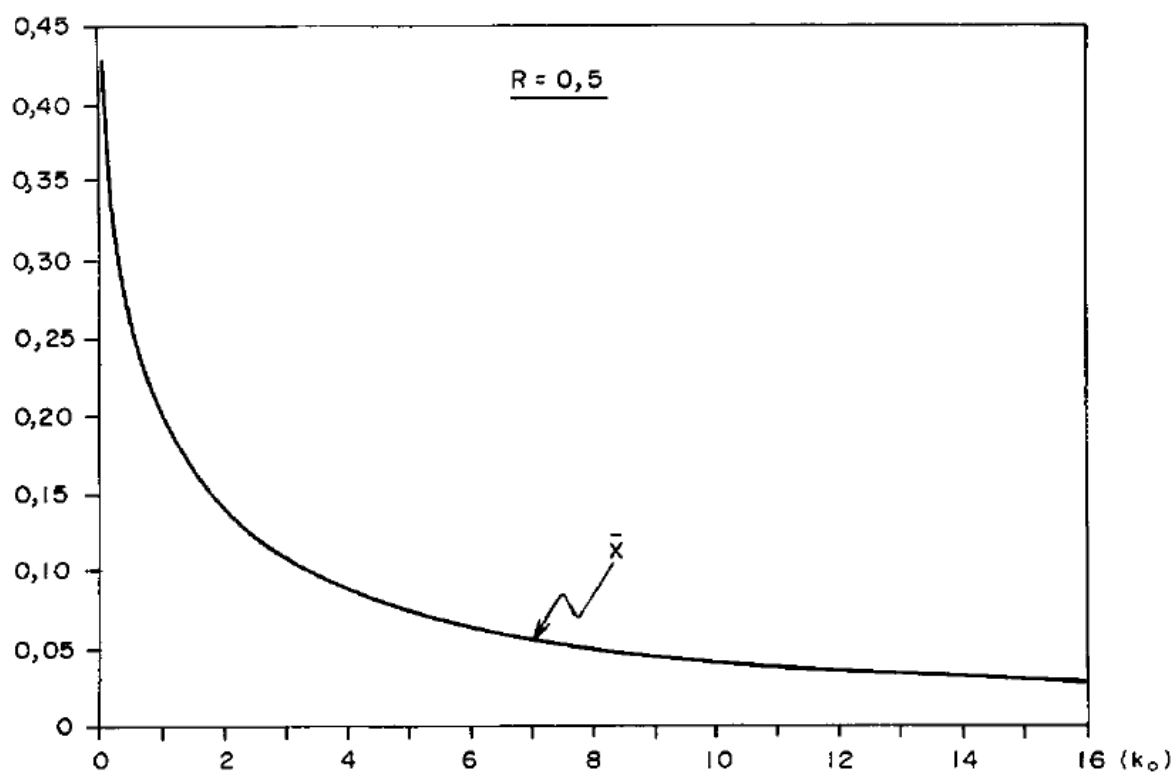


Figura 17. Posição ótima para implantação de um Outrigger (RIBEIRO, 1990, p. 37).

Ribeiro (1990) infere que se costuma mensurar a eficiência de um Outrigger pela máxima redução possível do momento na base do sistema de contraventamento, o que ocorre quando o núcleo rígido e os pilares exteriores atuam de forma completamente conjunta na estabilidade global.

Outra forma de medir a eficiência do sistema é relacionando a redução máxima do deslocamento lateral do edifício. A Figura 18 apresenta o gráfico proposto por Ribeiro para mapeamento da eficiência de implantação de um Outrigger, relacionando a rigidez equivalente K_o (abscissa) com os percentuais de redução de momento fletor ($M\%$) e redução de deslocamento lateral ($A\%$) (RIBEIRO, 1990).

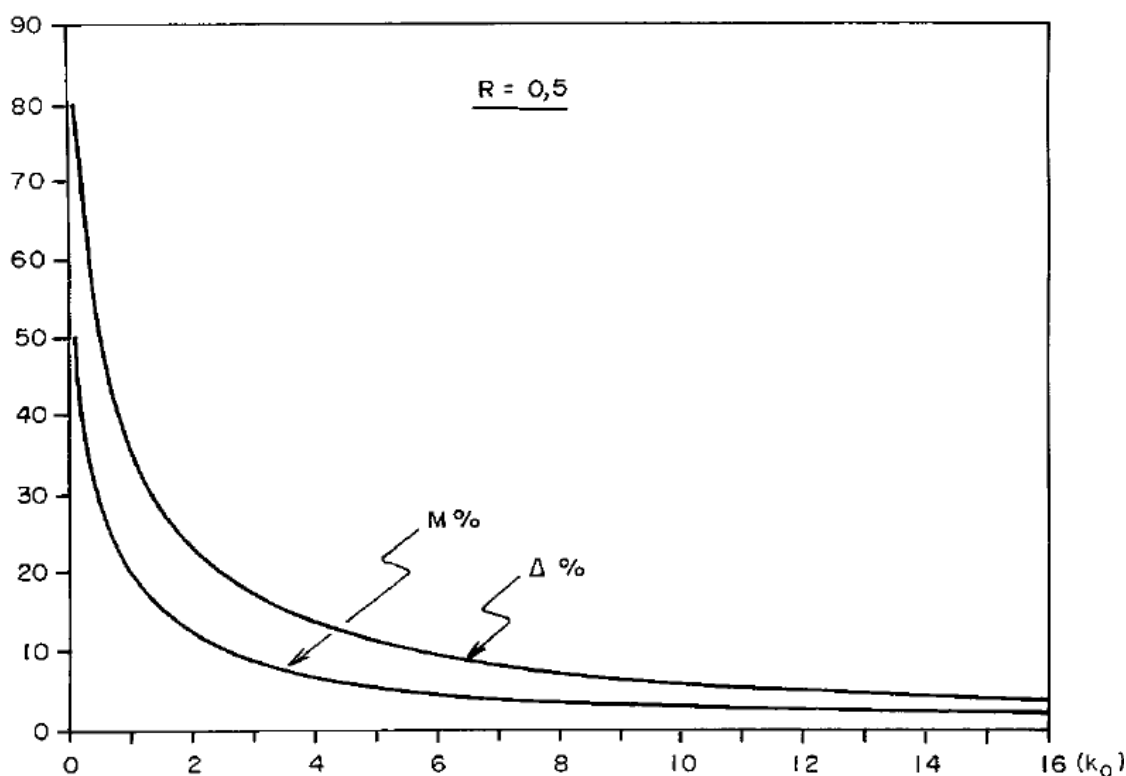


Figura 18. Eficiência de um Outrigger expressão em $M\%$ e $\Delta\%$ (RIBEIRO, 1990, p. 40).

2.6.2.2. 02 Outriggers

McNabb et al., em 1975, estenderam a análise para dois Outriggers e obtiveram resposta de 0,312 e 0,685 da altura da edificação para implementação do sistema e obtenção das maiores reduções de deslocamento lateral (NANDURI, SURESH E HUSSEAIN, 2013).

Ribeiro (1990) introduz o conceito do coeficiente de rigidez equivalente K_o também para a localização ótima de dois Outriggers e obtém o gráfico que se apresenta na Figura 19.

Dentro desta mesma metodologia, o autor estendeu seus estudos para eficiência de dois Outriggers, também pautado pelo percentual de redução do momento fletor do sistema de contraventamento e decréscimo do deslocamento lateral (RIBEIRO, 1990).

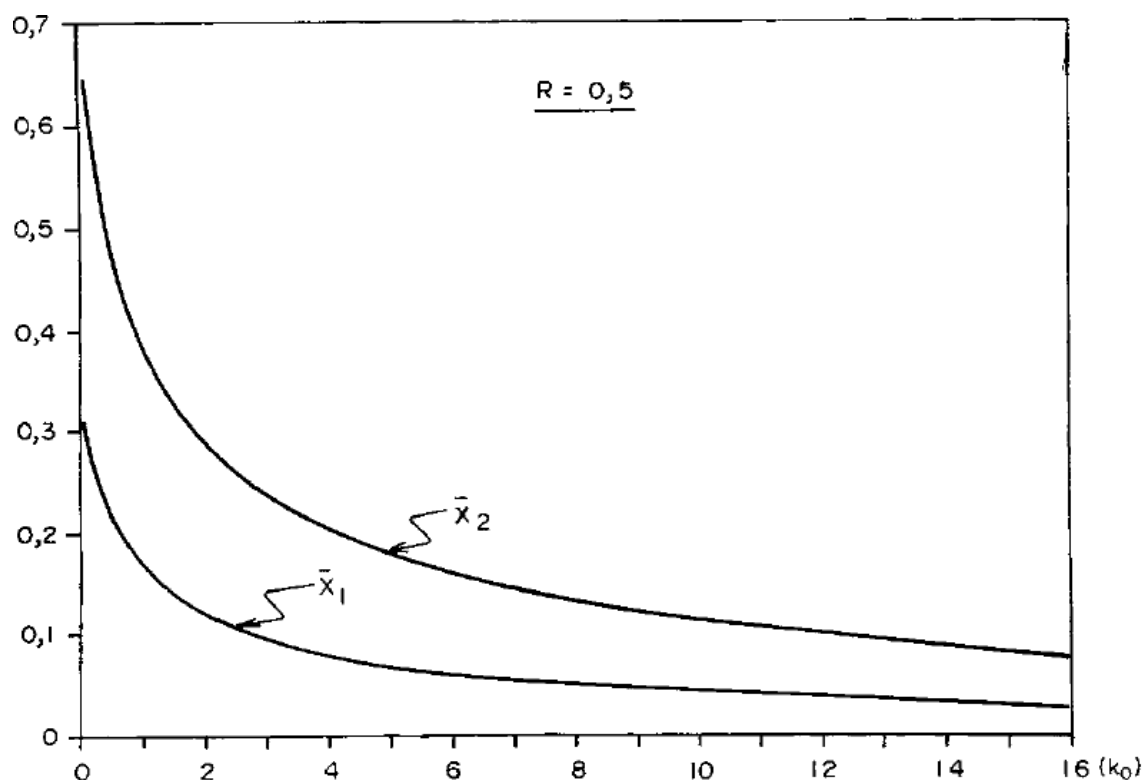


Figura 19. Posição ótima para implantação de dois Outriggers (RIBEIRO, 1990, p. 46)

Lopes (2003) salienta que o melhor posicionamento dos Outriggers para redução do momento fletor no sistema de contraventamento pode divergir daquele ideal para maior redução do deslocamento real. Portanto, em cada projeto deve ser analisado o fator crítico de dimensionamento para traçar a curva ideal de eficiência para o sistema.

Segundo Smith (1991) apud Nasir e Patil (2016), é possível descrever o posicionamento ideal para “n” Outriggers por meio da equação genérica que se segue – equação esta que considera a hipótese do vento como carga uniforme distribuída lateralmente.

$${}^{\text{“n”}} \text{Outrigger} = \frac{n}{(n + 1)} \quad (16)$$

Sendo:

n o número de Outriggers empregado na edificação;

“n” Outrigger a posição ótima para cada outrigger [m].

3. ESTUDO DE CASO OU PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente trabalho evolve a análise do comportamento de um edifício esbelto usual de concreto armado, focado na influência da estabilidade global, comparado com o mesmo edifício utilizando o sistema de contraventamento Outrigger. Os modelos serão analisados utilizando o programa de cálculo estrutural EBERICK, patente da desenvolvedora de softwares para engenharia, AltoQi.

3.1. Edifício do Estudo de Caso

Para o estudo, analisou-se o comportamento global de um edifício residencial e comercial, com 35 pavimentos (não contabilizando casa de máquinas, barrilete e reservatório superior), localizado na cidade de Balneário Camboriú – Santa Catarina.

Para estudo de caso, optou-se por estudar apenas os 30 pavimentos tipos, assumindo-se que os pavimentos de embasamento (térreo e garagens) não gerariam grande impacto para a estabilidade da estrutura. Para os pavimentos abordados, a altura do pé direito estipulada pela arquitetura é de 3,42 metros, somando uma altura total de 82,08 metros.

Na figura 20 apresenta-se a planta baixa arquitetônica simplificada do pavimento tipo, contendo uma área total de 200,36 m².

A escolha por este edifício se deve ao fato da sua fachada irregular (não aerodinâmica), a qual vem acompanhada de uma estrutura assimétrica e esbelta, com uma arquitetura limitante para a locação de pilares, por conta das suas fachadas irregulares, e envolvendo angulações agudas, onde acarretariam numa maior incidência do vento e assim um acréscimo nos deslocamentos da estrutura.

