



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL: ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

RICARDO NÍKOLLAS DE ANDRADE CAVALCANTE

OTIMIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM
CONCRETO ARMADO FORMADA POR PÓRTICOS PLANOS

FORTALEZA

2019

RICARDO NÍKOLLAS DE ANDRADE CAVALCANTE

OTIMIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM
CONCRETO ARMADO FORMADA POR PÓRTICOS PLANOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Macário Cartaxo de Melo.

FORTALEZA

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

C364o Cavalcante, Ricardo Nícollas de Andrade.
Otimização da estrutura de contraventamento de edifícios em concreto armado formada por pórticos planos / Ricardo Nícollas de Andrade Cavalcante. – 2019.
90 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2019.
Orientação: Prof. Dr. Antônio Macário Cartaxo de Melo.

1. Estruturas. 2. Contraventamento. 3. Pórticos. 4. Otimização. 5. Vento. I. Título.

CDD 624.1

RICARDO NÍKOLLAS DE ANDRADE CAVALCANTE

OTIMIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM
CONCRETO ARMADO FORMADA POR PÓRTICOS PLANOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 29/11/2019.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Antônio Macário Cartaxo de Melo (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Evandro Parente Júnior
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Ricardo José Carvalho Silva
Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA)

À Deus, à minha mãe, Elizete Cavalcante
Andrade Braga (*in memoriam*), à minha avó,
Consuelo Cavalcante da Silva (*in memoriam*),
ao meu irmão, Matheus Cavalcante Andrade
Braga e à minha namorada, Camila Beatriz
Marinho Lage Rocha.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pois sem Ele eu nada seria e em nenhum lugar chegaria.

À minha mãe (in memoriam) e à minha avó (in memoriam), pelas interseções e orações que certamente contribuem para o meu sucesso.

Ao meu irmão, pela companhia.

À minha namorada, pelo amor, carinho, incentivo e motivação sempre que necessário.

À empresa IMPACTO, pelo apoio financeiro com a manutenção da bolsa de auxílio.

Ao Prof. Antônio Macário Cartaxo de Melo, pela paciência, apoio, atenção, motivação e excelente orientação.

Aos professores participantes da banca examinadora Prof. Evandro Parente Júnior e Prof. Ricardo José Carvalho Silva pelas valiosas colaborações e sugestões.

A todos os meus colegas de mestrado, em especial João Pedro Alexandre Silva Mota, Hugo Lavor Fernandes, Alex Rogerdan Medeiros, Jamires Sousa Cordeiro Praciano, Bergson da Silva Matias, Francisco Rosendo Sobrinho, Almircelio Sampaio Marques, Ésio Magalhães Feitosa Lima, Pedro Sanderson Bastos Barros, Jovynttino Francisco de Araújo Santana, Juliana Cunha Alves, Maurício Alves de Melo, Diogo Raniere Ramos e Silva, Celso Gabriel Barroso Filho, Marina Chagas de Menezes e todos os demais que por ventura não lembro no momento, pela ajuda e pelos bons momentos compartilhados.

Aos meus amigos, pelo apoio.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

“O bom não é bom onde o ótimo é esperado.”

Thomas Fuller

RESUMO

A busca pelo aproveitamento de espaço, aliada a novas tecnologias construtivas e métodos de cálculo avançados para o concreto armado, tem resultado em edificações cada vez mais altas e, conseqüentemente mais esbeltas. Nestas edificações, a estrutura de contraventamento, responsável pela absorção das ações horizontais, assegurando o nível de estabilidade desejado, é um elemento de destaque no projeto. Nos sistemas de lajes com vigas, uma alternativa para o sistema de contraventamento de edificações em concreto armado até 20 pavimentos é a consideração de pórticos planos em duas direções. No caso de lajes lisas, pode haver necessidade de uma estrutura independente para o contraventamento, como por exemplo o uso de pilares parede. Parece atrativa uma ferramenta de projeto que permita a seleção automática e otimizada do sistema de contraventamento considerando tanto a eficiência estrutural quanto o custo e também a avaliação dos elementos de contraventamento em conjunto e não apenas de forma isolada. Pensando numa estrutura formada por pórticos, uma metodologia deve ser adotada para distribuir a ação do vento nos pórticos do sistema, onde a própria distribuição depende da rigidez dos pórticos envolvidos. O presente trabalho apresenta uma formulação para a otimização de estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado considerando a estrutura de contraventamento formada por pórticos planos. A ação do vento é distribuída nos pórticos usando o método dos pórticos compatibilizados no topo. As variáveis de projeto são as dimensões das seções transversais dos pilares e das vigas, todas consideradas de natureza discreta. Pretende-se investigar a influência da rigidez relativa das vigas e dos pilares no sistema, permitindo-se que o modelo gere soluções tanto para lajes com vigamento convencional quanto para sistemas estruturais com vigas faixa. Funções associadas ao volume de concreto da estrutura de contraventamento são usadas como função objetivo. A análise é linear elástica e as restrições são relativas aos parâmetros de instabilidade, de acordo com a norma brasileira NBR 6118:2014. A ação do vento é definida de acordo com a NBR 6123:1988 e a hipótese de diafragma rígido é adotada para as lajes do último pavimento visando a distribuição da ação do vento. É avaliada a utilização de algoritmos bioinspirados nas aplicações realizadas e as contribuições relativas das vigas e colunas na rigidez do pórtico são investigadas.

Palavras-chave: Estruturas. Contraventamento. Pórticos. Otimização. Vento.

ABSTRACT

The search for space usage, coupled with new constructive technologies and advanced calculation methods for reinforced concrete, has resulted in increasingly taller and therefore slender buildings. In these buildings, the side-load resisting structure, responsible for the absorption of the horizontal actions, ensuring the desired stability level, is a highlight element in the project. In systems with beams, an alternative to the side-load resisting system for reinforced concrete buildings up to 20 floors is the consideration of moment-resisting plane frames in two directions. In case of flat slabs, there may be the necessity of an independent structure to the side-load resisting, for example, the usage of shear walls. It seems to be attractive a design tool that allow an automatic and optimized choice of the side-load resisting system considering both structural efficiency and cost, in addition the evaluation of the side-load resisting elements together and not just in isolation. Considering a structure composed of moment-resisting frames, a methodology must to be adopted to distribute the wind action to the system frames, which its own distribution depends on the moment-resisting frames' stiffness involved. In this work, a formulation for the optimization of side-load resisting structures of reinforced concrete buildings made up of moment-resisting plane frames is presented. The wind action is distributed on frames using the method of compatibilized frames at the top. The design variables are the cross sections dimensions of the columns and beams, all them considered of discreet nature. It's intended to investigate the influence of the relative stiffness of the beams and columns in the side-load resisting system, allowing that the model generate solutions to both slabs with beams and without beams. Functions associated to the concrete volume of the side-load resisting structures are used as objective function. The analysis is linear elastic and the constraints are relative to the instability parameters according to the Brazilian Standard NBR 6118:2014. The wind action is defined based on NBR 6123:1988 and the rigid diaphragm hypothesis is adopted for the behavior of the last floor slabs aiming the wind action distribution. The use of bio-inspired algorithms is evaluated in the applications and the relative contributions of the beams and columns in the stiffness of the moment-resisting frame are compared.

Keywords: Structures. Side-load resisting. Moment-resisting frames. Optimization. Wind.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura de contraventamento de Araújo (2004)	25
Figura 2 – Pórticos de contraventamento	26
Figura 3 – Pórticos de contraventamento 1 e 2 na direção x.....	27
Figura 4 – Pórtico de contraventamento 5 na direção y	28
Figura 5 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	30
Figura 6 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	36
Figura 7 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência	37
Figura 8 – Efeitos de 2ª ordem localizados	43
Figura 9 – Aplicação da carga unitária no topo para determinação da rigidez do pórtico	47
Figura 10 – Modelo 3D dos Pórticos de contraventamento de Araújo (2004) utilizando o Robot Structural Analysis®	50
Figura 11 – Modelo 3D de Araújo (2004) submetido a cargas de vento na direção X	51
Figura 12 – Modelo 3D de Araújo (2004) submetido a cargas de vento na direção Y	52
Figura 13 – Deslocamentos do Pórtico 1.....	52
Figura 14 – Deslocamentos do Pórtico 2.....	53
Figura 15 – Deslocamentos do Pórtico 5.....	53
Figura 16 – Fluxograma resumido dos processos envolvidos na análise dos pórticos de contraventamento	57
Figura 17 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo A1	62
Figura 18 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo A2	63
Figura 19 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo B1	65
Figura 20 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo B2	66
Figura 21 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo B3	67
Figura 22 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C1	69
Figura 23 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C2.....	70
Figura 24 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C3.....	72
Figura 25 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C4.....	74
Figura 26 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D1.....	75
Figura 27 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D2.....	77
Figura 28 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D3.....	79

Figura 29 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D4.....	81
Figura 30 – Arquivo de entrada de dados do programa de análise e otimização de pórticos de contraventamento	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos	33
Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	34
Tabela 3 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	38
Tabela 4 – Valores do coeficiente γ_{f2}	38
Tabela 5 – Combinações de serviço	40
Tabela 6 – Resultados dos deslocamentos dos pórticos de contraventamento	50
Tabela 7 – Volume total de concreto dos pórticos de contraventamento de Araújo (2004)	59
Tabela 8 – Parâmetros do Algoritmo Genético (AG)	60
Tabela 9 – Resultados do exemplo A1.....	61
Tabela 10 – Resultados do exemplo A2.....	62
Tabela 11 – Resultados do exemplo B1.....	64
Tabela 12 – Resultados do exemplo B2.....	65
Tabela 13 – Resultados do exemplo B3.....	67
Tabela 14 – Resultados do exemplo C1.....	68
Tabela 15 – Resultados do exemplo C2.....	70
Tabela 16 – Resultados do exemplo C3.....	71
Tabela 17 – Parâmetros do Algoritmo Genético (AG) para o exemplo C4.....	73
Tabela 18 – Resultados do exemplo C4.....	73
Tabela 19 – Volumes de concreto dos elementos estruturais das soluções ótimas.....	73
Tabela 20 – Resultados do exemplo D1	75
Tabela 21 – Resultados do exemplo D2	76
Tabela 22 – Resultados do exemplo D3	78
Tabela 23 – Resultados do exemplo D4	80
Tabela 24 – Comparativo entre os resultados dos exemplos	82

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Objetivos	16
1.2	Organização do texto	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3	ANÁLISE DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO	24
3.1	Estrutura de contraventamento a ser estudada	24
3.2	Ações na estrutura	28
3.2.1	<i>Ações permanentes</i>	29
3.2.2	<i>Ações variáveis</i>	29
3.2.2.1	<i>Cargas de vento</i>	30
3.2.2.1.1	Fator topográfico S_1	31
3.2.2.1.2	Fator S_2	32
3.2.2.1.2.1	Rugosidade do terreno	32
3.2.2.1.2.2	Dimensões das edificações	32
3.2.2.1.2.3	Altura sobre o terreno	33
3.2.2.1.3	Fator estatístico	34
3.2.2.1.4	Força de arrasto	35
3.2.3	<i>Valores das ações</i>	37
3.2.4	<i>Coefficientes de ponderação das ações</i>	37
3.2.4.1	<i>Coefficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)</i>	38
3.2.4.2	<i>Coefficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço (ELS)</i>	39
3.2.5	<i>Combinações das ações</i>	39
3.2.5.1	<i>Combinações últimas</i>	39
3.2.5.2	<i>Combinações de serviço</i>	40
3.3	Tipos de contraventamento	41
3.4	Parâmetros de instabilidade global da estrutura	42
3.4.1	<i>Conceitos fundamentais</i>	42
3.4.2	<i>Parâmetro de instabilidade α</i>	44
3.4.3	<i>Parâmetro de instabilidade γ_Z</i>	45
3.5	Método dos pórticos compatibilizados no topo	46
3.6	Verificação do método dos pórticos compatibilizados no topo com um exemplo 3D	49

4	MODELO DE OTIMIZAÇÃO	54
4.1	Função objetivo	54
4.2	Variáveis de projeto	54
4.3	Restrições dos pilares	55
4.4	Restrições das vigas	55
4.5	Restrições dos pórticos	55
4.6	Implementação computacional	55
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
5.1	Exemplo A1	60
5.2	Exemplo A2	61
5.3	Exemplo B1	64
5.4	Exemplo B2	64
5.5	Exemplo B3	66
5.6	Exemplo C1	68
5.7	Exemplo C2	70
5.8	Exemplo C3	71
5.9	Exemplo C4	72
5.10	Exemplo D1	73
5.11	Exemplo D2	76
5.12	Exemplo D3	77
5.13	Exemplo D4	79
6	CONCLUSÕES	83
6.1	Sugestões para trabalhos futuros	85
	REFERÊNCIAS	86
	ANEXO A – ARQUIVO DE ENTRADA DE DADOS	89

1 INTRODUÇÃO

As mudanças tecnológicas na maneira de projetar estruturas de concreto armado estão cada vez mais presentes no cotidiano dos engenheiros projetistas e estão ocorrendo rapidamente. A busca pelo aproveitamento de espaço em um mercado bastante competitivo tem induzido ao estudo e ao desenvolvimento de tecnologias que propiciem o projeto cada vez mais rápido de estruturas de edificações complexas e cada vez mais esbeltas.