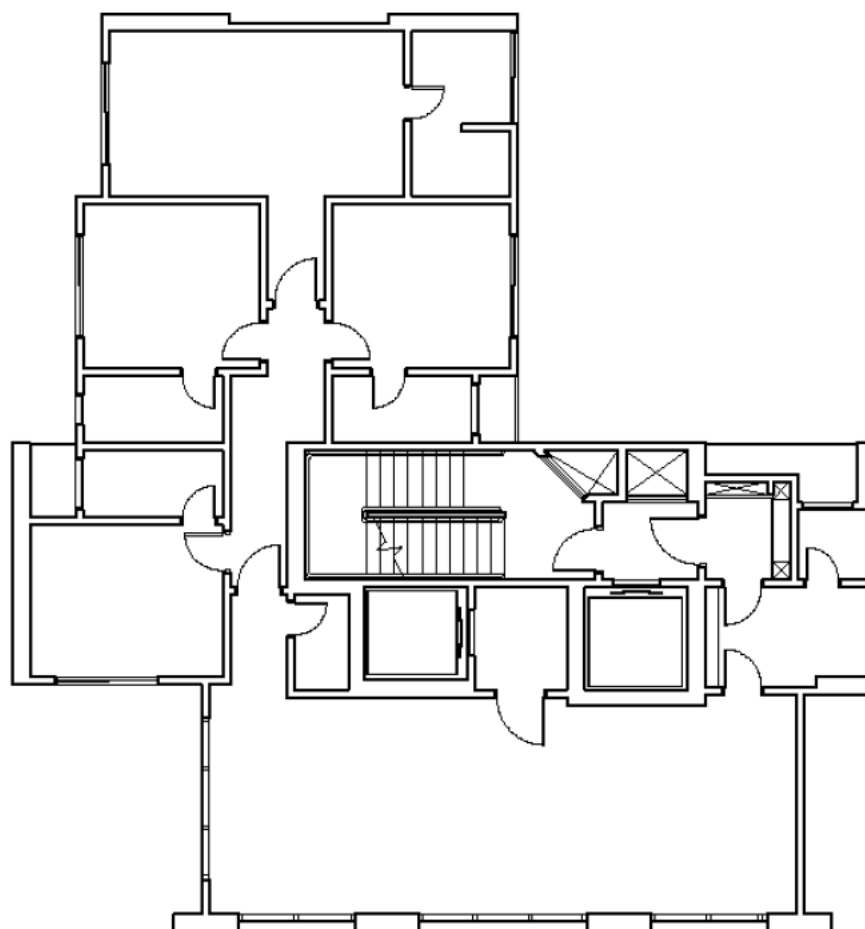


Figura 20. Planta pavimento tipo

3.2. Parâmetros adotados para Modelagem

3.2.1. Ajustes de Análise

Para o edifício projetado foram adotados os parâmetros normatizados pela NBR 6118:2014, e para cálculo dos esforços de 2ª ordem, quando necessários, utilizou-se o método $P-\Delta$ com precisão de 1%.

Utilizou-se o modelo de grelhas + pórtico espacial para o processamento do pórtico espacial, pelo fato deste modelo considerar as lajes como grelhas apoiadas em um pórtico espacial formado por vigas e pilares, onde se considera apenas a rigidez dos pilares e vigas para a verificação da estabilidade global, sendo adotado que o diagrama rígido das lajes não irá contribuir para a rigidez total da edificação. Ao utilizar esta consideração, normalmente, obtém-se uma redução da armadura das lajes, as quais não irão absorver os esforços horizontais incididos no pórtico e sob a ótica da estabilidade

global, irá representar a situação mais desfavorável, onde a estrutura tenderá a apresentar maiores deformações laterais.

Para simulação mais precisa da ligação viga-pilar parede, foi estabelecido a flexibilização da ligação em situações onde a relação h/b do pilar de apoio fosse igual ou maior a 3,5.

A figura 21 a seguir ilustra as configurações descritas acima, utilizadas para projetar o edifício.

Geral

Redução no engaste para nós semirrígidos: 25 %

Redução na torção para os pilares: 90 %

Redução na torção para as vigas: 90 %

Aumento na rigidez axial dos pilares: 2 - 3 ...

☒ Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Ligação viga-pilar

☒ Flexibilizar ligação com pilar equivalente

Aplicar para relação h/b maior que: 3.5 ...

Não linearidade física

Rigidez das vigas: 0.4 Ec.Ic

Rigidez dos pilares: 0.8 Ec.Ic

Rigidez das lajes: 0.3 Ec.Ic

Não linearidade geométrica

☒ Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações: 10

Precisão mínima: 1 %

Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...

Imperfeições globais

Tipo de estrutura: Estruturas usuais

Combinação vertical característica: G1+G2+Q+A ...

Processo

☒ Grelhas + pórtico espacial

☐ Modelo integrado

Painéis de lajes... Modelo da fundação...

Modelo ELS... Avançado...

Análise dinâmica...

Figura 21. Configurações gerais de análise

No dimensionamento e no quantitativo das lajes, determinou-se uma taxa de plastificação máxima das lajes (em grelha não-linear) de 10% dos picos de momento, de forma que se pudesse reduzir os acúmulos de tensão nos bordos da laje em decorrência da discretização do modelo unifilar. Conforme o item 14.6.4.3 da NBR 6118:2014, foi possível a utilização apenas desta taxa de distribuição, visto que o modelo deverá se enquadrar como estrutura de nós móveis.

Estas configurações estão ilustradas na figura 22.

Grelha não linear

Continuidades

Redistribuição máxima %

Aplicar para taxas de armadura maiores que %

Demais Casos

Redistribuição máxima %

Aplicar para taxas de armadura maiores que %

Nº máximo de iterações

Figura 22. Configurações para grelha não-linear

Sobre os efeitos construtivos, foi adotado um aumento progressivo da rigidez axial dos pilares, verificando o coeficiente ideal de aumento por meio do pórtico unifilar. Os momentos negativos entre pilar e viga foram aproximados entre todos os pavimentos e foi adotado este como coeficiente ideal. Desta forma, a taxa de incremento foi estabelecida como ideal pelos autores quando os momentos negativos se mostraram praticamente equivalente nos pavimentos. Consequência disso, a rigidez axial para o processo incremental foi aumentada em três vezes até o vigésimo pavimento e, nos subsequentes, incrementada em 0,1 a cada novo pavimento. A taxa de incremento pode ser observada na figura 23 abaixo.

Rigidez axial dos pilares

	Pavimento	Fator	
7	Pavimento 24	2.60	^
8	Pavimento 23	2.70	
9	Pavimento 22	2.80	
10	Pavimento 21	2.90	
11	Pavimento 20	3.00	
12	Pavimento 19	3.00	
13	Pavimento 18	3.00	v

Figura 23. Configuração para processo incremental

3.2.2. Ações Consideradas

Com relação as ações, foram consideradas o peso próprio, a carga adicional de revestimento, a carga acidental e o vento.

Considerou-se o vento, pois este correspondeu a mais de 30% do momento de desaprumo, e conforme o item 11.3.3.4 da NBR 6118:2014, excluiu-se o desaprumo e, no âmbito das forças horizontais, considerou-se apenas o vento para efeitos desfavoráveis. A figura 24 abaixo explana as ações consideradas.

As tensões de expansão e retração térmica foram desconsideradas e também não se adotou juntas de dilatação uma vez que as dimensões de fachada obedecem ao indicado no item 24.4 da NBR 6118:2014.

	Ativo	Ações	Variabilidade	Efeito favorável	Acidental isolada	
8	☐	Temperatura 1 (T1)	Acidental indireta	☐	☐	^
9	☐	Temperatura 2 (T2)	Acidental indireta	☐	☐	
10	☒	Vento X+ (V1)	Acidental direta	☐	☒	
11	☒	Vento X- (V2)	Acidental direta	☐	☒	
12	☒	Vento Y+ (V3)	Acidental direta	☐	☒	
13	☒	Vento Y- (V4)	Acidental direta	☐	☒	
14	☐	Desaprumo X+ (D1)	Permanente	☒	☐	
15	☐	Desaprumo X- (D2)	Permanente	☒	☐	
16	☐	Desaprumo Y+ (D3)	Permanente	☒	☐	
17	☐	Desaprumo Y- (D4)	Permanente	☒	☐	
						v

Figura 24. Configuração para combinação de ações

3.3. Modelagem da Estrutura com Pórtico Espacial de Contraventamento

Para a modelagem estrutural do pórtico espacial, se procedeu pela inserção de pilares-parede em locais pré-compatibilizados com a arquitetura. As vigas pertencentes ao pórtico de contraventamento foram lançadas preferencialmente com 19 cm de largura, com objetivo do aumento da rigidez do pórtico. O modelo foi pensado e verificado para concreto com resistência de 40 MPa. Procedeu-se o pré-lançamento estrutural e definição da tipologia de laje adotada, sendo nervurada de 23 cm na região do apartamento e maciça de 16 cm na região técnica do núcleo rígido. Uma vez definidos os vãos e posicionamento de vigas e pilares, procedeu-se a verificação e aferição dos elementos em ELU. Notando-se que a geometria do pilar do núcleo rígido apresenta dificuldades de modelagem (já que seu formato complexo não permite ser modelado pelo software em apenas um elemento), foi necessário modelar o núcleo rígido por meio de 8 pilares paredes conectados em seus topos por barra rígida, de forma a simular as 8 abas do elemento com maior confiabilidade.

Com todos os elementos dimensionados, iniciou-se a verificação da estabilidade global, sempre levando-se em consideração a eficiência de insumos aplicada na estrutura. A todo momento, a estabilidade global respeitou os limites para utilização do processo γ_z , respeitando um coeficiente de, no máximo 1,20. Atentou-se também para o limite de deslocamento lateral indicado na Tabela 13.3 da NBR 6118:2014, para carregamento de vento em combinação frequente, sendo:

Figura 25. Configuração para restrição de deslocamentos

$$\text{Deslocamento máximo no topo da edificação: } \frac{H}{1700} = \frac{10260}{1700} = 6,03 \text{ cm}$$

$$\text{Deslocamento máximo entre pavimentos: } \frac{H}{850} = \frac{342}{850} = 0,40 \text{ cm}$$

É importante citar que, caso a estrutura fosse avaliada unicamente sob os parâmetros γ_z e deslocamentos, tentando manter o coeficiente abaixo de 1,1, esta resultaria em uma modelagem pouco econômica, baixa relação aço/volume de concreto, afastando o estudo de caso da aplicabilidade no cenário do mercado imobiliário.

3.4. Modelagem da Estrutura com Outrigger

O Outrigger utilizado foi da metodologia convencional, constituído pelos pilares de bordo unido ao núcleo rígido por meio de vigas de grande rigidez em concreto armado. A primeira etapa realizada para análise de implantação do sistema Outrigger é a decisão do pavimento ótimo de implantação. Para fins didáticos, optou-se pela utilização de apenas um Outrigger. Conforme citado no capítulo 2.7.2.1, adotou-se o modelo simplificado de Taranath (apud Ribeiro, 1990). Contabilizando a altura total da

edificação, de cima para baixo, e multiplicando-se pelo coeficiente proposto de 0,455, tem-se:

$$0,455 * 10260 = 46,6 \text{ metros}$$

Desta forma, considerando o número de andares em sentido ascendente, entende-se que a aplicação do sistema seja mais coerente no pavimento de número 17.

Uma vez definida a cota de implantação do sistema, foram eleitos os pilares de bordo que irão fazer parte do sistema Outrigger. Os critérios utilizados para escolha dos pilares ideais são a proximidade com o núcleo rígido e arranjo estrutural que resultaria em melhores resultados sob os pontos de vista de estabilidade global e consumo de materiais.

Para ligação entre núcleo rígido e pilares de bordo foram utilizadas vigas de elevada rigidez (altura de um pavimento, 3,42 m) de forma a propiciar o travamento necessário para que os elementos possam atuar em conjunto no arranjo estrutural.

Nesta etapa foi necessária a verificação de quais vigas iriam funcionar como o conector entre núcleo rígido e pilares de bordo, sendo que a todo momento era avaliado não apenas o ganho de rigidez global, mas também a repercussão deste ganho no emprego dos insumos da estrutura.

Uma vez encontrada a locação ideal do sistema, procedeu-se as demais verificações cabíveis ao projeto estrutural, conforme procedimento citado no item 3.4. Importante citar que todos os parâmetros estruturais foram mantidos idênticos de um modelo a outro.

3.5. Otimização dimensional dos elementos da estrutura com Outrigger

Uma vez lançado mão do método de enrijecimento Outrigger, foi possível tratar da redução da seção dos elementos em geral, principalmente do núcleo rígido. Iniciou-se o teste de modelagem para máxima redução possível para o consumo de insumos e estabilidade global da estrutura.

A redução se concentrou exclusivamente em pilares, iniciando-se pelo núcleo rígido. Uma vez que os pilares de bordo passaram a contribuir para a estabilidade global,

o núcleo rígido pode ter sua seção diminuída. Os primeiros testes de redução de seção aconteceram no menor lado do pilar, de forma a diminuir ainda mais a interferência destes na arquitetura proposta. Uma vez finalizada esta análise, partiu-se para a redução das maiores folhas do pilar parede. A todo momento tentou-se respeitar ao máximo uma configuração de detalhamento mais parecida com aquela do modelo enrijecido apenas por pórtico espacial – para se garantir que, mesmo sob diminuição de seção, estes elementos de contraventamento não se mostrassem excessivamente armados.

3.6. Análise comparativa de estabilidade global dos dois modelos

Para a análise da estabilidade global, levou-se em conta unicamente o parâmetro de estabilidade γ_z , sendo o coeficiente α desprezado pela pouca aplicabilidade em uma edificação do porte da estudada.

O valor de momento de 2ª ordem utilizado para o cálculo do parâmetro γ_z provém da análise do momento gerado em cada combinação de carga. Para a mensuração precisa e aplicação destes momentos na estrutura (caso o parâmetro γ_z exceda 1,1), foi utilizado o método P- Δ com limite de iteração em 10 vezes e precisão mínima de 1%.

Outra diretriz adotada foi estabelecer o γ_z no eixo mais suscetível aos efeitos de 2ª ordem idêntico para os dois modelos estudados, sendo tomado como artifício para possível comparação entre os sistemas. Portanto, uma vez definido um coeficiente adequado para o modelo com pórticos de contraventamento (neste caso, no eixo Y), foi-se modelando o modelo com Outrigger até que seu γ_z em Y fosse idêntico.

3.7. Análise comparativa de consumo de material dos pórticos

Uma vez determinada a topologia da estrutura, bem como verificados todos os parâmetros de ELU e estabilidade global, se fez possível quantificar o consumo de insumos inerentes à estrutura de concreto, sendo analisados o total de concreto (m^3), aço (kg) e forma (m^2), além de consumo de aço/ m^3 de concreto.

Vale ressaltar que, para comparação de quantitativos, apenas se levou em consideração o volume de materiais empregados para compor os pórticos da estrutura,

desconsiderando-se as lajes, uma vez que estas não compõem o contraventamento estrutural e, logo, não serão alteradas suas configurações de um modelo a outro.

Para que se pudesse extrair valores coerentes de aço dos pilares e vigas, foi necessário refinar o detalhamento fornecido pelo software a estes elementos. Todos os lances de pilar e todas as vigas foram revisadas e suas armaduras adaptadas para a realidade executiva. Por consequência, nesta etapa também é possível visualizar as diferenças existentes no detalhamento do núcleo rígido em cada modelo distinto, elemento principal afetado pela mudança do contraventamento.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Estrutura com Pórtico Espacial de Contraventamento

A planta de formas se baseia em uma modelagem do mesmo edifício feita previamente por um dos autores para condições de altura e vento diferenciadas. No momento de uma primeira análise, a estrutura foi compatibilizada com a arquitetura para que todos os pórticos ficassem integrados ao layout dos ambientes.

Os pilares foram locados de forma que se pudesse discernir claramente aqueles com funções prioritariamente de contraventamento dos contraventados. A Figura 26 apresenta destacado os pilares cuja função primeira é a de absorção dos esforços horizontais de vento. Como se pode notar, alguns pilares parede não puderam ser concentrados apenas próximo ao núcleo rígido, sendo posicionados afastados do centro de carga do pavimento, algo que dificulta o enrijecimento estrutural e normalmente encarece a solução de estabilidade. Conforme supracitado no capítulo 3.3, para conexão destes pilares e formação dos pórticos de contraventamento, foram empregadas vigas de 19x80cm, de forma a interligarem os pilares corretamente e proporcionarem efeito de pórtico em uma análise global.

A solução adotada para as lajes foi o emprego de elementos nervurados com cubetas, cuja altura total é de 23 cm, sendo 5 cm de capa e 17 cm de altura da cubeta. Para as lajes localizadas no núcleo rígido, foi adotada a solução de maciça com 16 cm de altura, uma vez que estas lajes apresentam grande número de aberturas e paredes dispostas de forma irregular. Também conforme capítulo 3.3, a estrutura foi modelada e verificada para um equilíbrio entre estabilidade global e custo. A todo momento trabalhou-se dentro dos limites aceitáveis da NBR 6118:2014 para este tipo de edificação e altura (cujas limitações contam no item 3.3) e tentando respeitar os valores de γ_z de 1,15 no pior eixo para os dois sistemas. Observou-se também a média de consumo de aço de forma a atingir um equilíbrio entre viabilidade técnica e econômica.

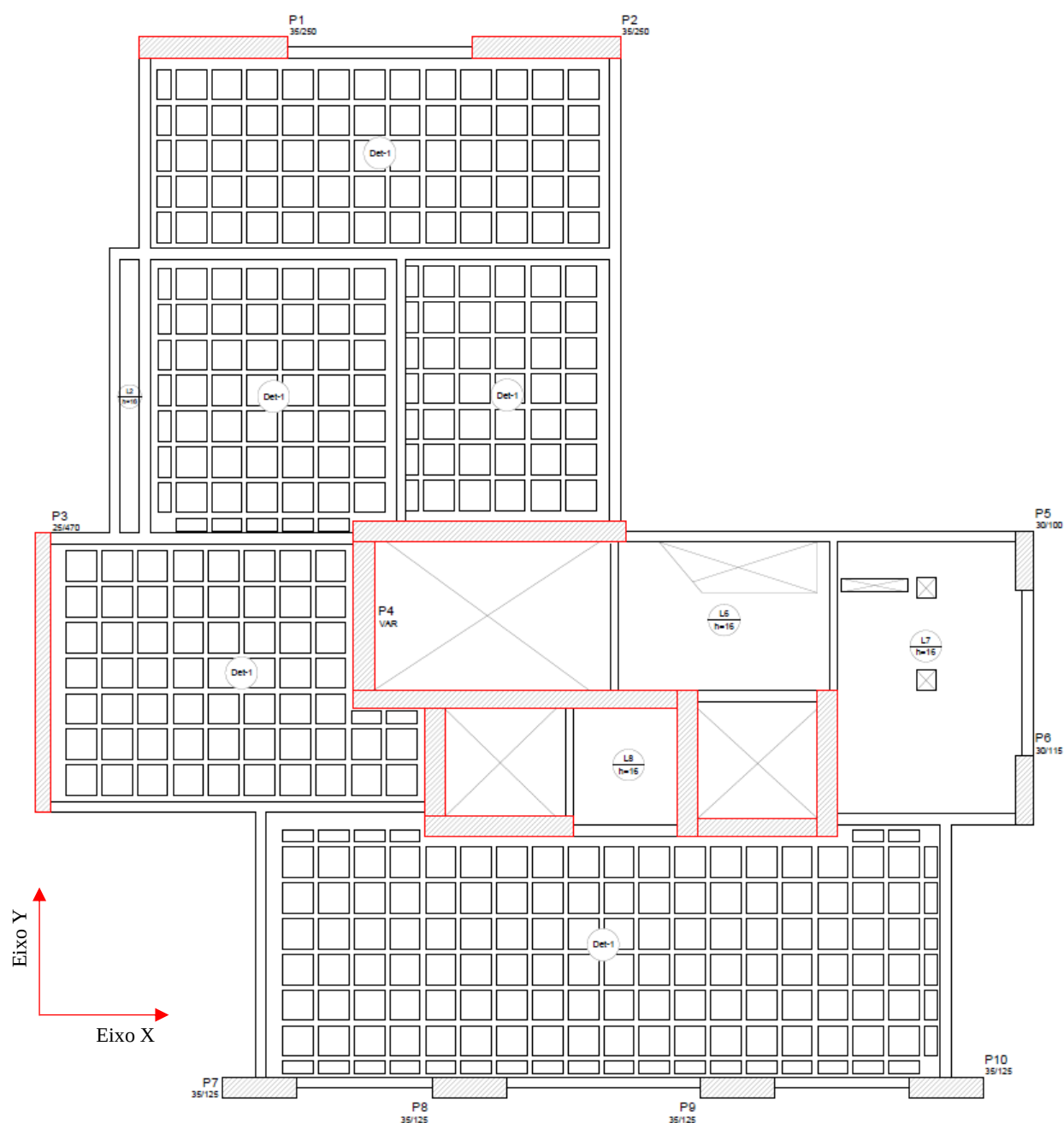


Figura 26. Forma de pavimento tipo. Pilares de contraventamento, destacados.

Inicialmente o edifício foi modelado com 35 MPa, o que resultou em deslocamentos excessivos e necessidade de grande aumento de seção dos elementos de contraventamento para aumento da rigidez da torre. Isto impactou em aumento no consumo de concreto. Para viabilizar o layout proposto e as seções que respeitassem o rigor arquitetônico, foi necessário lançar mão do concreto de 40 MPa. Por sua vez, apresentou resultados muito melhores de deslocamento pelo aumento do módulo de

elasticidade do material empregado. Consequentemente, o consumo de concreto equivaleu a uma situação coerente para o porte da obra, bem como consumo de aço. Naturalmente, para atingir os valores adequados de consumo de material foi necessário trabalhar com γ_z maior que 1,1, sendo necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem na verificação estrutural. A planta de forma completa do pavimento segue como Apêndice 01 deste trabalho.

4.1.1. Estabilidade Global

Para a modelagem proposta, a resposta estrutural para estabilidade global foi a que segue na Tabela 01.

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	8011.31	7419.88
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	290.70	976.47
Gama-Z	1.04	1.15

Tabela 1 – Momentos e parâmetro γ_z para modelo de 40 MPa.

Como se observa, apesar do momento de tombamento apresentado ser menor no eixo Y da edificação, é nesta direção que a torre se mostra mais instável, uma vez que apresenta momentos de 2ª ordem maiores nesta direção. Isto se justifica pela inércia dos elementos de contraventamento ser menor nesta direção. Por consequência, o valor de γ_z é maior no eixo Y. Nota-se também que o eixo X apresenta valor de γ_z abaixo de 1,1, algo nítido quando se observa que a direção de maior inércia dos pilares mais rígidos se posiciona no eixo X. Esta análise se reflete diretamente nos deslocamentos globais e entre pavimentos da edificação. Naturalmente, onde há maior instabilidade é onde se apresentam os maiores deslocamentos totais da edificação, como se observa na Tabela 02. Mesmo na pior situação de γ_z , no topo da estrutura o deslocamento permaneceu dentro dos limites normatizado

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	10260.00			
Deslocamento limite (cm)	6.04			
Deslocamento total combinações frequentes (cm)	2.03	-2.03	4.40	-4.40

Tabela 2 – Deslocamentos totais para modelo de 40MPa.

Esta mesma análise pode ser extrapolada para os deslocamentos entre pavimentos, que obedecem a mesma lógica da deflexão total do edifício. Os maiores deslocamentos entre pavimentos podem ser observados no eixo Y, por este ser o mais sensível aos momentos de 2ª ordem. A maior diferença acontece entre os pavimentos de número 19 e 20, podendo ser justificado não exatamente pela característica da distribuição do vento (cuja força cresce a cada pavimento, nas considerações de análise), mas pela progressão dos deslocamentos entre pavimentos concebido no pórtico unifilar. Apesar de mostrar maior diferença entre pisos, ainda assim conservam deslocamentos totais menores que seus pavimentos superiores. A Tabela 03 ilustra a resposta da estrutura quanto aos deslocamentos entre pisos.

Pavimento	Deslocamento combinações frequentes (cm)				Diferença (cm)			
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Pavimento 30	2.03	-2.03	4.40	-4.40	0.08	-0.08	0.17	-0.17
Pavimento 29	1.95	-1.95	4.23	-4.23	0.08	-0.08	0.17	-0.17
Pavimento 28	1.87	-1.87	4.06	-4.06	0.08	-0.08	0.17	-0.17
Pavimento 27	1.79	-1.79	3.88	-3.88	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 26	1.71	-1.71	3.71	-3.71	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 25	1.63	-1.63	3.53	-3.53	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 24	1.54	-1.54	3.35	-3.35	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 23	1.46	-1.46	3.17	-3.17	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 22	1.38	-1.38	2.99	-2.99	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 21	1.29	-1.29	2.80	-2.80	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 20	1.21	-1.21	2.62	-2.62	0.09	-0.09	0.18	-0.18
Pavimento 19	1.12	-1.12	2.44	-2.44	0.09	-0.09	0.18	-0.18

Pavimento 18	1.04	-1.04	2.25	-2.25	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 17	0.95	-0.95	2.07	-2.07	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 16	0.87	-0.87	1.88	-1.88	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 15	0.78	-0.78	1.70	-1.70	0.08	-0.08	0.18	-0.18
Pavimento 14	0.70	-0.70	1.52	-1.52	0.08	-0.08	0.17	-0.17
Pavimento 13	0.62	-0.62	1.35	-1.35	0.08	-0.08	0.17	-0.17
Pavimento 12	0.54	-0.54	1.18	-1.18	0.08	-0.08	0.16	-0.16
Pavimento 11	0.47	-0.47	1.01	-1.01	0.07	-0.07	0.16	-0.16
Pavimento 10	0.40	-0.40	0.86	-0.86	0.07	-0.07	0.15	-0.15
Pavimento 9	0.33	-0.33	0.71	-0.71	0.06	-0.06	0.14	-0.14
Pavimento 8	0.26	-0.26	0.57	-0.57	0.06	-0.06	0.13	-0.13
Pavimento 7	0.20	-0.20	0.44	-0.44	0.05	-0.05	0.12	-0.12
Pavimento 6	0.15	-0.15	0.32	-0.32	0.05	-0.05	0.10	-0.10
Pavimento 5	0.10	-0.10	0.22	-0.22	0.04	-0.04	0.08	-0.08
Pavimento 4	0.06	-0.06	0.14	-0.14	0.03	-0.03	0.07	-0.07
Pavimento 3	0.03	-0.03	0.07	-0.07	0.02	-0.02	0.05	-0.05
Pavimento 2	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.02	-0.02
Pavimento 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabela 3 - Deslocamentos entre pisos para modelo de 40 MPa

4.1.2. Consumo de materiais

4.1.2.1. Supraestrutura

Conforme supracitado no capítulo 3.8, para uma aferição coerente dos quantitativos de aço da estrutura, se fez necessária a revisão manual do dimensionamento apresentado pelo software, de forma a corrigir imperfeições de armação e adaptar as peças para a realidade executiva de obra. Isto foi realizado para todos os pilares e vigas. Reitera-se que apenas os elementos constituintes dos pórticos espaciais foram quantificados. Desta forma, as lajes não constam no quantitativo, uma vez que não possuirão variação sensível com a mudança do método de contraventamento, já que, na análise adotada, não se configuram como elemento enrijecedor.