A evolução dos computadores e dos softwares de análise estrutural têm tornado possível o cálculo de estruturas de concreto armado cada vez mais complexas sem a necessidade de recorrer a recursos matemáticos de forma manual, que pode tornar o trabalho do projetista bastante oneroso ou até mesmo inviável. Atualmente, muitos programas comerciais já permitem a execução de análises estática e dinâmica, além da consideração de não linearidades físicas (relacionadas ao material) e geométricas (relacionadas a deformações das peças estruturais).

O surgimento e a evolução de ferramentas computacionais poderosas têm facilitado bastante o trabalho do projetista, mas o uso eficiente desses softwares requer, muitas vezes, a intuição ou a experiência prática do projetista. O engenheiro calculista utiliza-se da sua experiência para adotar hipóteses iniciais, como: resistência característica do concreto e dimensões das peças que compõem a estrutura global. O processo de análise parte, portanto dessas suposições. De posse desses dados iniciais procede-se a análise estrutural, que está associada a descrição do comportamento da estrutura nos estados limite último e de serviço. Esse processo de análise é realizado repetidas vezes até que o projeto convirja para uma solução aceitável. Percebe-se, portanto, que é utilizado um método iterativo e interativo com o projetista com o intuito de obter um projeto estrutural final que atenda a todas as especificações exigidas por norma e, ao mesmo tempo, seja econômico e viável.

É importante frisar que cada tentativa envolve considerável esforço computacional e normalmente não se sabe com clareza se a nova solução adotada está convergindo para uma estrutura mais econômica ou eficiente segundo algum critério.

É possível aliar a expertise do projetista com ferramentas que busquem soluções eficientes por meio da otimização. Um problema de otimização consiste em obter valores de variáveis que extremizam uma função, respeitando exigências ou restrições pertinentes. O processo de otimização estrutural consiste na combinação da análise e do projeto estrutural. A otimização estrutural surge para substituir o método da tentativa e erro por um processo sistemático e orientado para alcançar o projeto ótimo da maneira mais rápida possível, economizando tempo e dinheiro durante as fases de elaboração e execução do projeto. Portanto,

a otimização permite encontrar soluções mais econômicas e solucionar problemas mais complexos de maneira cada vez mais rápida. Há diversas maneiras de se obter a solução ótima de um problema e as diferentes formas de se chegar a um projeto ótimo dependerá do método de otimização utilizado e do algoritmo empregado.

Há dois tipos principais de algoritmos utilizados para a solução de problemas de otimização, são eles: determinísticos e probabilísticos. Os métodos determinísticos são conhecidos também como métodos clássicos, nos quais incluem-se os métodos de programação matemática, que em geral são baseados nos cálculos de derivadas de primeira ordem ou no cálculo de derivadas de segunda ordem. Por trabalharem com o cálculo de derivadas são denominados algoritmos de ordem n , onde n é a maior derivada utilizada. Enquanto isso, os métodos probabilísticos introduzem no processo de otimização dados e parâmetros estocásticos resolvendo o problema do ponto de vista probabilístico (Rodrigues Júnior, 2005).

Os métodos de programação matemática são os métodos determinísticos mais usuais e são considerados rápidos e eficientes. Consistem basicamente na adoção de uma solução básica inicial, considerada como ponto de partida para o processo de otimização. Calculam-se as derivadas das funções para obter o sentido de busca da solução ótima e caminha-se nessa direção até que seja atingido o objetivo de minimização ou maximização máxima da função objetivo do problema. Apesar das vantagens desses métodos, é possível que seja obtida uma solução ótima apenas local e não global. Além disso, pode haver problemas de convergência quando envolvem variáveis discretas.

Os algoritmos genéticos ou bioinspirados são métodos probabilísticos muito utilizados em otimização principalmente devido à combinação entre a sua capacidade de solucionar problemas complexos ou robustos e a sua relativa simplicidade e flexibilidade de programação. Apesar de serem métodos que não empregam derivadas, por isso são classificados como métodos de ordem zero, são computacionalmente mais caros. Isso deve-se ao fato de que eles trabalham com um conjunto de soluções que evoluem ao longo das iterações e isto requer muitas avaliações de funções. A maioria dos problemas de otimização possuem uma grande quantidade de variáveis, com isso tem-se uma população de indivíduos considerável para ser analisada, necessitando, portanto, do desenvolvimento de algoritmos cada vez mais eficientes e na utilização de técnicas de Processamento Paralelo.

As principais vantagens destes tipos de métodos são a possibilidade de obtenção de resultados satisfatórios tanto com variáveis discretas quanto com variáveis contínuas, além da capacidade de encontrar a solução ótima global do problema. Por isso são algoritmos amplamente utilizados e conhecidos como algoritmos de otimização global.

Implementando um problema de otimização cuja função objetivo seja o custo total da estrutura, contando com várias variáveis de projeto, como: resistência característica do concreto, dimensões das seções transversais e armaduras longitudinais dos pilares e da vigas e cujas restrições sejam impostas de acordo com a NBR 6118:2014 e NBR 6123:1988 é possível obter a estrutura ótima almejada, partindo-se de uma população inicial de estruturas. Os pórticos de contraventamento serão submetidos a cargas verticais (cargas permanentes e cargas acidentais) e cargas horizontais (ação do vento). O método de otimização AG implementado no BIOS será responsável pela criação de novas populações a partir da geração anterior até obter, entre os indivíduos, a estrutura que possui o menor custo ou o menor valor para a função objetivo, obedecendo-se as restrições impostas no problema.

Modelos de pórticos espaciais 3D para análise da estrutura de contraventamento podem ser mais realistas, mas o seu uso em problemas de otimização com algoritmos evolutivos, onde muitas avaliações são necessárias, pode ser oneroso computacionalmente. Uma alternativa que tem sido estudada é o uso de modelos substitutos para, principalmente, a realização das análises estruturais.

1.1 Objetivos

O objetivo geral do presente trabalho é apresentar uma formulação para a otimização do volume de concreto de estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado, considerando essas estruturas como sendo formadas por pórticos planos nas duas direções. Os objetivos específicos são:

- a) Analisar uma estrutura de contraventamento exemplo formada por pórticos planos de concreto armado usando o método da rigidez direta, avaliando a consideração de não linearidades, através do uso do software FAST (*Finite Element Analysis Tool*);
- b) Estudar os parâmetros de estabilidade que serão utilizados para a formulação do modelo de otimização de acordo com a norma brasileira NBR 6118:2014;
- c) Formular o modelo de otimização que será utilizado para solucionar o problema em estudo;
- d) Realizar um estudo paramétrico para investigar a sensibilidade de alguns parâmetros do modelo de otimização em função de variações nas variáveis de projeto;

- e) Implementar o modelo de otimização formulado no software BIOS e acoplar os modelos de distribuição da ação do vento nos pórticos e de análise dos pórticos com o modelo de otimização no BIOS;
- f) Verificar a viabilidade construtiva e econômica dos projetos otimizados pelo software BIOS com o objetivo de validar a formulação desenvolvida.

1.2 Organização do texto

Com o intuito de facilitar a compreensão, o trabalho foi dividido didaticamente da seguinte forma.

No Capítulo 2 faz-se uma breve revisão bibliográfica, apresentando alguns trabalhos já realizados na área de otimização estrutural. São exemplificados diversos métodos de otimização que já estão bem difundidos atualmente, como a utilização de algoritmos bioinspirados, recozimento simulado e redes neurais artificiais. Alguns exemplos também mostram estudos comparativos entre sistemas estruturais distintos.

No Capítulo 3 mostra-se os conceitos, normas e métodos utilizados para a análise e o dimensionamento da estrutura de contraventamento em estudo. São apresentados o tipo de estrutura de contraventamento estudada, o detalhamento do processo de distribuição da carga horizontal de vento na estrutura de acordo com a NBR 6123:1988 e são aplicadas as cargas verticais conforme a NBR 6118:2014. Além disso, são apresentados os parâmetros de instabilidade da estrutura que poderão ser tratados como restrições na formulação do problema de otimização.

No Capítulo 4 apresenta-se a formulação do modelo de otimização objeto de nosso estudo, ou seja, definição da função objetivo e identificação das variáveis de projeto e das restrições do problema. Com o modelo de otimização definido, inicia-se a fase de implementação computacional.

No Capítulo 5 explana-se os resultados obtidos para a estrutura de contraventamento otimizada e um comparativo feito entre as análises da estrutura em estudo e uma estrutura de pórtico 3D.

No Capítulo 6 dispõe-se das conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Como a otimização estrutural já é uma área de estudo bastante explorada, há diversos trabalhos com aplicação desta técnica na busca de soluções estruturais mais econômicas e eficientes. Com o objetivo de contextualizar o problema pesquisado e para dar mais embasamento sobre o tema em estudo, são apresentados alguns trabalhos que utilizaram técnicas de otimização em estruturas de concreto armado.

Rajeev and Krishnamoorthy (1998) formularam problemas de otimização cujas funções objetivo eram os custos totais dos pilares e das vigas de pórticos planos de concreto armado, englobando o custo do concreto, do aço e das fôrmas. Foram utilizadas variáveis discretas para o estudo em questão, três variáveis para os pilares: largura e altura da seção e área de armadura longitudinal; e sete variáveis para as vigas: largura e altura das seções, área de armadura das barras porta-estribos superiores, área de armadura das barras porta-estribos inferiores, área de armadura adicional negativa no apoio esquerdo, área de armadura adicional positiva no meio do vão e área de armadura adicional negativa no apoio direito.

Foram impostas restrições específicas para cada tipo de peça estrutural que compunham o pórtico (pilares e vigas). As restrições aplicadas para as colunas foram: momento de projeto menor ou igual à capacidade de momento resistente da seção, limitações de armaduras mínima e máxima da seção, razão entre as dimensões da seção perpendicular e paralela ao sentido de aplicação da carga também limitada, a dimensão perpendicular ao sentido de aplicação da carga deve ser menor que a dimensão paralela ao sentido de aplicação da carga e limitação da dimensão perpendicular ao sentido de aplicação da carga mínima para a seção. No caso das vigas foram aplicadas as seguintes restrições para todas as seções: momento de projeto menor ou igual à capacidade de momento resistente, limitação de armadura mínima para garantir a falha dúctil da viga, limitações de armadura mínima e armadura máxima, razão altura-largura da seção também limitada, largura da seção deve ser menor que a altura da mesma, limitação da razão vão-altura para atender a requisitos de estado limite de serviço e limitação de largura mínima para a seção.

As restrições foram impostas de acordo com o *IS:456-1978 – Code of Practice for Plain and Reinforced Concrete*. Os resultados obtidos utilizando-se algoritmos genéticos foram comparados com um método determinístico de busca direta (*SUMT – Sequential Unconstrained Minimization Technique*) e observou-se que o método de otimização aplicado culminou em resultados satisfatórios e melhores que os resultados obtidos pelo método determinístico. No caso do exemplo do pórtico com três vãos e quatro pavimentos, a economia no custo total foi

de 7,1% e para o caso do pórtico com dois vãos e seis pavimentos, com o uso dos algoritmos genéticos obteve-se um custo total 8,6% menor que pela utilização do SUMT.

Pereira (2002) apresentou uma formulação e uma correspondente implementação computacional para otimização de dimensões de estruturas evitando os problemas de instabilidade apresentados pela formulação convencional. Utilizou-se o Método dos Elementos Finitos e a formulação Lagrangiana Atualizada para a execução das análises das estruturas com comportamento geometricamente não-linear. Foram otimizadas estruturas utilizando-se os algoritmos de Programação Quadrática Sequencial (PQS) e de Pontos Interiores (PI). A função objetivo era o volume total das barras e foram impostas restrições geométricas mínimas, de deslocamentos e de carga crítica. As variáveis de projeto eram as alturas dos segmentos em que eram divididas as barras que compunham as estruturas. As barras possuíam seção retangular e largura constante.