Para complementar o estudo de quantidades, a Figura 27 apresenta um detalhe simplificado da armação do núcleo rígido no térreo, seu pavimento mais carregado, de forma que se possa perceber visualmente o impacto da escolha do sistema de contraventamento na armação das peças.

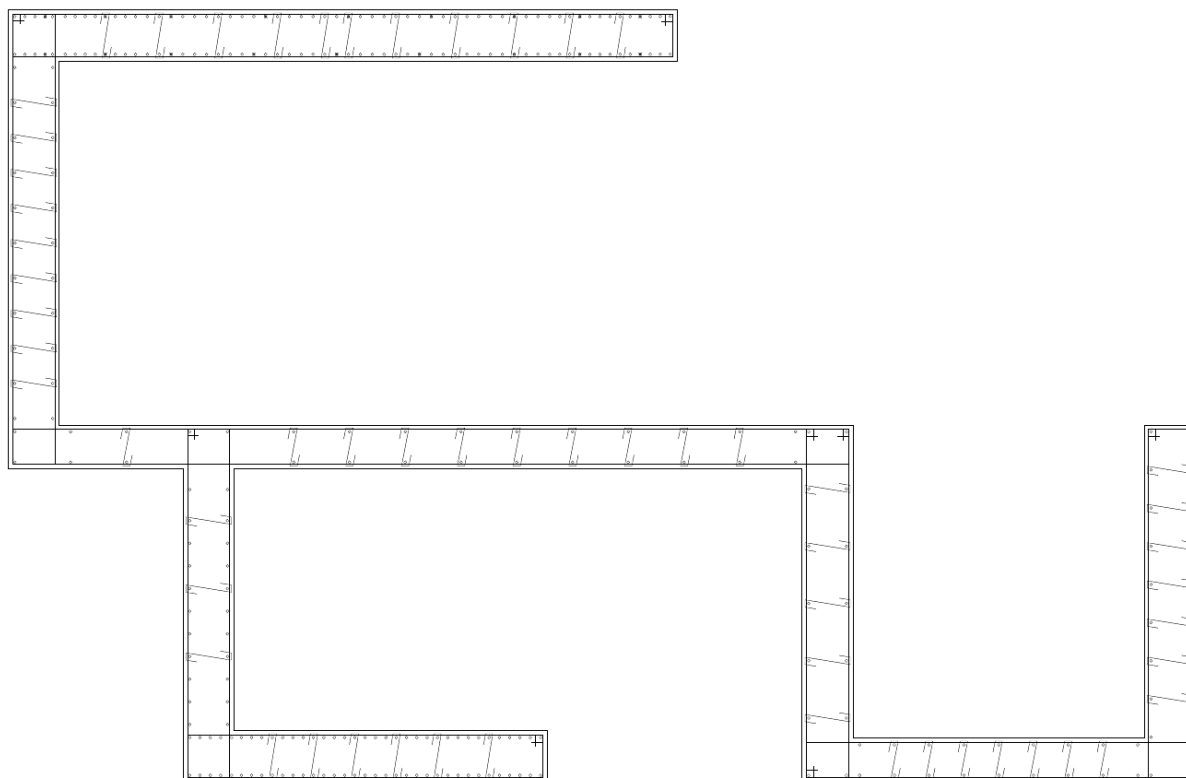


Figura 27. Detalhamento simplificado do pilar-parede P4.

A armação longitudinal do pilar P4 foi padronizada em barras com diâmetro de 20 mm e espaçamento variando de 40 cm (regiões mais centrais do pilar) e 11 cm (panos mais externos do pilar). As armaduras de estribos foram configuradas em barras de 10 mm, sendo adotados espaçamentos entre 7 e 20 cm. Considerou-se também estribo suplementar a cada 20Ø, de forma a evitar flambagem das barras longitudinais fora da área de influência do estribo principal, conforme item 18.2.4 da NBR 6118:2014.

A Tabela 04 apresenta resumo do consumo de materiais para os pilares e vigas. Apresenta também a relação de aço conseguida nos pórticos da estrutura.

Consumo de materiais para os pórticos	
Peso total de aço (kg)	140277.8
Volume concreto (m ³)	1793.6
Área de forma (m ²)	14920.9
Consumo de aço (kg/m ³)	78.2

Tabela 4 - Consumo de materiais para os pórticos espaciais.

Se observa que a relação de aço conservou-se ligeiramente abaixo do esperado, atingindo taxa menor que 80 kg/m³, enquanto para esta tipologia de edificações, valores de até 100 kg/m³ são concebíveis, conforme boa prática da engenharia.

4.1.2.2. Infraestrutura

Os valores obtidos para carregamento na fundação são apresentados na Tabela 05. Destes, vale se atentar principalmente aos momentos aplicados nos blocos e cargas horizontais, que são diretamente afetadas pelas cargas horizontais e sistema de contraventamento adotado.

Blocos	NTotal (tf)	MB (kgf.m) MH	FB (tf) FH
B1	1000.73	-11103.33 -70215.60	24.00 42.37
B2	984.03	-8027.73 -76893.03	14.79 59.15
B3	1172.06	4474.56 -506062.96	9.07 100.29
B4	6170.29	-11436750.33 8816032.77	159.86 113.78
B5	606.99	2783.43 12179.32	7.08 8.51
B6	376.66	-811.86 -15510.15	1.51 7.35
B7	431.70	2838.74 -14892.05	6.28 13.25
B8	402.62	-1172.98 -15203.92	0.75 14.01
B9	397.75	-1312.21 -13982.43	0.88 10.89
B10	446.13	2128.73 -13495.31	3.68 9.68

Tabela 5 - Esforços na fundação

É possível notar que os blocos que comportam o núcleo rígido e demais pilares de contraventamento da estrutura (B1, B2, B3 e B4) apresentam uma quantidade exorbitante de momento fletor por serem os elementos responsáveis pela absorção da maior parte dos esforços horizontais oriundos do vento. Isto também implica em serem os blocos de fundação mais solicitado às cargas horizontais, igualmente provenientes da responsabilidade de serem os elementos responsáveis pelo enrijecimento estrutural.

Também se observa na Tabela supracitada que os demais blocos – sob pilares contraventados – demonstram carregamento muito abaixo dos pilares de maior responsabilidade. Levando-se em consideração apenas o núcleo rígido, este absorve 13 vezes mais esforços laterais e 720 vezes mais momento fletor que seu bloco vizinho, B6. Esta diferença notável é uma característica natural e intrínseca a sistemas de contraventamento que dependem de apenas alguns pórticos principais para a estabilidade global.

4.2. Estrutura com Outrigger

Conforme supracitado no item 3.5, a escolha dos pilares de bordo foi de fundamental importância para a efetividade do sistema. Por meio da análise do modelo contraventado por pórticos espaciais, notou-se que o eixo mais sensível aos esforços de 2ª ordem e, conseqüentemente, com maiores deslocamentos registrados foi o Y. Desta forma, os pilares selecionados para participar do contraventamento estrutural junto ao núcleo rígido estão localizados primordialmente nas fachadas frontal e fundos.

A escolha dos pilares na medida do possível também levou em consideração os locais da estrutura cuja implementação da viga rígida de conexão impacte o mínimo possível na arquitetura, muito embora este tipo de impacto não tenha sido possível contornar em todas as situações.

A Figura 28 destaca os pilares selecionados para participarem do sistema Outrigger.

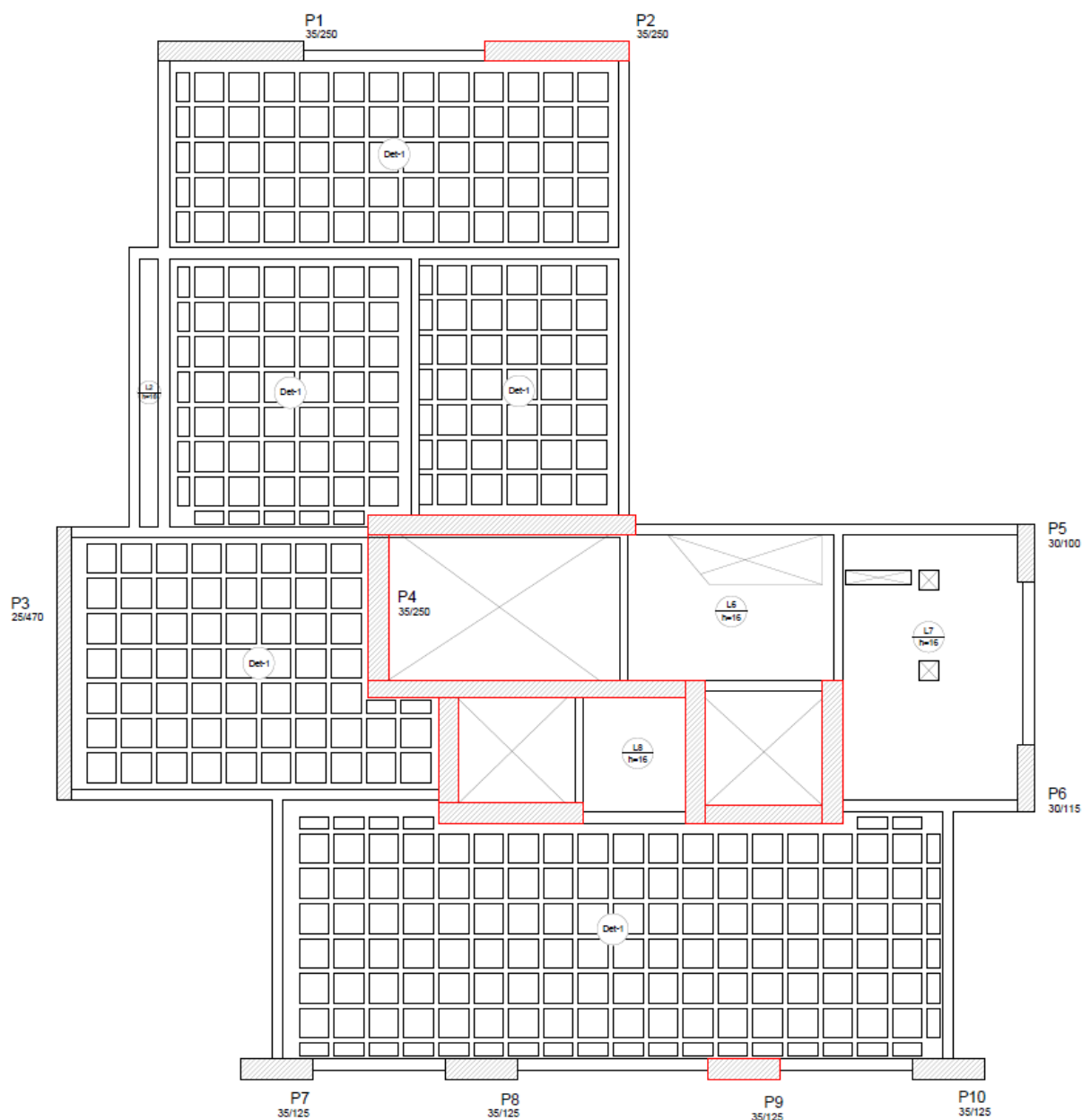


Figura 28. Pilares participantes do sistema Outrigger destacados.

O pilar P2 foi selecionado pois, além de se localizar em ponto ideal para posicionamento da viga de rigidez, ainda se configura como um pilar de contraventamento, devido sua elevada inércia. Desta forma, o enrijecimento do núcleo rígido será maior e o pilar P2 não apresentará esforços indesejados de tração, devido sua elevada rigidez e grande quantidade de cargas gravitacionais absorvidas. Este arranjo elimina a necessidade de vigas enrijecidas na fachada para compatibilização das tensões de tração.

A escolha do pilar P9 se mostrou mais delicada e exigiu maior número de combinações estruturais para funcionar de forma coerente. A opção por este pilar em detrimento do pilar P8 aconteceu pois este se mostrou mais eficiente na função de contraventamento por estar mais próximo do centro de cargas do pavimento, funcionando de forma mais racional. Mas apesar de acrescentar grande rigidez ao núcleo rígido, devido a este elemento ser originalmente concebido como contraventado, a inserção da viga rígida do Outrigger trouxe esforços de tração indesejados ao longo de três pavimentos consecutivos.

Diversas interações foram conduzidas de forma a tentar solucionar este efeito colateral de forma econômica. Opções focadas no desenrijecimento dos apoios não apresentaram bons resultados pois fragilizavam o contraventamento e ainda permitiam o aparecimento dos efeitos de tração. Conduziu-se, então, um estudo da viga principal da fachada frontal, que deveria ser enrijecida para compatibilização destes efeitos.

O estudo demonstrou que a viga da fachada frontal deveria possuir seção com altura variável, sendo os trechos 01 e 03 com 180 cm de altura e trecho 02 com 342 cm de altura. Esta geometria foi necessária apenas no pavimento de implantação do Outrigger. A Figura 29 ilustra a geometria da viga, sendo que o pilar destacado corresponde ao elemento que agora participa do contraventamento estrutural.

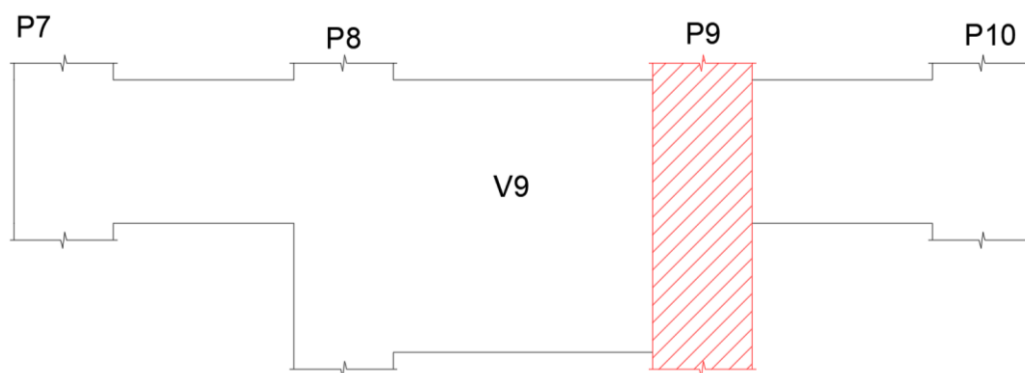


Figura 29. Pilares participantes do sistema Outrigger destacados.

As vigas rígidas para conexão dos pilares de bordo com núcleo rígido foram dimensionadas com altura de 342 cm, constituindo o fechamento de um pavimento completo, e largura de 30 cm. Estas dimensões garantem a rigidez necessária para que

Como se percebe, foi necessário inserir uma viga transversal com a altura de um pavimento para promover a ligação entre P9 e núcleo rígido. Infelizmente esta solução impacta por demais a arquitetura da edificação, porém é imprescindível dentro da metodologia adotada de Outrigger.

As Figuras 31 e 32 ilustram a clara influência do Outrigger na absorção dos momentos ocasionados pelo vento no núcleo rígido.

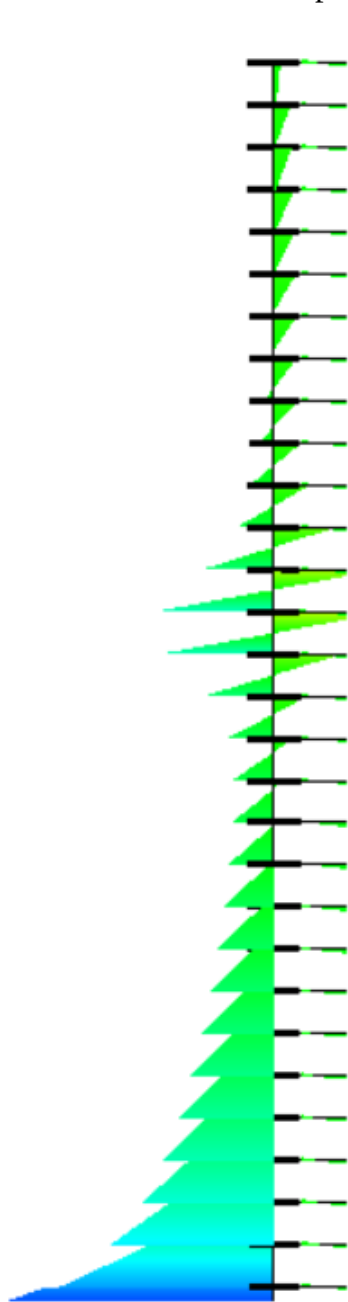


Figura 32. Diagrama de momento fletor no núcleo rígido causado por vento no eixo X.

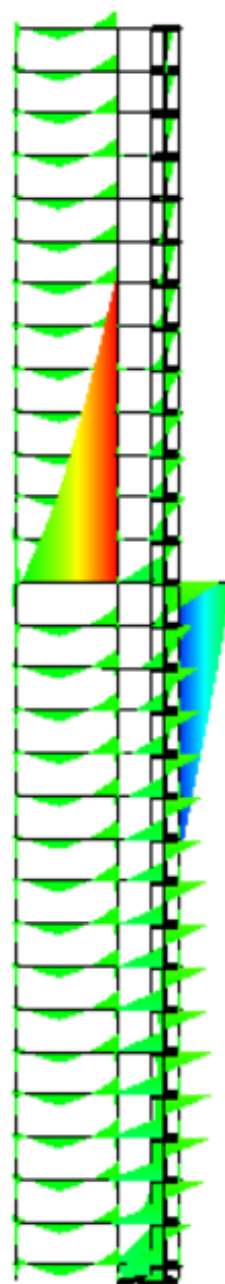


Figura 31. Diagrama de momento fletor no núcleo rígido causado por vento no eixo Y

A Figura 32 ilustra o momento de vento a 0 e 180°, influenciando diretamente o eixo X, menos suscetível a estes efeitos. De qualquer forma, é possível observar que no pavimento onde o Outrigger foi implementado, bem como seus subsequentes, existe um aumento significativo de momento, formando um degrau em relação aos esforços dos pavimentos abaixo, que se justifica pelo elemento absorver parcela considerável dos esforços de vento devido sua rigidez. Após o Outrigger, o sistema tende a inverter o sentido do momento, algo natural dependendo da magnitude dos esforços aplicados de vento, número e rigidez do Outrigger.

A mesma lógica se observa na Figura 31, que ilustra a influência do vento a 90 e 270°, diretamente sobre o eixo Y. Por ser o eixo no qual o Outrigger possui maior rigidez, é possível notar a influência mais pronunciada deste na absorção dos esforços de vento. Também é possível observar a mesma inversão do sentido do momento pavimentos após a implantação do sistema. Neste caso, como um todo os efeitos do vento parecem ser menos rigorosos. Isto acontece, pois, o Outrigger atua efetivamente na absorção destes esforços.

4.2.1. Otimização da seção dos elementos

Uma vez incrementada a estabilidade global por meio do Outrigger, foi possível proceder a otimização topológica dos pilares. Com este artifício, analisou-se a redução de seção dos pilares da edificação de forma que o limite de deslocamento permanecesse próximo ao registrado no modelo contraventado por pórticos espaciais (vide Tabela 02). Ressalta-se que a redução de seção foi constante ao longo de toda a prumada da edificação, não havendo variação de seção da mesma peça entre pavimentos.

Houveram reduções de seção nos pilares P1 e P2, bem como pilares P5 e P7. Porém, a economia mais considerável aconteceu no núcleo rígido (anteriormente chamado de P4), onde foi possível reduzir 5 cm de espessura ao longo de toda sua seção, bem como dividi-lo em dois pilares paredes, P4 (com 5 lâminas) e P6 (com 3 lâminas). A redução de 5 cm de espessura bem como divisão do núcleo propicia um ganho de área útil considerável, mas principalmente uma simplificação da estrutura. A Figura 33

ilustra a planta de formas de um pavimento tipo com as seções otimizadas. A planta de formas detalhada encontra-se no Apêndice 03.

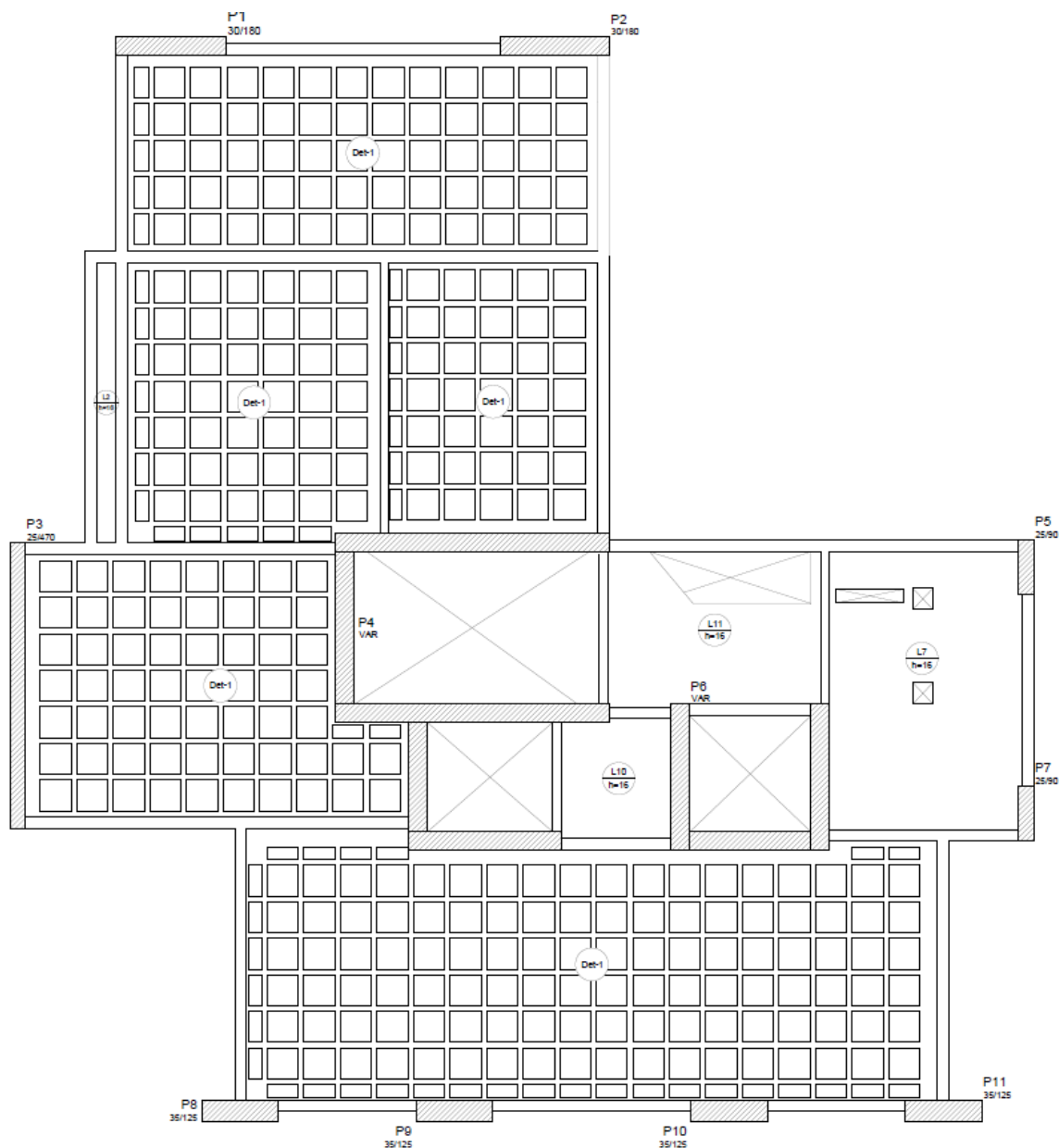


Figura 33. Planta de formas com pilares em seção otimizada, pavimento tipo.

Tabelando os valores para as seções de concreto dos pilares nos dois modelos, é possível notar a nítida economia no consumo de concreto daquele com apenas pórticos espaciais e aquele com Outrigger.

Pilar Pórtico espacial	Seção contraventamento com pórtico espacial [cm²]	Pilar Outrigger	Seção contraventamento com Outrigger [cm²]	Percentual de redução [%]
P1	8750,00	P1	5400,00	38,0
P2	8750,00	P2	5400,00	38,0
P3	11750,00	P3	11750,00	0,0
P4	79365,00	P4	47400,00	15,0
		P6	20400,00	
P5	3000,00	P5	2250,00	25,0
P6	3450,00	P7	2250,00	35,0
P7	4375,00	P8	4375,00	0,0
P8	4375,00	P9	4375,00	0,0
P9	4375,00	P10	4375,00	0,0
P10	4375,00	P11	4375,00	0,0

Tabela 6 – Otimização de seção dos pilares com modelo Outrigger.

Como se observa, os pilares que possibilitaram maior redução de seção foram P1 e P2, com 38% de redução em sua área transversal, e pilares P5 e P6, que passaram a desempenhar função semelhante aos pilares P7, P8, P9 e P10 – funcionando apenas como absorvedor de cargas gravitacionais. O pilar P9 (no modelo otimizado, P10) não necessitou de acréscimo em sua seção de concreto mesmo estando agora conectando ao Outrigger e funcionando como elemento de contraventamento.