Vianna (2003) propôs um procedimento para otimizar o pré-dimensionamento de edifícios em concreto armado, considerando a estrutura formada por pórticos planos. Utilizou-se um método de aproximações combinadas, levando em consideração o posicionamento dos elementos estruturais e os valores limites das variáveis de projeto. A ideia é minimizar a função custo que depende das dimensões das seções transversais das vigas e dos pilares. Foram aplicadas duas rotinas de otimização a um programa de cálculo de esforços para pórticos planos. Uma rotina para otimização de seções transversais de vigas desenvolvida por Soares (1997) e uma rotina de otimização de seções transversais de pilares formulada por Vianna (2003). As variáveis de projeto das vigas são altura útil da seção transversal e as áreas de armadura tracionada e comprimida na seção. A função objetivo para as vigas é uma função custo por comprimento unitário que engloba custos com material e mão-de-obra, incluindo concreto, armadura longitudinal e fôrmas. Foram aplicadas 5 restrições para as vigas: restrição de equilíbrio estando as vigas trabalhando à flexão simples, restrição de compatibilidade mantendo as vigas nos domínios de deformação 2 ou 3, restrições limitando o excesso de armadura e o deslocamento máximo e uma última restrição limitando a percentagem de armadura trabalhando à compressão em 50% da armadura de tração.

As variáveis de projeto dos pilares são largura, altura, área de aço e profundidade da linha neutra na seção transversal. A função objetivo para os pilares também é uma função custo por comprimento unitário que engloba custos com material e mão-de-obra, incluindo concreto, armadura longitudinal e fôrmas. Foram aplicadas 6 restrições para as vigas: restrição de equilíbrio para 4 situações estando os pilares trabalhando à flexão normal composta, restrição de compatibilidade mantendo os pilares no domínio de deformação 5, restrição para a

profundidade da linha neutra garantindo que os elementos trabalhem no domínio 5 e restrições laterais para a altura, largura e taxa de armadura. As restrições foram impostas de acordo com a NBR 6118:2003. Vianna (2003) utilizou o programa desenvolvido para otimizar alguns exemplos numéricos com o objetivo de analisar os resultados com o intuito de validá-lo.

Analisando as estruturas otimizadas percebeu-se que as seções mais econômicas para as vigas com carregamentos usuais de edifícios e sem a presença de restrições ativas se encontram próximas a seção normalmente armada, com uma taxa de armadura comprimida próxima de zero. Porém, à medida que o carregamento aumenta, tende a ser mais vantajoso combater este acréscimo de esforço com o aumento da armadura de compressão. No caso dos pilares isoladamente, foi constatado que, quando não estão atuando restrições sobre o processo de otimização, as seções ótimas encontradas tendem a se manter com uma taxa de armadura próxima da taxa mínima permitida. Nos exemplos de pórticos, verificou-se que as seções ótimas encontradas pelo AG encontraram-se com valores próximos das seções usualmente adotadas pela prática dos projetistas para o pré-dimensionamento das estruturas. Porém, além disso, o AG tende a buscar uma solução ótima que aproxime a seção dos pilares para uma forma quadrada. Provavelmente, isso deve-se ao fato de que essa é a melhor geometria para combater de forma eficiente os esforços atuantes, principalmente forças verticais. Os valores das variáveis adotados como dados de entrada não influenciam na obtenção da solução ótima, mas apenas na velocidade de convergência da solução, ou seja, quanto maiores as diferenças entre os dados de entrada e a solução ótima maior será o esforço computacional.

Rodrigues Júnior (2005) propôs uma formulação para o projeto ótimo de pilares de edifícios altos em concreto armado. Os edifícios são modelados como pórticos espaciais e a não-linearidade geométrica é considerada na análise estrutural. A hipótese de diafragma rígido é adotada para o comportamento das lajes e a rigidez à torção é desprezada em todas as barras do pórtico. A função objetivo do problema de otimização é o custo total dos pilares composto pelo custo dos materiais e mão-de-obra empregados, incluindo armaduras longitudinal e transversal, concreto e fôrmas. As variáveis de projeto são as dimensões das seções transversais e as armaduras longitudinais dos pilares e a resistência característica do concreto. Foi utilizada uma estratégia de solução multinível para reduzir o tamanho do problema global. Portanto, o problema é solucionado em dois níveis, um nível local e um nível global. No nível local são determinadas apenas as armaduras longitudinais dos pilares, em seguida, o problema é resolvido a nível global a partir da otimização das dimensões das seções transversais e da resistência característica do concreto, que são chamadas de variáveis globais ou de acoplamento.

O modelo é submetido a cargas permanentes, acidentais e devidas ao vento. Foram

aplicadas restrições relativas à resistência aos esforços solicitantes, laterais mínima e máxima para armaduras longitudinais, dimensões dos pilares e resistência característica do concreto, deslocamento lateral máximo, valor limite para o parâmetro de instabilidade global γ_Z e restrições laterais relativas para evitar que pilares superiores tenham dimensões maiores que pilares inferiores. As restrições foram aplicadas em conformidade com a NBR 6118:2003. As técnicas de Programação Sequencial Quadrática e de Pontos Interiores são empregadas nos exemplos.

Ao final dos processos de otimização verificou-se que projetos ótimos de edifícios altos de concreto armado podem ser muito flexíveis, mesmo atendendo aos limites de deslocamento horizontal da NBR 6118:2003, podendo apresentar elevados efeitos de 2ª ordem. É importante considerar os efeitos da não-linearidade geométrica nas análises para buscar soluções mais realistas, além dos limites impostos pelo modelo simplificado de análise ($\gamma_Z \leq 1,30$). Há tendência em obter dimensões de seção quadrada como sendo soluções ótimas para os pilares. A técnica de otimizar as dimensões dos pilares em grupos mostrou-se muito eficaz, mas à medida que se aumenta a quantidade de grupos o impacto econômico tende a ser menor. A maior taxa de armadura obtida dentre os projetos ótimos foi de apenas 2,00%, bem inferior ao limite máximo de 4,00% estabelecido pela NBR 6118 (2014), confirmando com isso, a tendência de soluções ótimas com o mínimo de armadura. Percebe-se que a principal causa disso é o elevado custo do volume de aço em relação ao volume de concreto.

González-Vidosa et al (2008) estudaram a otimização de um pórtico plano simétrico de concreto armado com 2 vãos e 5 pavimentos. O problema de otimização foi formulado com o objetivo de minimizar o custo total da estrutura em estudo. Foram utilizadas 95 variáveis: 5 valores de resistência característica do concreto, 30 dimensões de seções diferentes para as colunas e vigas e 60 variáveis para definir os diferentes tipos de armadura passiva para as colunas e vigas (áreas de seção e comprimentos diferentes). As restrições empregadas para este problema foram: verificação dos estados limites último e de serviço de flexão, cisalhamento e instabilidade pelas envoltórias de tensões devido às cargas verticais e horizontais de vento, além da limitação de deslocamento total de 1/250 do vão horizontal submetido a carga total e de deslocamento diferido de 1/400 do vão horizontal. Para edifícios de concreto armado, as restrições impostas seguem as normas espanholas Code of Structural Concrete (1998) e Code about the actions to be considered in buildings (1988). O algoritmo do recozimento simulado foi desenvolvido em Compaq Visual Fortran Professional 6.6.0. A melhor solução encontrada teve um custo total de 4.458,08 euros e com uma única resistência característica de concreto em toda a estrutura. A restrição de instabilidade das colunas e as restrições de flexão,

cisalhamento e deslocamentos das vigas são os principais fatores que impedem a minimização do custo total do projeto.

Lee et al. (2010) realizaram um estudo de otimização estrutural de um edifício em concreto armado de 40 pavimentos submetido a cargas verticais e horizontais de vento. Foi desenvolvida uma formulação para o projeto ótimo desta edificação partindo-se de um modelo tridimensional. Para verificar a eficiência e a precisão do estudo, foram analisados três modelos estruturais distintos: aporticado simples, composto por pórticos com núcleo de pilares-parede e formado por pórticos com pilares-parede estabilizadores (ao longo de todo o comprimento da edificação em planta). A função objetivo a ser minimizada é a soma dos pesos dos elementos estruturais. As variáveis de projeto são as dimensões das seções dos elementos estruturais: pilares, vigas, pilares-parede em núcleo e pilares-parede estabilizadores. As restrições do problema foram limitadas apenas ao deslocamento lateral máximo no topo do edifício e aos deslocamentos entre pavimentos.

Para aumentar a velocidade da análise, reduzir as dimensões dos elementos estruturais e tornar o projeto mais viável em termos construtivos, optou-se por realizar duas análises subdividindo o edifício em grupos de 5 e de 10 pavimentos. As dimensões iniciais utilizadas foram: pilares externos 100 x 100 cm, pilares internos 80 x 80 cm, vigas 40 x 100 cm, pilares-parede 80 x 350 cm e pilares-parede estabilizadores 60 x 800 cm. Comparando-se os deslocamentos máximos obtidos da estrutura inicial com a estrutura otimizada, percebeu-se maior decréscimo no sistema de pórtico com pilares-parede com redução de 43,1% e 34,5% para os grupos de 5 e 10 pavimentos respectivamente. Notou-se também que para os três sistemas estruturais em estudo, os sistemas divididos em grupos de 5 pavimentos mostraram um decréscimo maior nos deslocamentos em relação aos sistemas divididos em grupos de 10 pavimentos. Em termos de dimensões das peças, conclui-se que os edifícios otimizados tendiam para o projeto de vigas e pilares externos com dimensões menores, vigas e pilares internos com dimensões semelhantes ou um pouco maiores, pilares-parede com dimensões menores e pilares-parede estabilizadores com dimensões semelhantes. Os três sistemas com dimensões otimizadas semelhantes e, portanto, com pesos totais otimizados muito próximos. Comparando-se com o peso da estrutura do modelo inicial, obteve-se resultados melhores para a estrutura subdividida em grupos de 5 pavimentos, com reduções em peso de: 17,20% para a estrutura aporticada simples, 43,10% para a estrutura composta por pórticos e pilares-parede e 17,90% para a estrutura formada por pórticos e pilares-parede estabilizadores.

Bhina, Banerjee and Paul (2013) modelaram um edifício de três pavimentos com vigas de 3, 4 e 6 m de comprimento. Realizaram um estudo comparativo entre dois sistemas

estruturais diferentes: estrutura convencional de pórtico e estrutura composta por lajes lisas e pilares. Esta foi avaliada com dois tipos de lajes lisas com espessuras distintas (150 e 240 mm). Foram realizadas análise de frequência, análise do espectro de resposta, análise não-linear pushover e análise não-linear histórico temporal pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). O sistema convencional foi modelado com vigas de 300 x 400 mm e lajes com 150 mm de espessura. Adotando as dimensões citadas e após as análises foi possível realizar um comparativo do custo do concreto e do aço dos três modelos desenvolvidos. Verificou-se que o menor custo de construção foi do sistema estrutural composto por lajes lisas de 150 mm, contudo é importante frisar que não foram contabilizados os capitéis. Apesar da eliminação das vigas, o sistema estrutural composto por lajes lisas espessas mostrou-se mais caro que o sistema convencional. Os autores também relatam que não foi considerada no estudo a economia obtida naturalmente para a execução dos serviços de instalações elétricas e mecânicas devido à arquitetura mais funcional do sistema com lajes lisas. A análise estática foi realizada para o cálculo da armadura com base nas normas IS 456, ACI 318, NZ code e Eurocode. A análise do espectro de resposta foi realizada com base nas normas indiana e europeia. Apesar do sistema estrutural composto por lajes lisas ter uma melhor estética arquitetônica, sua performance sísmica é bem inferior em comparação com o sistema convencional com vigas. Em zonas sísmicas de alta intensidade é necessário projetar edifícios com lajes lisas combinadas com estruturas de contraventamento (pilares-parede) para resistir aos esforços horizontais.

Bomfim (2017) realizou um estudo paramétrico da estrutura de contraventamento de um edifício familiar pelo método dos pórticos planos compatibilizados no topo. Foram desenvolvidos alguns programas em linguagem de programação C++, sendo grande parte deles atrelados ao software FAST para permitir realizar esse estudo, são eles: Carga de Vento, Distribuição da Carga de Vento, Gerador de Pórtico, Parâmetros de Estabilidade e Volume de Material. O FAST é um programa desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização (LMCV) da Universidade Federal do Ceará (UFC) utilizado na análise de estruturas através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Este foi implementado também na linguagem C++ usando o paradigma da Programação Orientada à Objetos.

Foram feitos decrementos de 5 cm partindo-se das dimensões iniciais dos pilares e das vigas para verificar a influência dessas mudanças nos parâmetros α e γ_z . Ao final do estudo, como era esperado, foi possível observar que a altura das vigas tem maior influência nos parâmetros de instabilidade do que a largura das mesmas.

3 ANÁLISE DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

3.1 Estrutura de contraventamento a ser estudada

É necessário primeiramente definir as características dos materiais que serão utilizados para a construção da edificação em estudo. De acordo com a NBR 6118:2014, a definição da resistência característica do concreto, f_{ck} , depende da classe de agressividade do ambiente onde será construído o edifício. Define-se a classe de agressividade ambiental de acordo com a tabela 6.1 da NBR 6118 (2014).

Como o projeto idealizado está previsto para ser construído em uma área urbana, pode-se considerar o ambiente com classe de agressividade CAA-II. Definida a classe de agressividade, obtém-se a relação água/cimento máxima e a resistência característica mínima do concreto com base no tipo de concreto e de acordo com a tabela 7.1 NBR 6118 (2014).

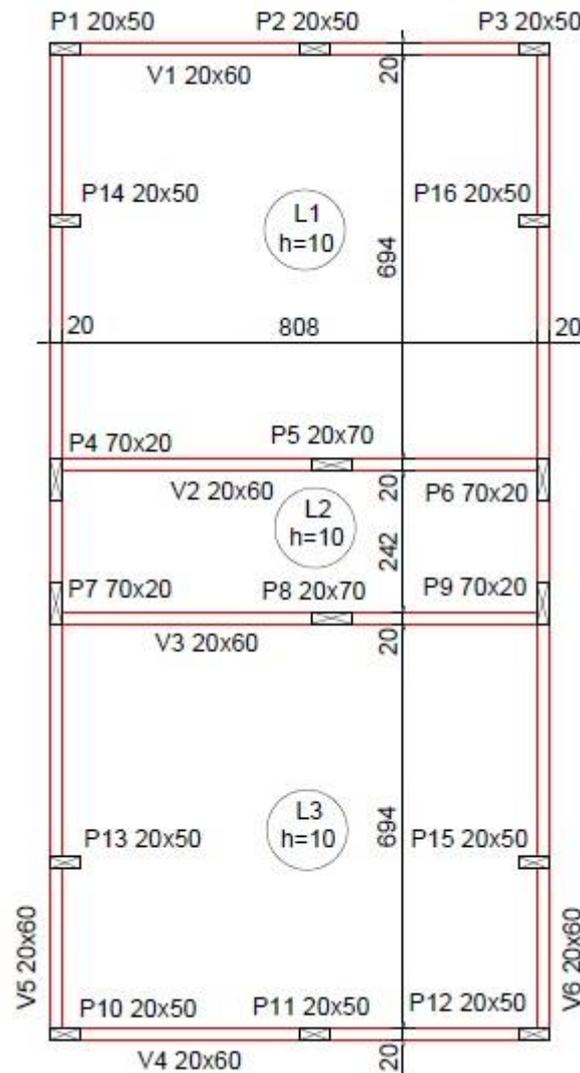
Como a estrutura será confeccionada utilizando o concreto armado convencional, tem-se um fator água/cimento mínimo de 0,60 e uma resistência característica mínima de 25 MPa. Foi utilizada uma armadura passiva de aço tipo CA-50 com resistência ao escoamento, f_{yk} , de 500 MPa. O edifício será residencial e terá 01 pavimento térreo, ao nível do solo com pé direito de 3,35 m, e mais 8 pavimentos tipo com um pé direito de 2,80 m cada. Portanto, a altura total do empreendimento será de 25,75 m. A arquitetura da edificação em planta possui 17,15 m de comprimento e 11,23 m de largura. O *lay-out* estrutural da estrutura de contraventamento do pavimento tipo é apresentado na Figura 1.

Optou-se por um sistema estrutural convencional formado por lajes maciças de 10 cm de espessura apoiadas em vigas de seções retangulares com 20 cm de largura e 60 cm de altura e estas apoiadas em pilares também de seções retangulares medindo 20 x 50 cm e 20 x 70 cm. Admitindo, portanto, que o contraventamento do edifício é feito exclusivamente por pórticos. Fez-se um pré-dimensionamento inicial com os elementos estruturais com as mesmas dimensões para posteriormente analisar o comportamento da estrutura caso haja diminuição das dimensões de alguns elementos específicos. A Figura 2 mostra os pórticos de contraventamento nas direções x e y que compõem a estrutura.

Na direção x, os pórticos de contraventamento são 1 (Pilares P1, P2 e P3), 2 (Pilares P4, P5 e P6), 3 (Pilares P7, P8 e P9) e 4 (Pilares P10, P11 e P12). Enquanto na direção y, os pórticos de contraventamento são 5 (Pilares P1, P4, P7, P10, P13 e P14) e 6 (Pilares P3, P6, P9, P12, P15 e P16). Os pórticos 1 e 4; 2 e 3; 5 e 6 são iguais em termos de dimensões das peças

estruturais e com relação às distâncias entre pilares.

Figura 1 – Estrutura de contraventamento de Araújo (2004)

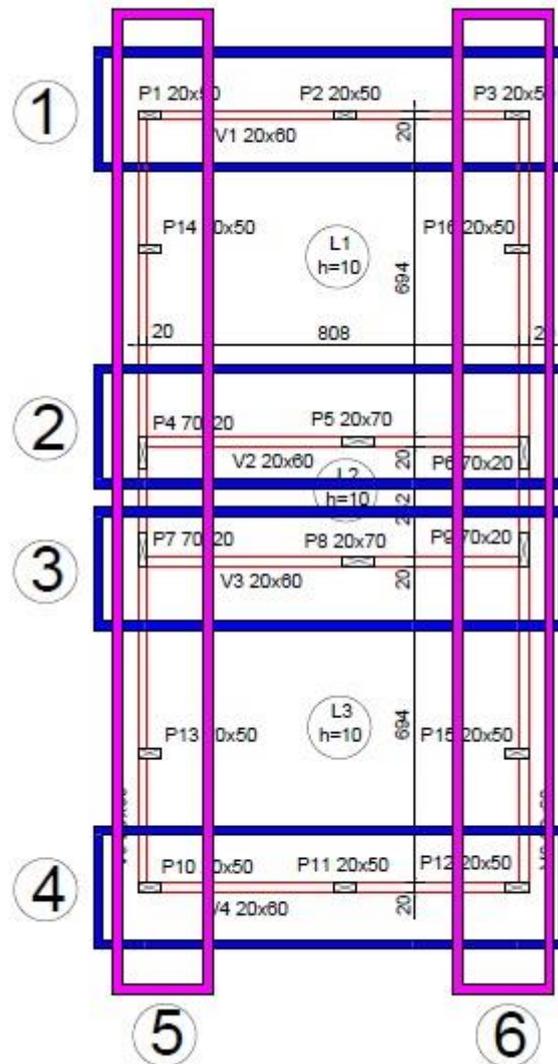


Fonte: Elaborada pelo autor.

Todos os pórticos de contraventamento serão analisados. Como temos dois pares de pórticos na direção x e um par de pórticos na direção y, apresentaremos abaixo os dois pórticos distintos na direção x (Figura 3) e apenas um pórtico na direção y (Figura 4).

Na direção x, os pórticos de contraventamento são 1 (Pilares P1, P2 e P3), 2 (Pilares P4, P5 e P6), 3 (Pilares P7, P8 e P9) e 4 (Pilares P10, P11 e P12). Enquanto na direção y, os pórticos de contraventamento são 5 (Pilares P1, P4, P7, P10, P13 e P14) e 6 (Pilares P3, P6, P9, P12, P15 e P16).

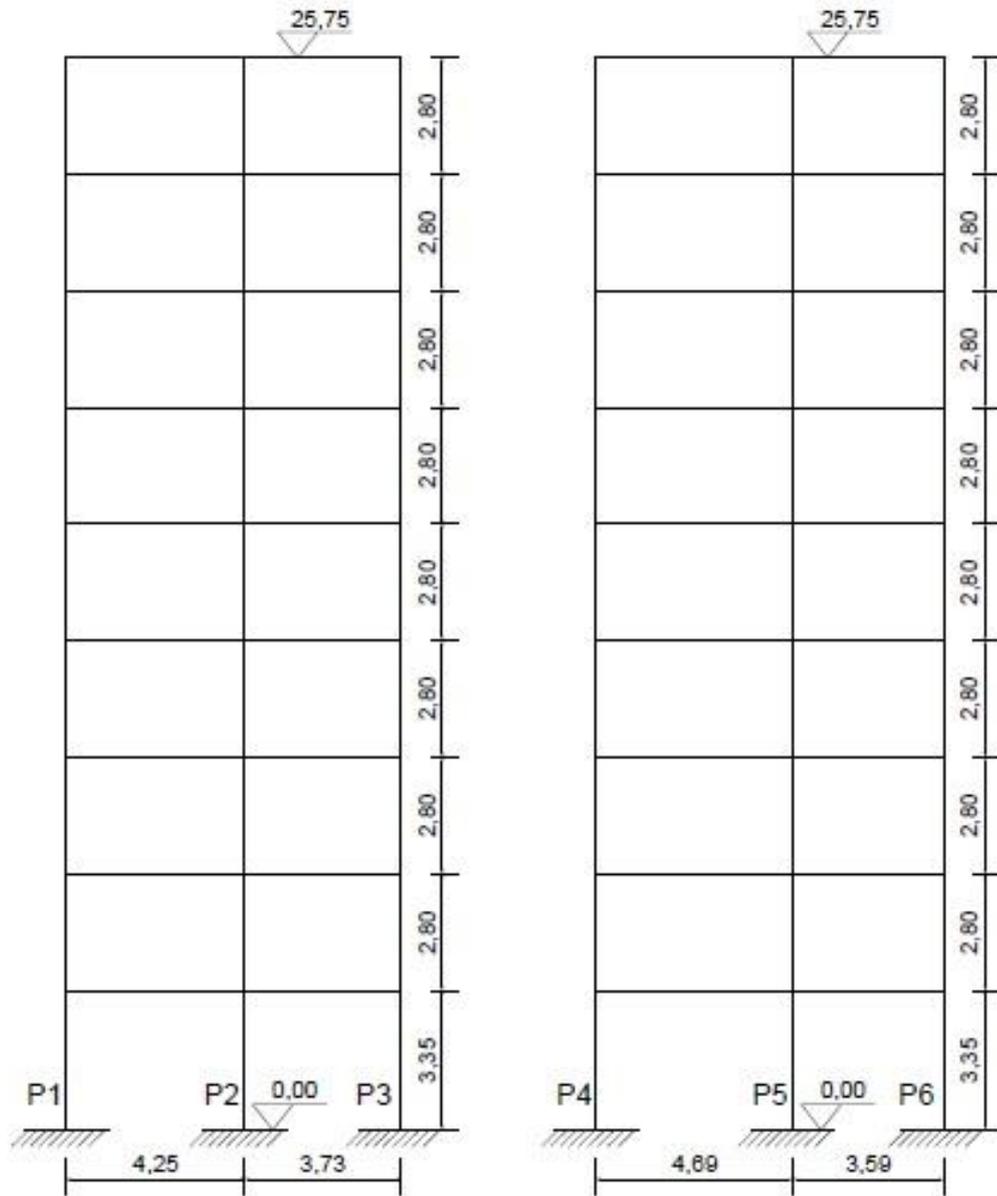
Figura 2 – Pórticos de contraventamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