4.2.2. Estabilidade Global

Levando em consideração os mesmos critérios e limitantes da análise anterior, a Tabela 07 apresenta os valores obtidos de estabilidade global para a edificação após implementação do Outrigger e otimização da seção dos pilares.

ESTABILIDADE GLOBAL	Modelo com pórticos espaciais		Modelo com Outrigger	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Momento tombamento de cálculo (tf.m)	8011.31	7419.88	7863.51	7448.24
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	290.70	976.47	378.07	947.10
Gama-Z	1.04	1.15	1.05	1.15

Tabela 7 – Comparação de momentos e parâmetro γ_z dos dois modelos

É possível notar que, conforme explanado, o fator limitante foi o coeficiente γ_z no eixo Y, onde ambos se conservaram em 1,15. Para tanto, com a utilização do Outrigger foi possível reduzir a seção dos elementos e, com isso, suas rigidezes, de forma que o parâmetro γ_z no eixo X foi 0,01 maior que no modelo de pórticos espaciais. Esta situação não representa problemas significativos ao modelo uma vez que o eixo X ainda continua sendo menos suscetível aos efeitos de 2ª ordem, logo seus deslocamentos certamente serão de menor grandeza que no eixo oposto.

Com a implantação do Outrigger, os momentos de tombamento se mostraram menos acentuados no eixo X e praticamente equivalente no eixo Y, demonstrando que o sistema de contraventamento foi capaz de equilibrar a diminuição da rigidez dos pilares. Para os momentos de 2ª ordem, é perceptível que o modelo com Outrigger apresentou valores mais aproximados entre eixos X e Y que no modelo contraventado com pórticos espaciais. Isso sugere que o sistema Outrigger foi capaz de equilibrar a distância na estabilidade dos eixos. Muito embora o eixo X tenha apresentado momentos mais elevados, se comparados ao modelo anterior, ainda se conserva dentro dos limites de normalidade.

Esta relação de momentos incide diretamente nos deslocamentos registrados no topo da estrutura. A Tabela 08 traça um comparativo entre os deslocamentos de topo registrados para os dois modelos estudados.

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação [cm]	10260.00			
Deslocamento limite [cm]	6.04			
Deslocamento total contraventamento por pórticos [cm]	2.03	-2.03	4.40	-4.40
Deslocamento total contraventamento por Outrigger [cm]	2.46	-2.46	3.68	-3.68
Percentual de redução [%]	-21,0	-21,0	16,0	16,0

Tabela 8 – Comparativo de deslocamentos totais para os dois modelos.

Como é passível de observação, o eixo X apresentou acréscimo de 21% nos deslocamentos absolutos para o modelo com Outrigger, isso se justifica pela diminuição

da seção dos pilares ter acontecido principalmente na direção deste eixo. Desta forma, a rigidez total da estrutura nesta direção diminuiu, propiciando maiores deslocamentos. Isto compactua com o observado nos momentos de 2ª ordem apresentados e com o γz também mais acentuado nesta direção. Porém, mesmo com aumento dos deslocamentos, estes ainda estão aquém do deslocamento limite recomendado por norma.

Na direção Y, se observa uma diminuição de deslocamento de topo na faixa de 16%, sendo consequência direta do acréscimo do Outrigger. Apesar do parâmetro γz ter se conservado igual ao do modelo de contraventamento por pórticos espaciais, os momentos de 2ª ordem nesta direção diminuíram, já que o Outrigger propiciou aumento da rigidez global neste eixo, logo diminuindo sua suscetibilidade aos efeitos destes momentos.

A mesma lógica se observa claramente nos deslocamentos relativos entre pavimentos, compilados na Tabela 09.

Pavimento	Deslocamento combinações frequentes (cm)				Diferença (cm)			
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Pavimento 30	2.46	-2.46	3.68	-3.68	0.09	-0.09	0.14	-0.14
Pavimento 29	2.37	-2.37	3.54	-3.54	0.09	-0.09	0.14	-0.14
Pavimento 28	2.28	-2.28	3.40	-3.40	0.09	-0.09	0.14	-0.14
Pavimento 27	2.19	-2.19	3.26	-3.26	0.09	-0.09	0.14	-0.14
Pavimento 26	2.10	-2.10	3.12	-3.12	0.09	-0.09	0.14	-0.14
Pavimento 25	2.00	-2.00	2.97	-2.97	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 24	1.91	-1.91	2.83	-2.83	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 23	1.81	-1.81	2.68	-2.68	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 22	1.71	-1.71	2.54	-2.54	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 21	1.61	-1.61	2.39	-2.39	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 20	1.51	-1.51	2.25	-2.25	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 19	1.42	-1.42	2.11	-2.11	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 18	1.32	-1.32	1.97	-1.97	0.10	-0.10	0.13	-0.13
Pavimento 17	1.22	-1.22	1.84	-1.84	0.10	-0.10	0.13	-0.13
Pavimento 16	1.12	-1.12	1.71	-1.71	0.10	-0.10	0.14	-0.14

Pavimento 15	1.02	-1.02	1.57	-1.57	0.10	-0.10	0.14	-0.14
Pavimento 14	0.92	-0.92	1.43	-1.43	0.10	-0.10	0.15	-0.15
Pavimento 13	0.83	-0.83	1.28	-1.28	0.10	-0.10	0.15	-0.15
Pavimento 12	0.73	-0.73	1.14	-1.14	0.09	-0.09	0.15	-0.15
Pavimento 11	0.63	-0.63	0.99	-0.99	0.09	-0.09	0.14	-0.14
Pavimento 10	0.54	-0.54	0.85	-0.85	0.09	-0.09	0.14	-0.14
Pavimento 9	0.46	-0.46	0.71	-0.71	0.08	-0.08	0.13	-0.13
Pavimento 8	0.37	-0.37	0.58	-0.58	0.08	-0.08	0.12	-0.12
Pavimento 7	0.29	-0.29	0.46	-0.46	0.07	-0.07	0.11	-0.11
Pavimento 6	0.22	-0.22	0.34	-0.34	0.07	-0.07	0.10	-0.10
Pavimento 5	0.16	-0.16	0.24	-0.24	0.06	-0.06	0.09	-0.09
Pavimento 4	0.10	-0.10	0.15	-0.15	0.05	-0.05	0.07	-0.07
Pavimento 3	0.05	-0.05	0.08	-0.08	0.03	-0.03	0.05	-0.05
Pavimento 2	0.02	-0.02	0.03	-0.03	0.02	-0.02	0.03	-0.03
Pavimento 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabela 9 - Deslocamentos relativos entre pavimentos para modelo com Outrigger.

Em comparação com o modelo de contraventamento por pórticos espaciais, se percebe que os deslocamentos entre piso no eixo X aumentaram, enquanto os do eixo Y diminuíram. Isto se justifica pelo aumento da estabilidade global da edificação na direção Y, pelo acréscimo do Outrigger, em detrimento da direção X – que agora se apresenta mais deslocável.

4.2.3. Consumo de materiais

4.2.3.1. Supraestrutura

Idem ao que foi desenvolvido para o modelo com contraventamento em pórtico espacial, foi necessário o ajuste das armaduras detalhadas pelo software de forma que o resultado estivesse condizente com o processo executivo. Desta forma, todos os pilares e vigas tiveram sua armadura revisada para posterior quantitativo.

Realizou-se novamente o ajuste do detalhamento do núcleo rígido de forma a se verificar os efeitos diretos do sistema Outrigger na simplificação do núcleo rígido. A Figura 34 ilustra o detalhamento para armação deste trecho da estrutura.

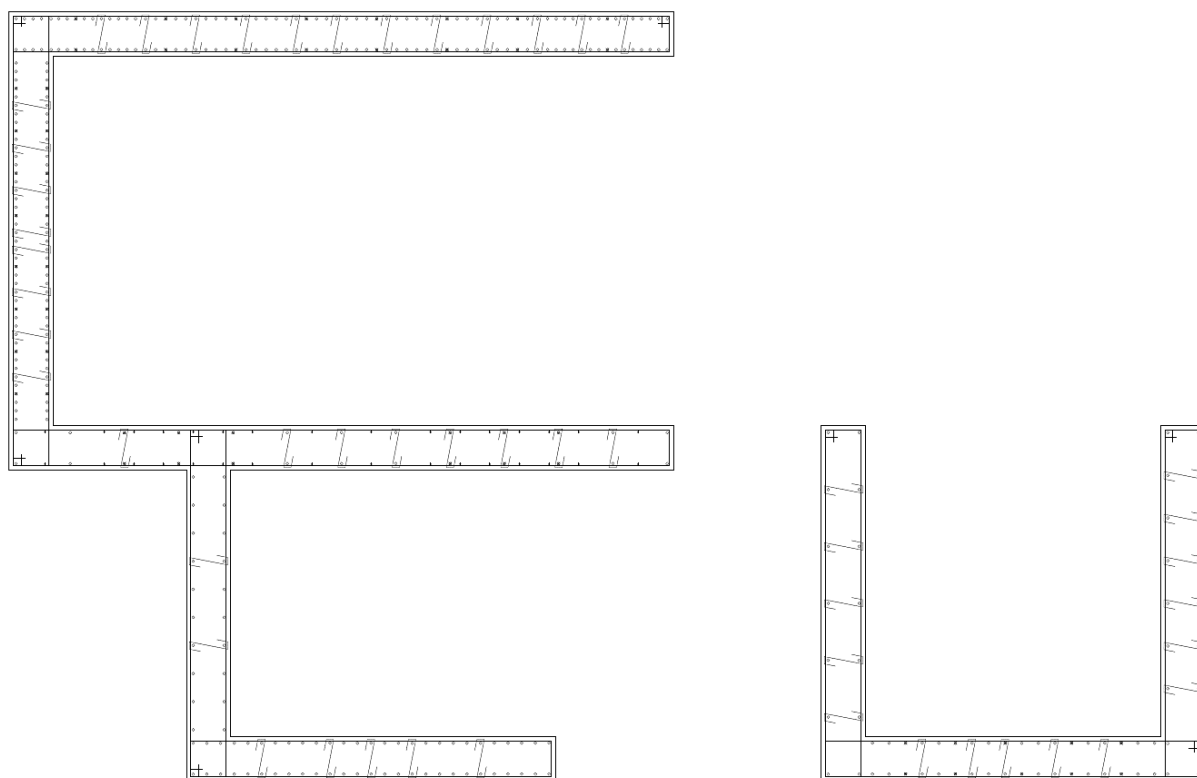


Figura 34. Detalhamento simplificado dos pilares-parede P4 e P6.

As faixas destacadas do pilar apresentaram acréscimo de armadura em comparação ao modelo estudado anteriormente, que pode ser justificada pela diminuição da seção de concreto. As demais faixas não mostraram variação considerável. O pilar permanece armado com barras longitudinais de Ø20 mm e estribos de 10 mm, com espaçamentos semelhantes ao modelo com pórticos de contraventamento.

A Tabela 10 traz um comparativo do resumo de materiais para os pórticos de ambos os modelos, bem como comparação entre suas taxas de aço/m³.

Consumo de materiais para os pórticos	Sistema com pórticos de contraventamento	Sistema com Outrigger	Percentual de variação [%]
Peso total de aço (kg)	140277.8	120734.9	-13.9
Volume concreto (m ³)	1793.6	1398.6	-14.3
Área de forma (m ²)	14920.9	12782.5	-14.3
Consumo de aço (kg/m ³)	78.2	86.3	+10.4

Tabela 10 – Comparativo do consumo de materiais dos modelos

Como se observa, o modelo com sistema Outrigger implantado apresentou redução no consumo de todos os insumos, sendo uma diminuição de grandeza praticamente equivalente em cada um deles. A redução no emprego de concreto e formas resulta da diminuição da seção dos elementos, possível pela implementação do sistema de contraventamento estudado. A redução do peso de aço está ligada com a redução dos momentos de 2ª ordem distribuídos nos pilares, onde o Outrigger se mostrou eficiente na absorção destes esforços. Com isso, o núcleo rígido se mostrou com maior taxa de armadura e as vigas do Outrigger também bastante armadas, porém os demais elementos se apresentaram menos solicitados.

Todavia, o consumo de aço se mostrou mais elevado que o modelo com contraventamento em pórticos espaciais, superando o valor de 80kg/m^3 . Isto se justifica essencialmente pela redução do consumo de concreto ter sido mais acentuado que a redução da utilização do aço. Desta forma, apesar do coeficiente se demonstrar mais alto, não indica maior utilização do aço na estrutura.

4.2.3.2. Infraestrutura

A Tabela 11 demonstra um comparativo entre os valores de esforços na fundação de ambos os modelos.