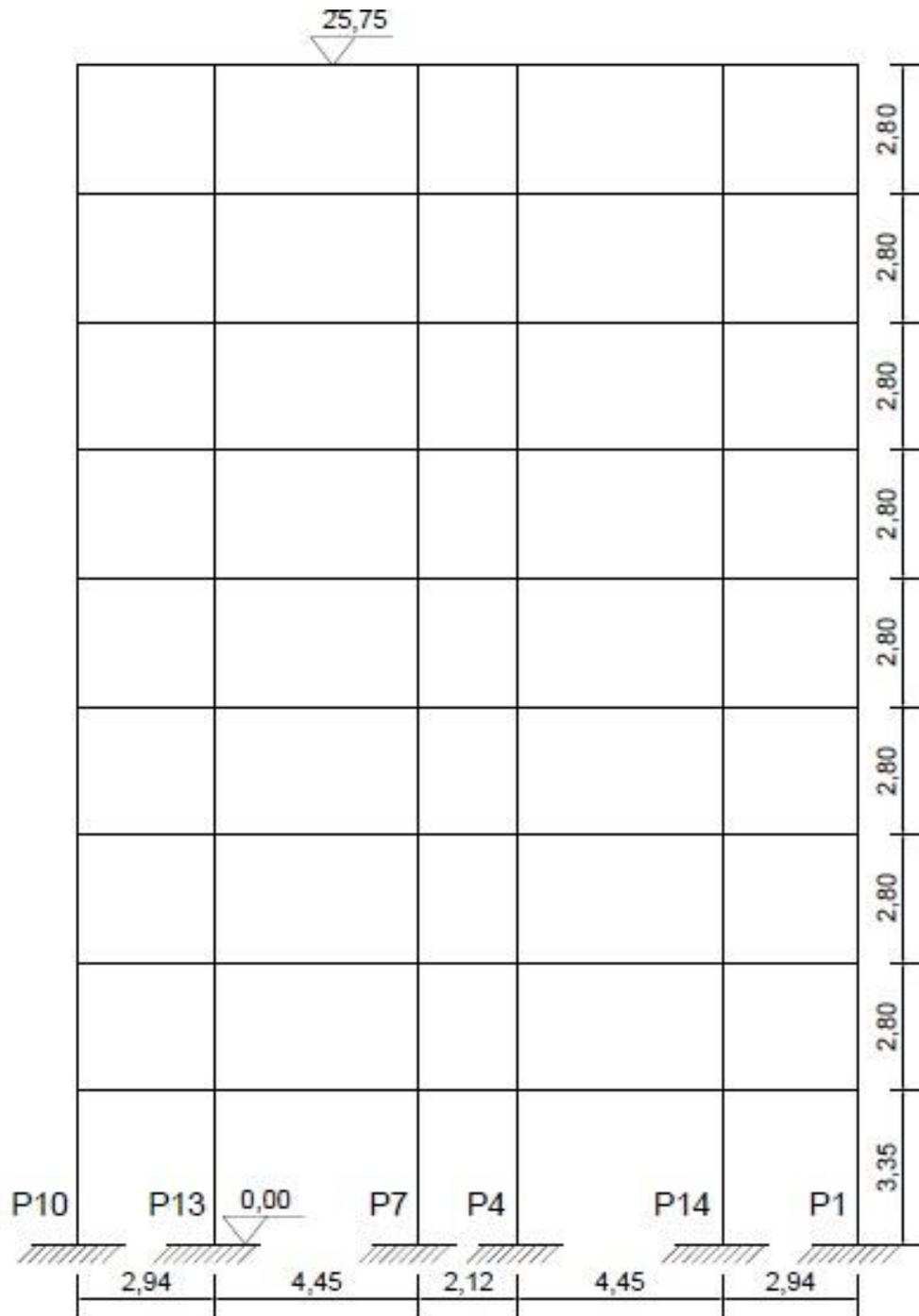
Os pórticos 1 e 4; 2 e 3; 5 e 6 são iguais em termos de dimensões das peças estruturais e com relação às distâncias entre pilares. Todos os pórticos de contraventamento serão analisados. Como temos dois pares de pórticos na direção e x e um par de pórticos na direção y, apresentaremos abaixo os dois pórticos distintos na direção x (Figura 3) e apenas um pórtico na direção y (Figura 4).

Figura 3 – Pórticos de contraventamento 1 e 2 na direção x



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4 – Pórtico de contraventamento 5 na direção y



Fonte: Elaborada pelo autor.

3.2 Ações na estrutura

Os pórticos de contraventamento que compõem a estrutura do edifício em estudo estão submetidos a cargas ou ações. Os dimensionamentos dos elementos estruturais são realizados para que estes componentes em conjunto sejam capazes de suportar os carregamentos

aplicados. A estrutura é calculada de acordo com as normas NBR 6118:2014, NBR 6120:1980 e NBR 6123:1988.

3.2.1 *Ações permanentes*

As ações permanentes são aquelas que possuem valores praticamente constantes ou tendem a um valor-limite constante ao longo de toda a vida útil da estrutura. E são subdivididas em ações permanentes diretas e indiretas.

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes. As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão (NBR 6118:2014).

De acordo com a NBR 6120:1980, os pesos específicos dos materiais que farão parte da estrutura são:

- Alvenaria de tijolo furado (paredes): 18 kN/m³;
- Concreto armado: 25 kN/m³.

3.2.2 *Ações variáveis*

As ações variáveis, como o próprio nome já diz, são ações que podem variar ao longo da vida útil da estrutura. Essas também são subdivididas em ações variáveis diretas e indiretas.

As ações variáveis diretas estão relacionadas ao uso ou ocupação da estrutura, cargas de vento e esforços provocadas pela ação da água. As cargas provocadas pela utilização do edifício são chamadas de cargas acidentais e estão presentes na norma NBR 6120:1980, os esforços relativos à ação do vento devem ser calculados de acordo com a norma NBR 6123:1988. As ações variáveis indiretas são as cargas dinâmicas e os esforços provocados por variações uniformes ou não uniformes de temperatura.

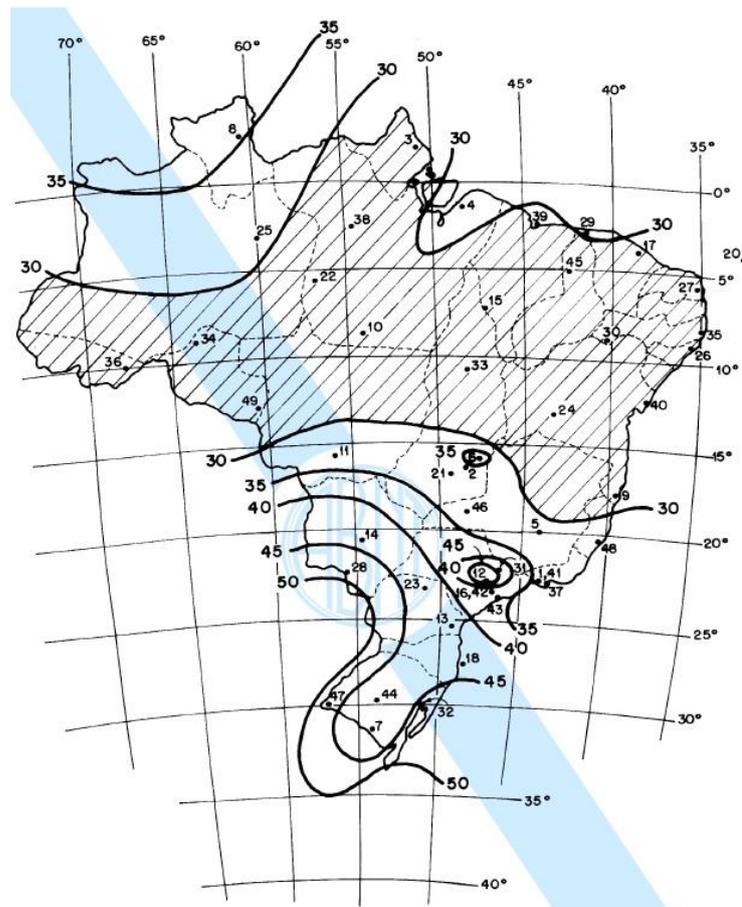
Como a edificação em estudo é de uso residencial, adotou-se uma carga acidental $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$, que está dentro dos limites recomendados pela NBR 6120:1980 para este tipo de edificação.

3.2.2.1 Cargas de vento

Além das cargas verticais, a estrutura em estudo também está submetida a cargas horizontais de vento e esses esforços são cada vez mais significativos à medida que se aumenta a esbeltez da estrutura, ou seja, quanto mais alta a edificação maior será a influência desse carregamento na sua estabilidade.

A NBR 6118:2014 exige que os esforços solicitantes relativos à ação do vento sejam considerados e recomenda que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123:1988, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em normas brasileiras específicas. Para determinar as forças estáticas devidas ao vento, primeiramente devemos consultar a Figura 5 para obtermos a máxima velocidade média V_0 sobre 3 s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.

Figura 5 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Para a estrutura em estudo, adotou-se uma velocidade básica $V_0 = 45$ m/s. Há diversos fatores que podem influenciar nessa velocidade básica determinada a partir das isopletas. Portanto, a velocidade a qual a estrutura realmente estará submetida, chamada de velocidade característica V_k , deve ser calculada levando em consideração três fatores principais:

- S_1 : Fator topográfico;
- S_2 : Fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração;
- S_3 : Fator estatístico.

Determina-se a velocidade característica V_k (m/s) para cada pavimento por meio da Equação (3.1).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.1)$$

3.2.2.1.1 Fator topográfico S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno da seguinte forma:

- a) Terreno plano ou pouco acidentado: $S_1 = 1,0$;
- b) Encostas de taludes e morros: $S_1 = 1,0$;
- c) Cristas de taludes e morros:

$$S_1 = 1,0 \quad \theta \leq 3^\circ \quad (3.2)$$

$$S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \tan(\theta - 3) \geq 1 \quad 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad (3.3)$$

$$S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \quad \theta \geq 45^\circ \quad (3.4)$$

- d) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

onde:

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro.

Como para o caso em estudo trata-se de um terreno plano, adota-se $S_1 = 1,0$.

3.2.2.1.2 Fator S_2

O fator S_2 leva em consideração a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno.

3.2.2.1.2.1 Rugosidade do terreno

De acordo com a NBR 6123:1988, a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas com cota média do topo desses obstáculos considerada inferior ou igual a 1,0 m;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas com cota média do topo desses obstáculos considerada igual a 3,0 m;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada com cota média do topo desses obstáculos considerada igual a 10,0 m;
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados com cota média desses obstáculos considerada igual ou superior a 25,0 m.

Como para o caso em estudo trata-se de uma edificação que será construída em uma área urbanizada, considera-se terreno com rugosidade Categoria IV.

3.2.2.1.2.2 Dimensões das edificações

A velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (3 s) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20

m na direção do vento médio. Foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s (NBR 6123:1988):

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 m, o intervalo de tempo correspondente poderá ser determinado de acordo com as indicações do ANEXO A da NBR 6123:1988.

De acordo com o projeto arquitetônico, a maior dimensão da superfície frontal da edificação em estudo mede 30,95 m. Portanto a edificação é considerada da Classe B.

3.2.2.1.2.3 Altura sobre o terreno

Finalmente para determinar o fator S_2 , que varia com a altura do ponto de aplicação da carga de vento, necessita-se extrair os dados da Tabela 1 e aplicar na Equação (3.5).

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3.5)$$

onde:

F_r é o fator de rajada correspondente sempre à Categoria II;

b é o parâmetro meteorológico;

p é o expoente da lei potencial de variação do fator S_2 .

3.2.2.1.3 Fator estatístico

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Como já citado anteriormente, a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (NBR 6123:1988)

A Tabela 2 apresenta os valores dos fatores estatísticos S_3 que devem ser adotados para o cálculo da velocidade característica V_k de acordo com o tipo de edificação.

Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Como trata-se de uma edificação residencial com alto fator de ocupação pertencente ao Grupo 2, adota-se $S_3 = 1,00$.

3.2.2.1.4 Força de arrasto

A força de arrasto F_a é a componente da força global F_g na direção do vento e essa força global é a soma vetorial das forças do vento que atuam em um determinado ponto da estrutura. Obtêm-se a força de arrasto F_a pela Equação (3.6).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.6)$$

onde:

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica (N/m^2);

A_e é a área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.