Blocos	Sistema de contraventamento por pórtico espacial			Sistema de contraventamento por Outrigger			Percentual de variação momento [%]
	NTotal (tf)	MB (kgf.m) MH	FB (tf) FH	NTotal (tf)	MB (kgf.m) MH	FB (tf) FH	
B1	1000.73	-11103.33 -70215.60	24.00 42.37	923.37	-9297.43 -40243.13	21.55 24.08	-16.3 -42.7
B2	984.03	-8027.73 -76893.03	14.79 59.15	934.15	-6199.90 -42282.04	13.01 29.17	-22.8 -45.0
B3	1172.06	4474.56 -506062.96	9.07 100.29	1172.08	4930.91 -437692.94	9.17 45.07	+10.2 -13.5
B4	6170.29	-11436750.33 8816032.77	159.86 113.78	5993.66	-10624086.27 6966109.67	145.38 115.22	-7.1 -20.9
B5	606.99	2783.43 12179.32	7.08 8.51	532.67	1656.66 11059.22	4.13 9.35	-40.5 -9.2
B6	376.66	-811.86 -15510.15	1.51 7.35	331.61	-738.63 -9553.77	1.48 6.25	-9.1 -38.4
B7	431.70	2838.74 -14892.05	6.28 13.25	438.94	2787.31 -17798.32	5.97 13.46	-1.8 +19.5

B8	402.62	-1172.98 -15203.92	0.75 14.01	375.62	-1300.79 -18183.25	0.70 14.41	+10.8 +19.6
B9	397.75	-1312.21 -13982.43	0.88 10.89	382.90	-1627.39 -17023.26	0.83 11.45	+24.0 +21.7
B10	446.13	2128.73 -13495.31	3.68 9.68	461.54	2393.03 -16452.75	3.69 10.02	+12.4 +21.9

Tabela 11 - Comparativo dos esforços na fundação dos dois modelos.

Como se observa, grande parte dos blocos apresentaram redução nos momentos na direção Y, ocasionados pelo acréscimo do Outrigger. Aumentando a rigidez da estrutura nesta direção, o Outrigger distribuiu os momentos de forma mais eficaz dentre os pilares.

O bloco do núcleo rígido (B4) apresentou redução de mais de 20% do momento de tombamento na direção Y. Uma redução que foi distribuída dentre os demais pilares que contribuem para o núcleo rígido. Sobre isto, nota-se que o bloco B9 teve acréscimo de 21,7% em seu momento de tombamento, demonstrando-se também como elemento de contraventamento. O acréscimo de momento neste pilar também ocasionou redistribuição de parcela do esforço para os pilares (e, conseqüentemente, blocos) circunvizinhos. Como exemplo, os blocos B7, B8 e B10 registraram acréscimo de momento na direção do Outrigger.

Os carregamentos normais apresentaram pouca variação. Algo esperado, uma vez que o sistema de Outrigger se mostra eficiente principalmente no contraventamento estrutural. Os esforços horizontais, todavia, registraram redução significativa principalmente nos outros pilares de contraventamento. Pode-se utilizar como exemplo o bloco do pilar P1 (B1), que apresentou redução de praticamente 50% em seu carregamento horizontal. Isto indica melhor distribuição dos momentos para os demais pilares. De forma mais notável, esta situação pode ser percebida no pilar P2, cujo bloco de fundação mostra redução de 30 tf em carregamentos horizontais, proveniente em grande parte do enrijecimento ocasionado pelo emprego do Outrigger que agora se apresenta conectado a ele. A rigidez do sistema, apesar de aumentar a absorção de momento neste pilar, é capaz de redistribuir os esforços e amenizar a deformação e, conseqüentemente, carregamentos horizontais indesejados nos blocos de fundação.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A pesquisa conduzida abordou 02 modelos diferenciados, cada qual utilizando uma técnica de contraventamento diversa, sendo pórtico de contraventamento e Outrigger. É importante ressaltar que os valores obtidos se referem exclusivamente as condições de contorno adotadas aos modelos. Quaisquer outros parâmetros diferentes daqueles abordados neste trabalho podem apresentar resultados diversos dos expostos.

A adoção do Outrigger permitiu com que os pilares da estrutura pudessem ter sua seção otimizada, com intuito de economia na utilização dos insumos. Os resultados obtidos mostram reduções variando de 15% a 38% da seção de concreto dos pilares no modelo com adoção de Outrigger. No núcleo rígido, foi possível diminuir a grandeza de 15%.

No âmbito da estabilidade global, ambos modelos apresentaram parâmetros γ_z semelhantes, uma vez que este indicador foi utilizado como base para a modelagem. Mesmo diante desta situação, apesar do eixo Y ter sido propositalmente modelado para $\gamma_z = 1,15$, o eixo X teve seu γ_z incrementado em apenas 0,01 após a redução da seção dos pilares. Isto demonstra que o acréscimo do Outrigger, mesmo que a direção de enrijecimento do sistema seja o eixo oposto, foi capaz de enrijecer ambos os eixos. Isto possibilitou que X e Y apresentassem rigidez mais equivalente entre si.

Foi possível observar esta condição refletida diretamente nos deslocamentos de topo e entre pavimentos da estrutura. O modelo com Outrigger, mesmo sob condição de $\gamma_z 1,15$, registrou diminuição de 0,72 cm de seu deslocamento de topo se comparado ao modelo com pórticos convencionais de contraventamento, o equivalente a 16% da deflexão do primeiro modelo. O eixo X, por ter apresentado pequeno acréscimo no coeficiente γ_z registrou também acréscimo em seu deslocamento, na ordem de 21%. Esta situação, porém, não se revela crítica pois ainda assim continua aquém do deslocamento máximo permitido.

Nítidas diferenças também foram observadas no consumo de materiais. A utilização do Outrigger possibilitou diminuição do consumo de concreto e formas devido a otimização dimensional das seções dos pilares. Isto influiu em decréscimo de 14,3% no emprego destes insumos, quando comparados ao modelo com pórticos de contraventamento.

O aço também apresentou redução significativa (-13,9%) em seu consumo quando comparado ao primeiro modelo. Neste caso, é possível inferir que, mesmo com a diminuição da seção de concreto, o Outrigger foi capaz de absorver de forma satisfatória os esforços provenientes do vento, tornando os pilares menos carregados e, portanto, menos armados.

Apesar da diminuição do consumo de aço obtida no modelo com Outrigger, a taxa de consumo de aço em kg/m^3 se mostrou mais elevada (10,4%) neste modelo quando comparada ao modelo de pórticos de contraventamento. Isto se justifica pois o percentual de diminuição de concreto foi maior que o de aço. Desta forma, o decréscimo, por ser desproporcional, apresentou valor mais elevado. Isto apenas exemplifica como os parâmetros adotados convencionalmente devem sempre ser analisados criticamente, de forma que não levem a conclusões equivocadas sobre o comportamento estrutural analisado.

A adoção do Outrigger também demonstrou bons resultados nas cargas absorvidas pela fundação. Se comparado com o modelo de pórtico de contraventamento, a solução em Outrigger apresentou um cenário onde os esforços estão muito melhor distribuídos entre os pilares. Na direção Y houve a maior diminuição dos momentos fletores causados pelo vento, justificado pela adição do Outrigger. Para os pilares de bordo, houve acréscimo nos momentos, comprovando a teoria de que o sistema Outrigger introduz os pilares de bordo também para o arranjo de contraventamento.

Por fim, é possível inferir que todos os aspectos técnicos analisados de estabilidade global e distribuição de cargas apresentaram resultados muito melhores com o emprego do sistema Outrigger. O consumo de materiais também caiu consideravelmente quando comparado ao de contraventamento convencional. Todavia,

sob o ponto de vista imobiliário, o emprego do Outrigger demandou grande utilização da área do pavimento em que foi implantado, praticamente inviabilizando sua comercialização como apartamento. Isto reflete um dos pontos mais fracos do sistema: a exigência de grandes espaços para ser comportado.

Desta forma, apesar da implantação do Outrigger se mostrar totalmente viável técnica e economicamente, destaca-se que sua utilização deve ser muito bem estudada também sob o âmbito do mercado imobiliário, de forma que se tenha certeza se a economia obtida na estrutura compensa a perda no valor de mercado de um pavimento inteiro. Para contornar esta situação, existem diversas opções arquitetônicas e de engenharia para incorporação do sistema dentro da utilização do cômodo, que ficam como recomendação para futuros trabalhos.

5.1. Sugestões para Trabalhos Futuros

De forma a complementar o estudo efetuado, ficam as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- A. Substituição de Outrigger convencional por Outrigger virtual;
- B. Modelagem das vigas do Outrigger por meio de Métodos dos Elementos Finitos, para que se possa incorporar aberturas no elemento e utilizá-lo como parede divisória de dois cômodos;
- C. Modelagem do edifício com 02 Outriggers;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas em Concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 256 p.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 5 p.

_____. **NBR 6123**: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66 p.

ALI, M. M; MOON, K. S.; **Advances in structural systems for tal buildings: Emerging Developments for contemporary Urban Giants**. Buildings, USA. 2018.

BERNARDI, D. F. **Um Modelo Computacional para a Análise Global Tridimensional da Estrutura de Edifícios Altos de Concreto Armado com a Presença de Paredes Estruturais**. 2010. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.4

BRANSON, D.E. (1966). **Deflections of reinforced concrete flexural members**. *Journal of the American Concrete Institute*, n.6331, p.637-667.

CAMARGO. R. E. M; **Contribuição ao estudo da estabilidade global de edifícios de andares múltiplos em aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas – Escola de engenharia de São Carlos). São Carlos. 2012.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de Estruturas – Contraventamento de Edifícios**. Porto, Portugal: UFP, 2008.

CHEUNG, Y. K; CHAU, J, W. **Tall Buildings**. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. Danvers, MA, USA, 2005.

CHOI, Hi Sun; HO, Goman; JOSEPH, L; MATHIAS, Neville. **Outrigger design for high-rise buildings 2nd Edition**. Council on tall buildings and urban habitat: Chicago.2017.

DELALIBERA; Rodrigo Gustavo et al. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **Reec – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [S.1.],v. 9, n. 2, p.24-37, 9 out 2014. Universidade Federal de Goiás.

ENGEL. Heino. **Sistemas de Estruturas; Sistemas Estruturais**. 2ª ed. Barcelona: GG, 2003.

EOM, T.S; MURMU, H.; YI, W.; **Behavior and design od distributed belt walls as virtual outrigger for concrete high-rise buildings**. International Journal of Concrete Structure and Materials. 2019.

FAWZIA, S; FATIMA, T. **Deflection control in composite buildings by using belt truss and outrigger systems**. World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Structural and Construction Engineering. Vol 4. 2010.

Ferreira, A. J. O.; SOUZA, P. H. Q;. **Utilização de outriggers e belt trusses para redução de deslocamentos laterais em edificios altos**. Seminário Cientifico da FACIG. 2018.

Ferreira, N.A.C., **EFEITO DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS – APLICAÇÃO A UM CASO CONCRETO**. 2008, FEUP: Porto. pp. 179.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Pini, 1995.FUSCO, P.B. **Tecnologia do concreto estrutural**. Tópicos aplicados a componentes, durabilidade, resistência mecânica, corrosão e compressão. São Paulo, Pini, 2008.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981. 464 p.

GERASIMIDIS, S; EFTHYMIOU, E; ANIOTOPOULOS, C,C. **Optimum outrigger locations of high-rise steel buildings for Wind loading**. Institute of Metal Structures, Department of Civil Engeneering, Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece, 2009.

KIMURA, Alio Ernesto. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: Cálculo de Edifícios com o Uso de Sistemas Computacionais**. São Paulo: Pini, 2018. 432 p.

KUSTER, V.K.J.P. **Estudo do comportamento estrutural de prédios de concreto armado contraventados por núcleo rígido tendo em vista o esforço de torção originado pela ação do vento**. 2014. 113p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2014

LOPES. F. A. F. **Análise tridimensional de um sistema de contraventamento misto aplicado em edifícios altos**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, Modalidade Estruturas) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife – PE, 2003.

NASSIR, S, R; PATIL, A, S. **Lateral stability analysis of high rise buildings with the effect of outrigger and belt truss system**. International Journal for Innovative Research and Technology. Vol 3. 2016.

PEREIRA, R. **Edifícios altos – problemas associados e análise estrutural de um caso prático**. 2011.

RAJ KIRAN NANDURI, P, M, B; SURESH, B; IHTESHAM HUSSAIN, M, D; **Optimum position of outrigger system for high-rise reinforced concrete buildings under wind and earthquake loadings**. American Journal of Engineering Research (AJER). Vol 2. 2013.

RIBEIRO. L. F. L. **Utilização de Outrigger em edifícios altos**. Tese (Universidade Federal do Rio de Janeiro).Rio de Janeiro, 1990.

SANTOS, J.B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, 2016.

SANTOS, Marcos Felipe Terres Dos. **Análise da viabilidade do emprego de outriggers como contraventamento de edifícios altos em concreto armado**. Itajaí – SC. 2017.

SHAH, N, K; GORE, N,G. **Revview on behavior of outrigger system i high rise buildings**. International Research Journal of Engineering and Technology. Vol 3. 2016.

SMITH, R, J; WILLFORD, M, R. **The damped outrigger concept for tall buildings**. Arup, London, Uk, 2007.