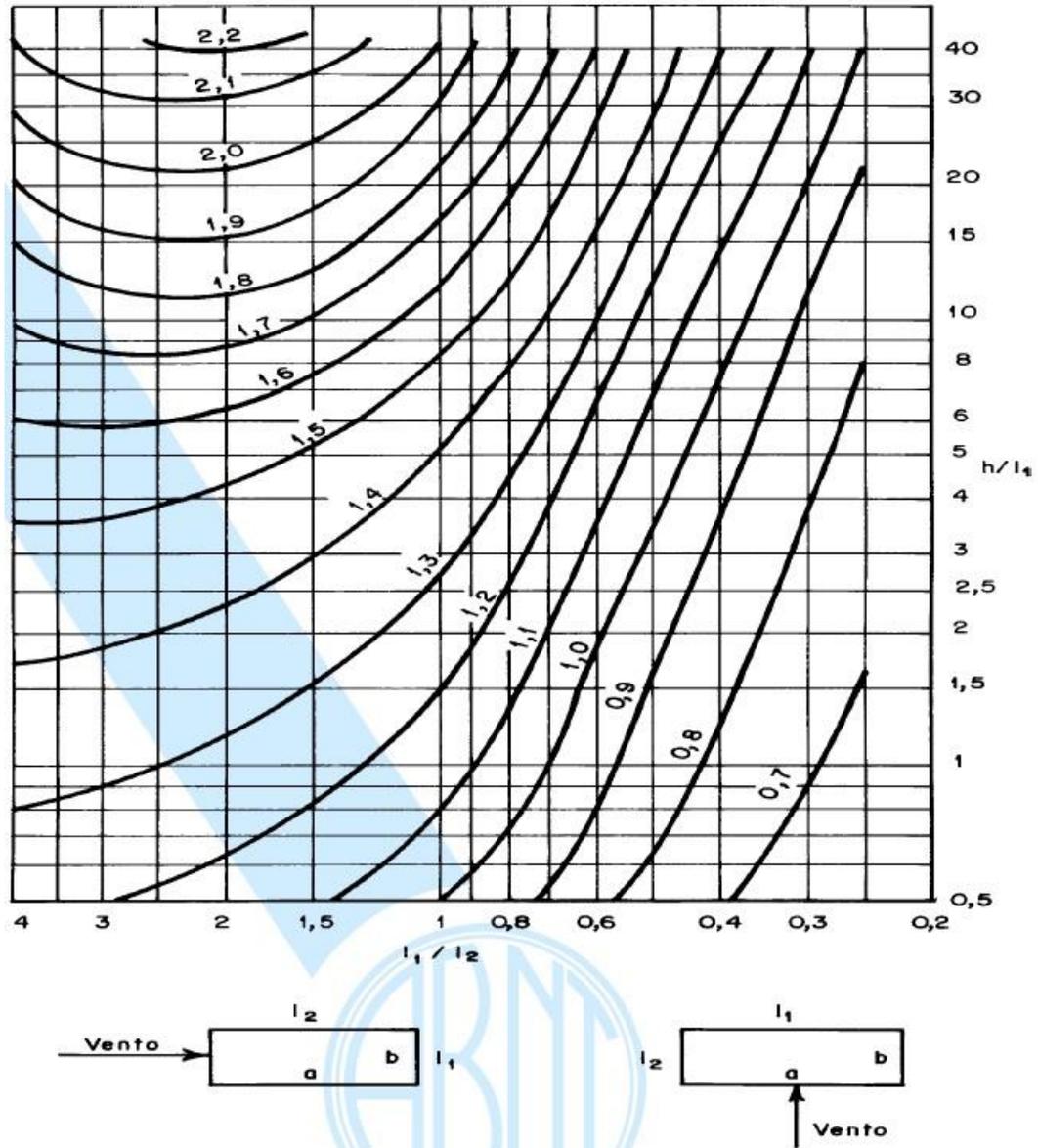
A pressão dinâmica, em função da velocidade característica, é dada pela Equação (3.7).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3.7)$$

A NBR 6123:1988 fornece dois gráficos imprescindíveis para a obtenção dos coeficientes de arrasto nas direções x e y. Esses coeficientes dependem das dimensões h , l_1 e l_2 da estrutura, onde h é a altura total da edificação, l_1 é a dimensão perpendicular à ação do vento em planta e l_2 é a dimensão paralela à ação do vento em planta. E esses coeficientes são determinados para rajadas de vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno. A Figura 6 e a Figura 7 nos permite determinar os valores dos coeficientes de arrasto para ventos de baixa turbulência e alta turbulência respectivamente.

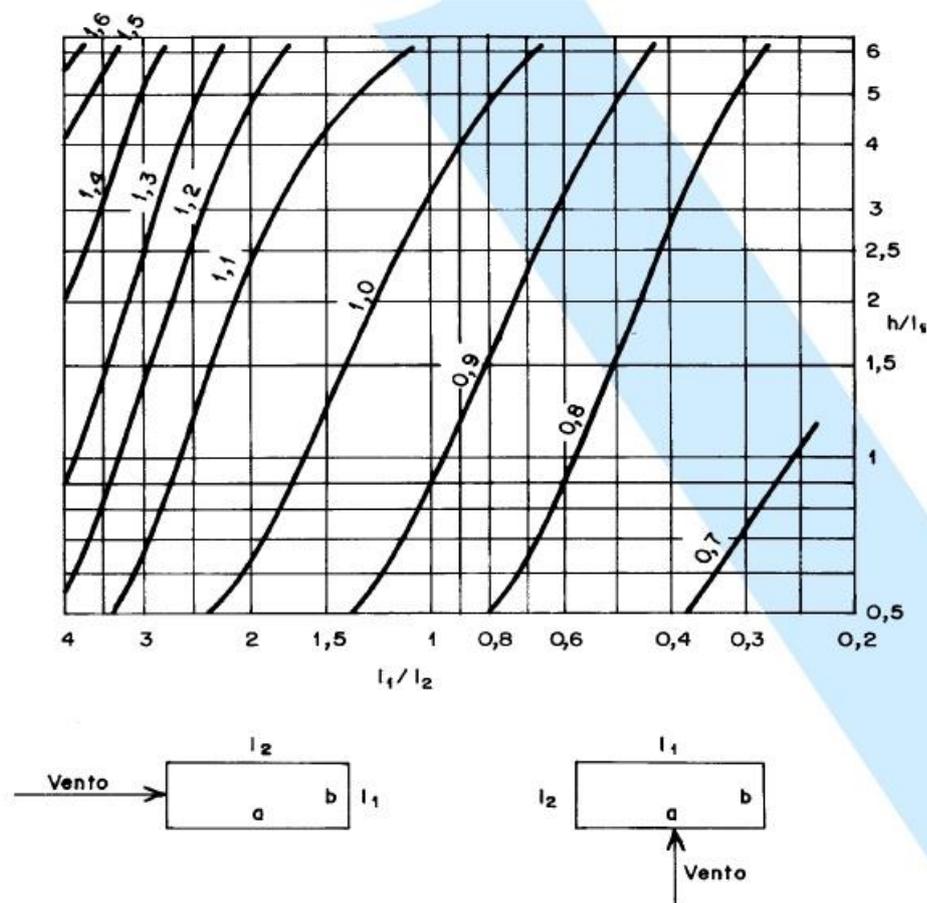
Sabendo que nossa estrutura está submetida a ação de vento de baixa turbulência, obtemos os seguintes valores dos coeficientes de arrasto nas direções x e y com base na Figura 6: $C_a(x) = 1,33$ e $C_a(y) = 1,10$.

Figura 6 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Figura 7 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

3.2.3 Valores das ações

Para o dimensionamento de estruturas de acordo com a NBR 6118:2014, os valores característicos das ações F_k devem ser multiplicados pelos seus respectivos coeficientes de ponderação γ_f que serão apresentados posteriormente. Os valores finais obtidos são os valores de cálculo F_d , que serão adotados para o desenvolvimento do projeto estrutural.

3.2.4 Coeficientes de ponderação das ações

Os coeficientes de ponderação são calculados pela Equação (3.8).

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (3.8)$$

3.2.4.1 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)

A Tabela 3 e Tabela 4 apresentam os valores-base para o cálculo dos coeficientes de ponderação das ações para o estado-limite último (ELU) das estruturas.

Tabela 3 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,40 ^a	1,00	1,40	1,20	1,20	0,90	1,20	0,00
Especiais ou de construção	1,30	1,00	1,20	1,00	1,20	0,90	1,20	0,00
Excepcionais	1,20	1,00	1,00	0,00	1,20	0,90	0,00	0,00

onde

D é desfavorável, F é favorável, G são as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,30.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 4 – Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações	γ_{f2}			
	Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2	
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,50	0,40	0,30
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,70	0,60	0,40
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,80	0,70	0,60
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,60	0,30	0,00
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,60	0,50	0,30

^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver seção 23 da NBR 6118:2014.

^b Edifícios residenciais.

^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.2.4.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço (ELS)

O coeficiente de ponderação das ações para estados-limite de serviço é dado pela Equação (3.9), cujos valores são extraídos da Tabela 4:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (3.9)$$

onde:

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \Psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \Psi_2$ para combinações quase permanentes.

3.2.5 Combinações das ações

Define-se o carregamento atuante na estrutura pela combinação das ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. A verificação da segurança em relação aos estados-limite últimos e aos estados-limite de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente (NBR 6118, 2014).

3.2.5.1 Combinações últimas

De acordo com a NBR 6118:2014, uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional. Em combinações últimas normais, devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a NBR 8681:2003.

O cálculo das solicitações para o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais de concreto armado é dado pela Equação (3.10).

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (3.10)$$

onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações permanentes indiretas como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ = ver Tabela 3;

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$ = ver Tabela 4.

3.2.5.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço podem ser classificadas como:

- Quase permanentes: quando podem atuar durante grande parte do período de vida útil da estrutura e sua consideração é indispensável para a verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- Frequentes: ações que podem vir a atuar na estrutura repetidas vezes durante a vida útil da mesma e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limite de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem ser consideradas também para verificações de estados-limite de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura;
- Raras: normalmente ocorrem apenas algumas vezes durante a vida útil da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Os cálculos das solicitações para os diferentes tipos de combinações de serviço são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$
Combinações frequentes de	Nas combinações frequentes de serviço, a	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$

serviço (CF)	ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 \cdot F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 \cdot F_{qk}$	
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\Psi_1 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} \cdot F_{qj,k}$
<p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.3 Tipos de contraventamento

Os edifícios são projetados para resistirem a esforços solicitantes verticais e horizontais. Essas cargas atuantes devem ser transmitidas ao solo através dos elementos estruturais que compõem a estrutura, são eles: lajes, vigas, pilares e fundações. E esta é a sequência do fluxo das cargas verticais. Os carregamentos verticais são compostos pelo peso próprio da estrutura em si e pelas cargas de uso da edificação, enquanto as ações horizontais podem ser causadas pelo vento ou sismos.

Como há sempre uma busca constante pelo aproveitamento máximo da área disponível para a construção de edifícios, estes empreendimentos estão tornando-se cada vez mais altos e conseqüentemente mais esbeltos. Com o aumento da altura das edificações, as forças horizontais estão impactando cada vez mais no dimensionamento dos elementos estruturais que compõem os edifícios, levando à necessidade de projetar elementos mais robustos, que serão capazes de limitar as deformações da estrutura como um todo e conseqüentemente dar a rigidez necessária à construção, chamados de estruturas de contraventamento.

De acordo com o CEB-FIP:1991, o subsistema de contraventamento deve ser capaz de absorver e transmitir às fundações pelo menos 90% das forças horizontais que agem sobre a

estrutura. Os outros elementos estruturais que fazem parte da estrutura são chamados de estruturas contraventadas. É necessário desenvolver uma análise linear, com a rigidez dos elementos correspondentes à seção transversal não fissurada e os elementos de contraventamento devem permanecer não fissurados nas condições de serviço, sob combinações frequentes de carregamento para classificá-los como estruturas de contraventamento.

Os principais tipos de estruturas de contraventamento são: pórticos, paredes estruturais, mistas com paredes estruturais associadas a pórticos, núcleos e tubos (BOMFIM, 2017).

De acordo com Rodrigues Júnior (2005), os edifícios de concreto armado terão rigidez lateral suficientes e dimensões construtivas viáveis se os sistemas estruturais a serem utilizados forem:

- Pórticos, planos ou espaciais, em edifícios de até 20 pavimentos;
- Pórticos, planos ou espaciais, com paredes estruturais em edifícios de até 50 pavimentos;
- Tubos aporticados em edifícios de até 50 pavimentos;
- Tubos dentro de tubos em edifícios de até 60 pavimentos.

Nosso estudo aborda edifícios de até 20 pavimento, portanto consideraremos os sistemas de contraventamento como sendo formados apenas por pórticos planos.

3.4 Parâmetros de instabilidade global da estrutura

3.4.1 Conceitos fundamentais

O estado-limite último de instabilidade para estruturas de concreto armado é atingido sempre que ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação. Há três tipos de instabilidade estrutural de acordo com a NBR 6118:2014:

- a) Em estruturas sem imperfeições iniciais pode haver perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem), dependendo do tipo de carregamento;
- b) Em estruturas abatidas pode haver perda de estabilidade por passagem

brusca de uma configuração para outra reversa da anterior chamada de ponto-limite com reversão;

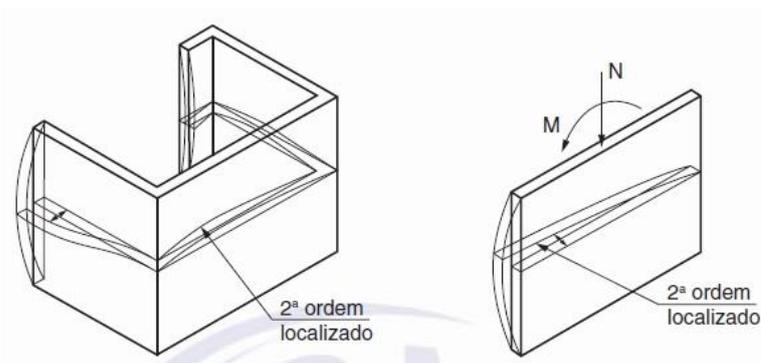
- c) Pode haver ainda perda de estabilidade por ponto-limite sem reversão para estruturas de material de comportamento não-linear com imperfeições geométricas iniciais. Neste caso, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor que o aumento da solicitação.

As estruturas em geral podem ser submetidas a dois tipos de análises: análise de 1ª ordem e análise de 2ª ordem. A análise de 1ª ordem é realizada estudando-se o equilíbrio da estrutura em sua configuração geométrica inicial (indeformada) e a análise de 2ª ordem estuda a estrutura na sua configuração deformada. Os efeitos de 2ª ordem, em cuja determinação deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais, podem ser desprezados sempre que não apresentarem acréscimo superior a 10 % nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura (NBR 6118, 2014).

Os efeitos de 2ª ordem podem ser divididos em globais, locais e localizados. Os efeitos globais dizem respeito aos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura quando a mesma é submetida a cargas horizontais e verticais. Os efeitos locais caracterizam-se pela deformação dos eixos de elementos estruturais, afetando principalmente os esforços solicitantes ao longo destas peças. Em pilares-parede pode-se ter uma região que apresenta não retilinearidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeitos de 2ª ordem localizados (Figura 8). Os efeitos localizados de 2ª ordem podem aumentar as flexões longitudinal e transversal nessas regiões, havendo a necessidade de aumentar as armaduras nesses locais (NBR 6118, 2014).

Partindo-se desses conceitos explanados anteriormente, pode-se classificar as estruturas em dois tipos: estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis.

Figura 8 – Efeitos de 2ª ordem localizados



As estruturas são consideradas como de nós fixos quando, para efeito de cálculo, os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência disso, os efeitos de 2ª ordem globais são desprezíveis. Para os elementos estruturais que compõem essas estruturas basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. As estruturas são ditas de nós móveis quando os deslocamentos horizontais dos nós não são pequenos e, portanto, deve-se considerar os efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem.

3.4.2 Parâmetro de instabilidade α

Segundo a NBR 6118:2014, pode-se considerar uma estrutura como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α ,

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{CS} \cdot I_C}}, \quad (3.11)$$

for menor que o valor α_1 , onde

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{para } n \leq 3 \quad (3.12)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{para } n \geq 4 \quad (3.13)$$

e:

n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{CS} \cdot I_C$ 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 $E_{CS} \cdot I_C$ de um pilar equivalente de seção constante.

O valor de I_C deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares. A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo

carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando houver apenas pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$ (NBR 6118, 2014).

3.4.3 Parâmetro de instabilidade γ_Z

O parâmetro γ_Z também avalia a importância dos esforços globais de segunda ordem e é válido para estruturas reticuladas de no mínimo 4 pavimentos. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os seguintes valores de rigidez:

$$\text{Lajes: } (EI)_{\text{SEC}} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_C \quad (3.14)$$

$$\text{Vigas: } (EI)_{\text{SEC}} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_C \quad \text{para } A'_s \neq A_s \quad (3.15)$$

$$(EI)_{\text{SEC}} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_C \quad \text{para } A'_s = A_s \quad (3.16)$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{\text{SEC}} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_C \quad (3.17)$$

onde

I_C é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

Calcula-se o parâmetro γ_Z para cada combinação de carregamento pela Equação (3.18). A estrutura é considerada de nós fixos se $\gamma_Z \leq 1,1$.

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.18)$$

onde

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

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

3.5 Método dos pórticos compatibilizados no topo

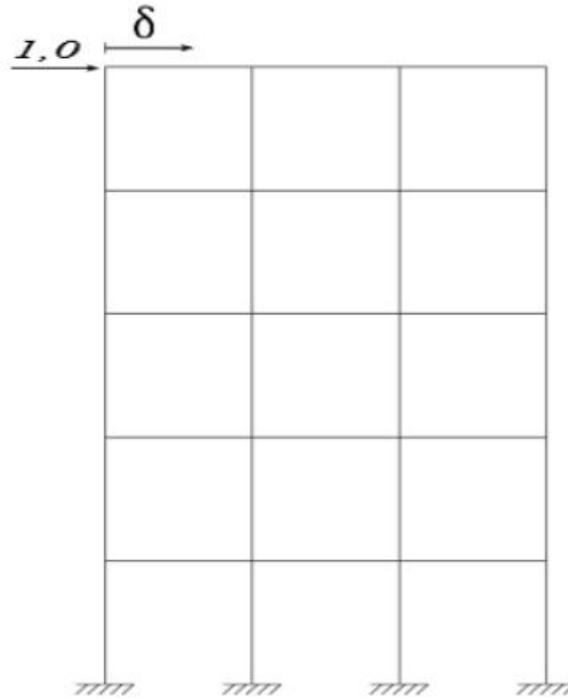
As estruturas de contraventamento tem como principais funções: resistir às cargas horizontais que possam agir na estrutura, principalmente forças do vento, e com isso, limitar os deslocamentos laterais da edificação; reduzir os efeitos de 2ª ordem, ou seja, evitar que a estrutura se deforme de tal modo que torne desnecessário a análise da mesma na sua configuração deformada e limitar os comprimentos de flambagem dos pilares. Essas funções são responsáveis pela garantia da estabilidade global da estrutura.

Um procedimento rigoroso para a análise estrutural de uma edificação é, além de considerar a estrutura como tridimensional, levar em conta a interação entre os diversos andares da estrutura, analisando-se o movimento relativo das várias lajes do edifício. Em vista da complexidade do problema, emprega-se um procedimento simplificado.

Um procedimento simplificado consiste na desconsideração da interação entre os diversos pavimentos do edifício, adotando-se para os elementos de contraventamento uma rigidez equivalente determinada para um andar característico. Além disso, as lajes são consideradas como diafragmas rígidos, ou seja, não se deslocam ou deformam-se no seu próprio plano e a rigidez à torção também é desprezada. É importante destacar também que os painéis de contraventamento recebem cargas apenas no seu plano vertical, apresentando, portanto, rigidez nula na direção normal a este plano.

As hipóteses citadas são aplicadas ao método dos pórticos planos compatibilizados no topo, que consiste na distribuição das ações horizontais proporcionais à rigidez de cada pórtico de contraventamento, isto é, os elementos mais rígidos tendem a absorver mais cargas que os elementos menos rígidos. A determinação da rigidez de cada pórtico ou painel de contraventamento é determinada partindo-se da aplicação de uma carga unitária no topo da edificação e medindo-se o deslocamento horizontal apresentado neste pavimento como resultado da aplicação dessa carga. A Figura 9 ilustra um exemplo da aplicação do método dos pórticos compatibilizados no topo (BOMFIM, 2017).

Figura 9 – Aplicação da carga unitária no topo para determinação da rigidez do pórtico



Fonte: Bomfim, 2017.

De posse do valor do deslocamento δ_i , é possível obter o valor da rigidez axial do pórtico \bar{K}_i utilizando a Equação (4.19).

$$\bar{K}_i = \frac{1,0}{\delta_i} \quad (4.19)$$

onde

\bar{K}_i é a rigidez axial do pórtico i ;

δ_i é o deslocamento horizontal do pórtico i .

Com isso, pode-se obter a matriz de contribuição do pórtico à rigidez do diafragma através da Equação (4.20).

$$\mathbf{K}_i = \bar{K}_i \cdot \begin{bmatrix} c_i^2 & c_i \cdot s_i & c_i \cdot (x_i \cdot s_i - y_i \cdot c_i) \\ c_i \cdot s_i & s_i^2 & s_i \cdot (x_i \cdot s_i - y_i \cdot c_i) \\ c_i \cdot (x_i \cdot s_i - y_i \cdot c_i) & s_i \cdot (x_i \cdot s_i - y_i \cdot c_i) & (c_i \cdot s_i - y_i \cdot c_i)^2 \end{bmatrix} \quad (4.20)$$

onde

\mathbf{K}_i é a matriz de rigidez do pórtico i ;

c_i é o cosseno do ângulo de orientação α_i ;

s_i é o seno do ângulo de orientação α_i ;

x_i é a coordenada de referência em relação ao eixo y ;

y_i é a coordenada de referência em relação ao eixo x.

A matriz de rigidez do diafragma ou pavimento é obtida a partir do somatório das matrizes de rigidez de cada pórtico, conforme a Equação (4.21).

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^n \mathbf{K}_i \quad (4.21)$$

onde

\mathbf{K} é a matriz de rigidez do diafragma;

\mathbf{K}_i é a matriz de rigidez de cada pórtico i ;

n é o número de pórticos do pavimento.

Partindo-se da equação de equilíbrio do diafragma rígido e utilizando o PTV (Princípio dos Trabalhos Virtuais) através das Equações (4.22) e (4.23), obtemos o vetor das forças externas atuante em cada pavimento representado pela Equação (4.24).

$$\delta U = \delta W, \forall \delta \mathbf{u} \quad (4.22)$$

$$\delta W = F_x \cdot \delta u + F_y \cdot \delta v + (F_y \cdot e_x - F_x \cdot e_y) \cdot \delta \theta = \delta \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{f} \quad (4.23)$$

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_y \cdot e_x - F_x \cdot e_y \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

onde

δU é a energia interna de deformação;

δW é o trabalho virtual das forças externas;

δu é o deslocamento na direção x;

δv é o deslocamento na direção y;

$\delta \theta$ é a rotação no plano x-y;

F_x é a força horizontal na direção x;

F_y é a força horizontal na direção y;

e_x é a excentricidade em relação ao eixo y;

e_y é a excentricidade em relação ao eixo x.

Obtidos a matriz de rigidez do diafragma \mathbf{K} e o vetor de forças externas \mathbf{f} , a partir da Equação (4.25) somos capazes de determinar os valores dos deslocamentos do pavimento

no sistema global.

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (4.25)$$

onde

\mathbf{K} é a matriz de rigidez do diafragma;

\mathbf{u} é o vetor de deslocamentos do pavimento no sistema global;

\mathbf{f} é o vetor das forças externas atuantes em cada pavimento.

Com o vetor dos deslocamentos de cada pavimento no sistema global, podemos obter o vetor dos deslocamentos no sistema local para cada pórtico utilizando a Equação (4.26).

$$\bar{\mathbf{u}}_i = \mathbf{T}_i \cdot \mathbf{u} \quad (4.26)$$

onde

$\bar{\mathbf{u}}_i$ é o deslocamento do pórtico i no sistema local;

\mathbf{T}_i é a matriz de transformação do pórtico i .