ZUMAETA MONCAYO, W. J. (2011). **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

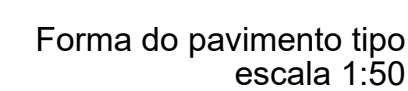
APÊNDICE 01 – FORMAS | MODELO COM PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO

- 1) ELEVAÇÕES E DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- 2) QUALQUER MODIFICAÇÃO OU DÚVIDA DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA AO PROJETISTA ESTRUTURAL.
- 3) O SISTEMA DE ESCORAMENTO É DE RESPONSABILIDADE EXCLUSIVA DO ENGENHEIRO EXECUTOR DA OBRA.
- 4) ATENTAR OS NÍVEIS DE REFERÊNCIA DAS PLANTAS DE FORMAS CONFORME CORTE ESQUEMÁTICO.
- 5) ADOPTAR CONTROLE RIGOROSO PARA DIMENSÃO DOS ELEMENTOS E COBRIMENTOS DURANTE A EXECUÇÃO. INDISPENSÁVEL O USO CORRETO DOS ESPAÇADORES
- 6) PARA A LOCAÇÃO DA OBRA, ATENTAR AO PONTO DE REFERÊNCIA FIXADO. UTILIZAR EM CONJUNTO O PROJETO DE IMPLANTAÇÃO ARQUITETÔNICO.

CONCRETO FCR: 40 MPa (C40) Ecs (C40) > 31.875 MPa AGREGADO DO TIPO GRANITO ABATIMENTO (SLUMP TEST): 10 cm +/- 2 cm FATOR AÚGA/CIMENTO (a/c): < 0,55 TAMANHO MÁX. DO AGREGADO: 19 mm CLASSE DE AGRESSIVIDADE II OBS.: NOS CASOS ONDE O CONCRETO SERÁ APLICADO ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA, DEVE-SE UTILIZAR AGREGADO NÃO REATIVOS, EVITANDO POSSÍVEIS REAÇÕES ÁLCA-LA-AGREGADO. SOLICITAR LAUDO DA CONCRETEIRA	AÇO MÓDULO ELASTICIDADE: 210 GPa TENSÃO DE ESCOAMENTO: CA-50: 50 MPa CA-60: 60 MPa COBRIMENTOS PILARES E VIGAS: 2,5 cm LAJES: 2,5 cm DEBLOCOS: 2,5 cm DOMAÇOS ELEMENTOS EM CONTATO DIRETO COM O SOLO: 4,0 cm
--	--

Diagram illustrating the four types of pillars:

- PILAR QUE MORRE** (White square)
- PILAR QUE NASCE** (Grey square)
- PILAR QUE PASSA** (Square with diagonal lines)
- PILAR COM MUDANÇA DE SEÇÃO** (Square with vertical lines)



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

RESPONSÁVEL TÉCNICO

CONTRATANTE

ESCALA
INDICADA
DATA
29/06/2020

FOLHA

01/01

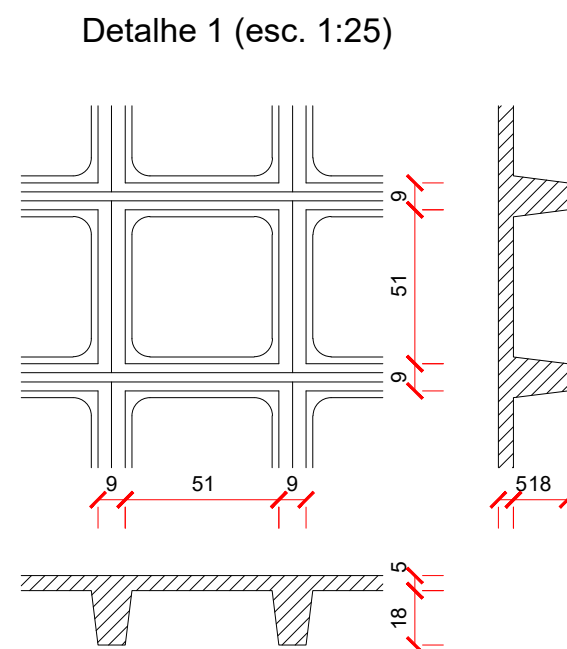
APÊNDICE 02 – FORMAS | MODELO COM OUTRIGGER

- 1) ELEVAÇÕES E DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- 2) QUALQUER MODIFICAÇÃO OU DÚVIDA DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA AO PROJETISTA ESTRUTURAL.
- 3) O SISTEMA DE ESCORAMENTO É DE RESPONSABILIDADE EXCLUSIVA DO ENGENHEIRO EXECUTOR DA OBRA.
- 4) ATENTAR OS NÍVEIS DE REFERÊNCIA DAS PLANTAS DE FORMAS CONFORME CORTE ESQUEMÁTICO.
- 5) ADOTAR CONTROLE RIGOROSO PARA DIMENSÃO DOS ELEMENTOS E COBRIMENTOS DURANTE A E EXECUÇÃO. INDISPENSÁVEL O USO CORRETO DOS ESPAÇADORES
- 6) PARA A LOCAÇÃO DA OBRA, ATENTAR AO PONTO DE REFERÊNCIA FIXADO. UTILIZAR EM CONJUNTO O PROJETO DE IMPLANTAÇÃO ARQUITETÔNICO.

CONCRETO	AÇO
FCK: 40 MPa (C40)	MÓDULO ELASTICIDADE: 210 GPa
Ecs (C40): > 31.875 MPa	TENSÃO DE ESCOAMENTO:
AGREGADO DO TIPO GRANITO	CA-50: 50 MPa
ABATIMENTO (SLUMP TEST): 10 cm +/- 2 cm	CA-60: 60 MPa
FATOR ÁGUA/CEMENTO (a/c): < 0,55	COBRIMENTOS
TAMANHO MÁX. DO AGREGADO: 19 mm	PILARES E VIGAS: 2,5 cm
CLASSE DE AGRESSIVIDADE II	LAJES: 2,5 cm
OBS.: NOS CASOS ONDE O CONCRETO SERÁ APLICADO	BLOCOS: 4,5 cm
ABACIM DO NÍVEL DE ÁGUA, DEVE-SE UTILIZAR AGREGADO	DEMAIS ELEMENTOS EM CONTATO
NÃO REATIVOS, EVITANDO POSSÍVEIS REAÇÕES	DIRETO COM O SOLO: 4,0 cm
ALCALI-AGREGADO. SOLICITAR LAUDO DA CONCRETEIRA	

 PILAR QUE MORRE
 PILAR QUE NASCE

 PILAR QUE PASSA
 PILAR COM MUDANÇA DE SEÇÃO



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ENDEREÇO
BALNEÁRIO CAMBORIÚ/SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO

CONTRATANTE

REFERÊNCIA

FORMAS DO PAVIMENTO 17 | IMPLANTAÇÃO DO OUTRIGGER (PILARES SEM SEÇÃO REDUZIDA)

ESCALA
INDICADA

DATA
29/06/2020

OLHA

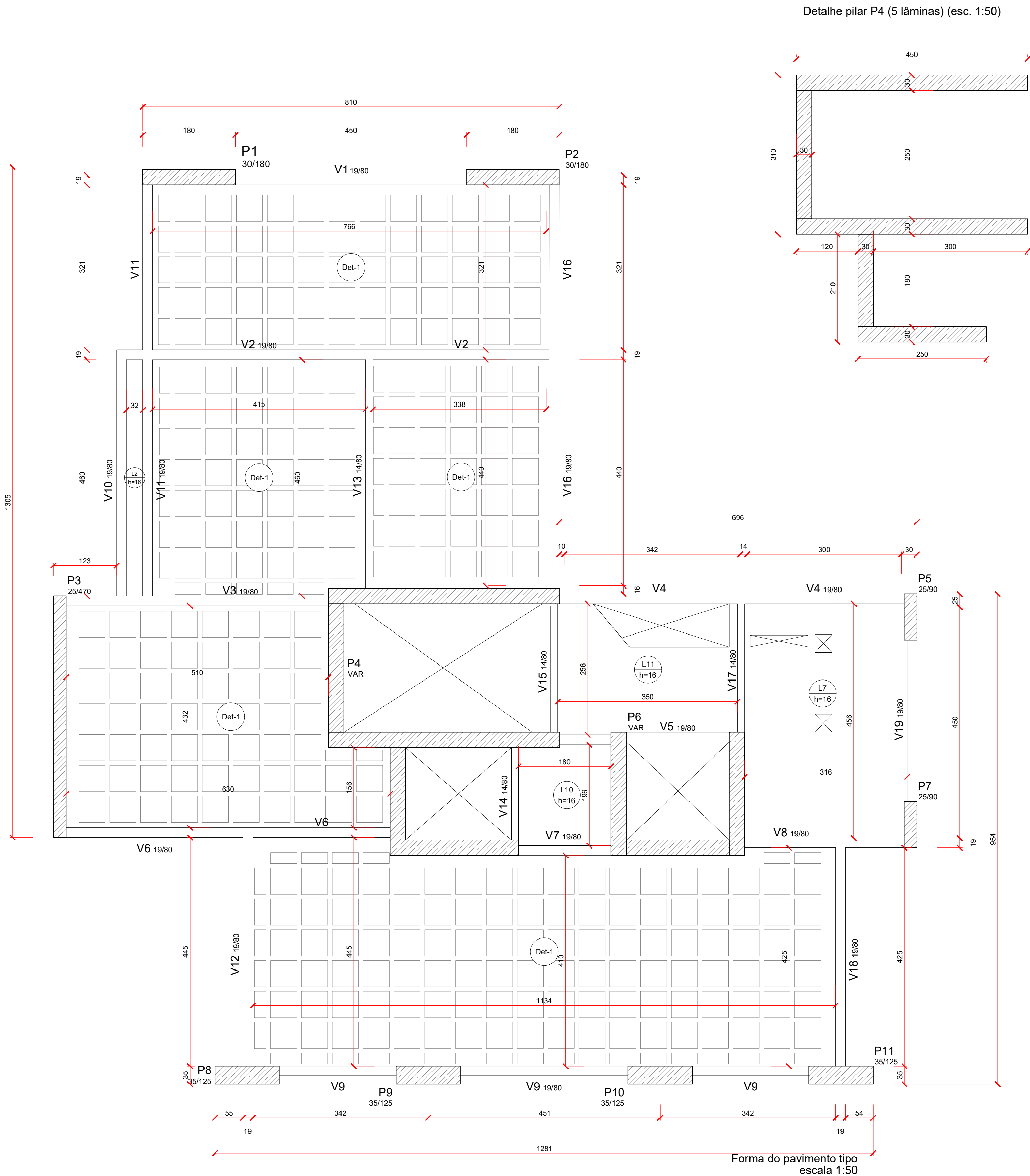
01/01

APÊNDICE 03 –FORMAS | MODELO COM OUTRIGGER E PILARES COM SEÇÃO OTIMIZADA

- OBSERVAÇÕES SOBRE A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA**
- 1) ELEVAÇÕES E DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- 2) QUALQUER MODIFICAÇÃO OU DÚVIDA DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA AO PROJETISTA ESTRUTURAL.
- 3) O SISTEMA DE ESCORAMENTO É DE RESPONSABILIDADE EXCLUSIVA DO ENGENHEIRO EXECUTOR DA OBRA.
- 4) ATENTAR OS NÍVEIS DE REFERÊNCIA DAS PLANTAS DE FORMAS CONFORME CORTE ESQUEMÁTICO.
- 5) ADO TAR CONTROLE RIGOROSO PARA DIMENSÃO DOS ELEMENTOS E COBRIMENTOS DURANTE A E EXECUÇÃO. INDISPENSÁVEL O USO CORRETO DOS ESPAÇADORES
- 6) PARA A LOCAÇÃO DA OBRA, ATENTAR AO PONTO DE REFERÊNCIA FIXADO. UTILIZAR EM CONJUNTO O PROJETO DE IMPLANTAÇÃO ARQUITETÔNICO.

CONCRETO	AÇO
FCk: 40 MPa (C40)	MÓDULO ELASTICIDADE: 210 GPa
Ecs (C40): > 31.875 MPa	TENSÃO DE ESCOAMENTO:
AGREGADO DO TIPO GRANITO	CA-50: 50 MPa
ABATIMENTO (SLUMP TEST): 10 cm +/- 2 cm	CA-60: 60 MPa
FATOR ÁGUA/CEMENTO (a/c): < 0,55	COBRIMENTOS
TAMANHO MÁX. DO AGREGADO: 19 mm	PILARES E VIGAS: 2,5 cm
CLASSE DE AGRESSIVIDADE II	LAJES: 2,5 cm
OBS.: NOS CASOS ONDE O CONCRETO SERÁ APLICADO ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA, DEVE-SE UTILIZAR AGREGADO NÃO REATIVOS, EVITANDO POSSÍVEIS REAÇÕES ALCALI-AGREGADO. SOLICITAR LAUDO DA CONCRETEIRA	
	DEMAIS ELEMENTOS EM CONTATO DIRETO COM O SOLO: 4,0 cm

LEGENDA DOS PILARES			
	PILAR QUE MORRE		PILAR QUE NASCE
	PILAR QUE PASSA		PILAR COM MUDANÇA DE SEÇÃO



PROJETO ESTRUTURAL		
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
ENDEREÇO BALNEÁRIO CAMBORIÚ/SC		
RESPONSÁVEL TÉCNICO		CONTRATANTE
REFERÊNCIA		ESCALA INDICADA
FORMAS DO TIPO OUTRIGGER COM PILARES REDUZIDOS		DATA 29/06/2020
		FOLHA 01/01