Posteriormente ao cálculo do deslocamento de cada pórtico, pode-se obter o valor da força interna em cada pórtico através da Equação (4.27).

$$\bar{g}_i = \bar{k}_i \cdot \bar{\mathbf{u}}_i \quad (4.27)$$

onde

$\bar{\mathbf{u}}_i$ é o deslocamento do pórtico i no sistema local;

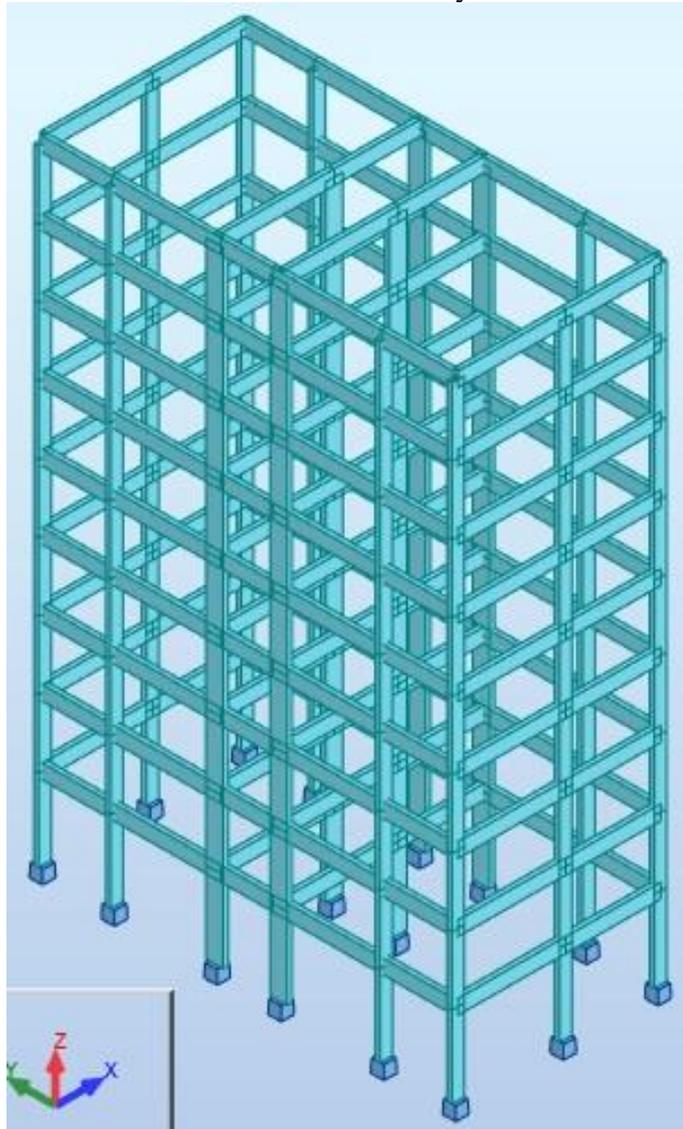
\bar{k}_i é a rigidez axial do pórtico i ;

\bar{g}_i é a força interna no pórtico i .

3.6 Verificação do método dos pórticos compatibilizados no topo com um exemplo 3D

Com o objetivo de verificar a influência da rigidez de todos os elementos estruturais trabalhando em conjunto, modelou-se o exemplo de Araújo (2004) tridimensional utilizando o software Robot Structural Analysis®, desprezando-se a rigidez á torção e as cargas das lajes. A Figura 10 mostra este modelo 3D. Foram realizadas análises com as cargas concentradas de vento em kN sendo aplicadas nas direções X e Y separadamente. A Figura 11 mostra o modelo 3D com as cargas sendo aplicadas na direção X e a Figura 12 apresenta o mesmo modelo com as cargas aplicadas apenas na direção Y.

Figura 10 – Modelo 3D dos Pórticos de contraventamento de Araújo (2004) utilizando o Robot Structural Analysis®



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os resultados dos deslocamentos dos pórticos de contraventamento de Araújo (2004) e do exemplo modelado no *Robot Structural Analysis*® são apresentados na Tabela 6.

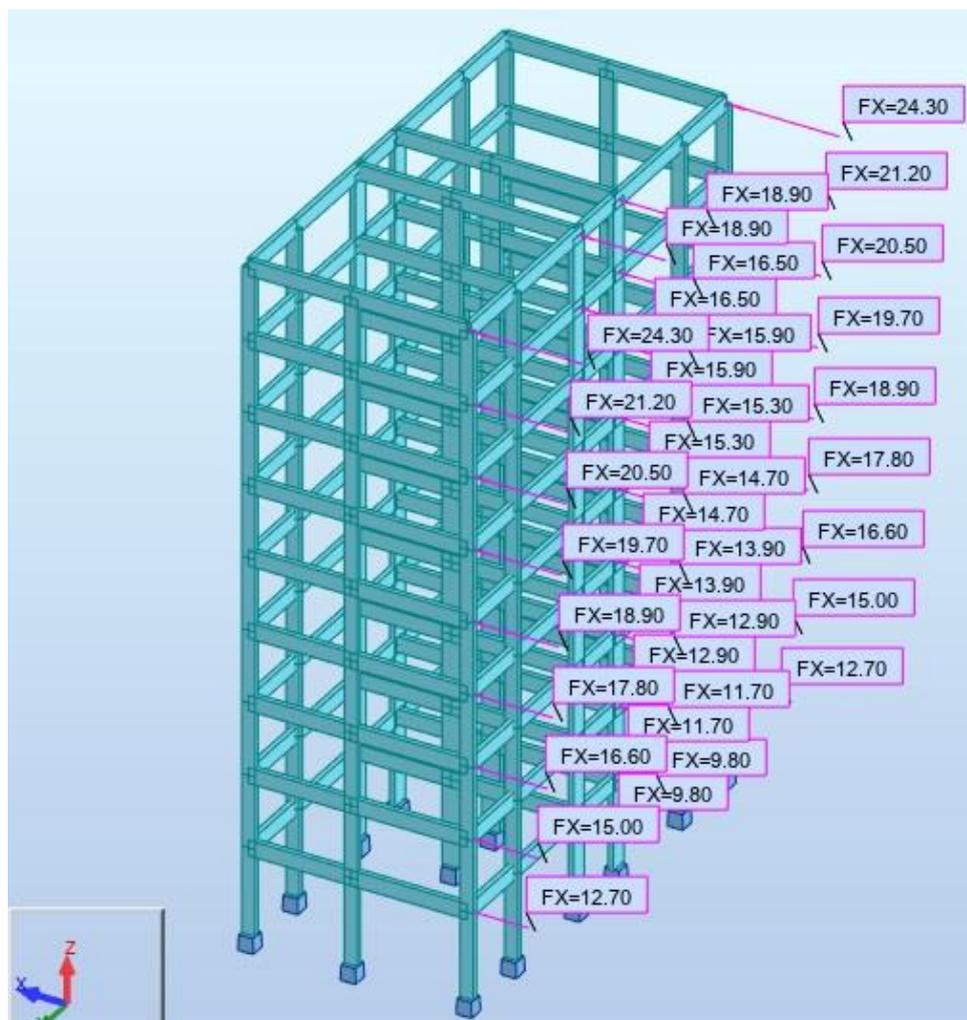
Tabela 6 – Resultados dos deslocamentos dos pórticos de contraventamento

Nível	Deslocamento em X (cm)				Deslocamento em Y (cm)	
	Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 5	
	Araújo (2004)	Robot®	Araújo (2004)	Robot®	Araújo (2004)	Robot®
1	0,578	0,527	0,489	0,472	0,320	0,313
2	1,105	1,020	0,974	0,949	0,631	0,617
3	1,602	1,488	1,425	1,399	0,937	0,916
4	2,061	1,920	1,835	1,810	1,228	1,202

5	2,475	2,303	2,197	2,173	1,499	1,465
6	2,838	2,633	2,507	2,482	1,743	1,702
7	3,143	2,905	2,760	2,734	1,957	1,909
8	3,387	3,115	2,954	2,924	2,137	2,083
9	3,566	3,263	3,088	3,053	2,289	2,228

Fonte: Elaborada pelo autor.

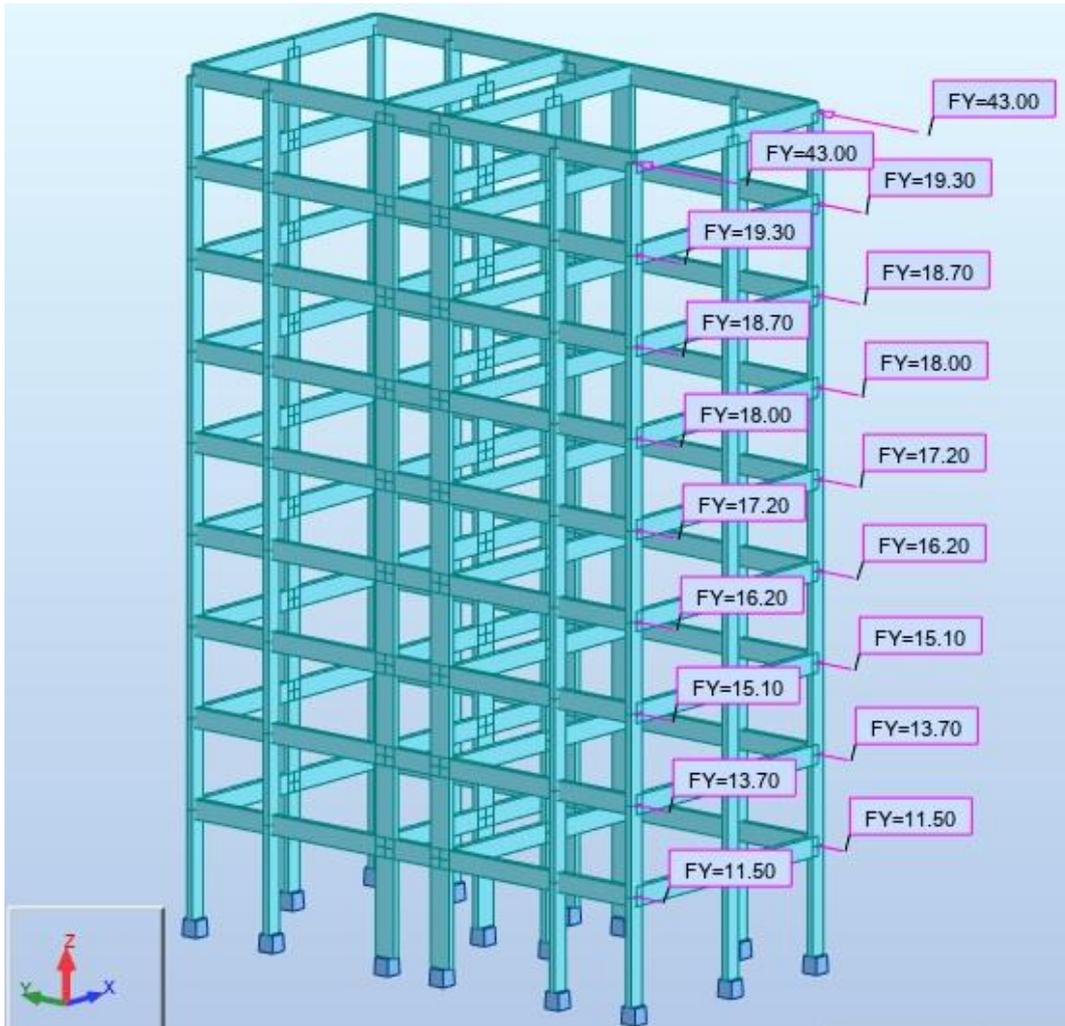
Figura 11 – Modelo 3D de Araújo (2004) submetido a cargas de vento na direção X



Fonte: Elaborada pelo autor.

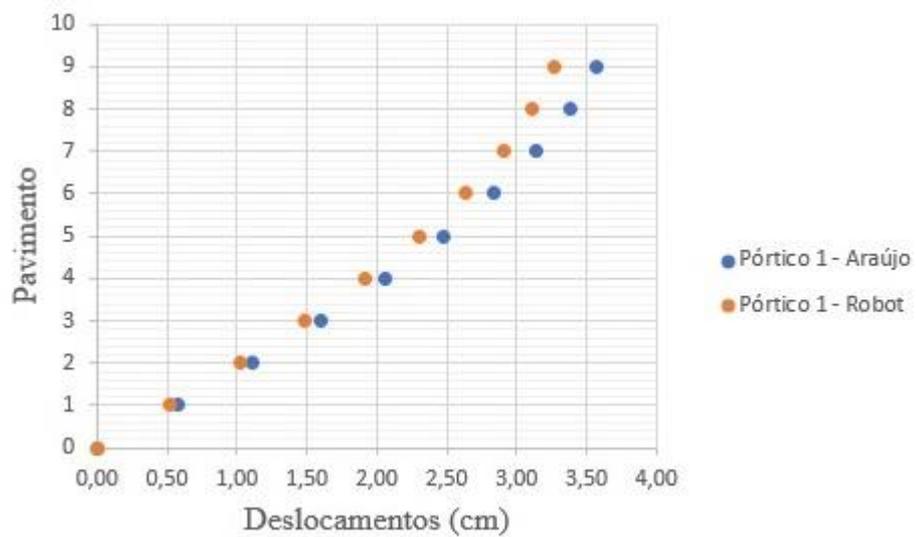
Os resultados dos deslocamentos são apresentados graficamente pela Figura 13, Figura 14 e Figura 15. Analisando os resultados do modelo elaborado no *Robot*®, percebe-se que, como era de se esperar, os deslocamentos foram um pouco menores do que os valores obtidos por Araújo (2004). A maior diferença pode ser observada no pavimento 9 do pórtico 1. O pórtico 1 de Araújo (2004) deslocou-se 3,566 cm no topo enquanto no exemplo do *Robot*® o deslocamento foi de 3,263 cm, 8,50% menor. Esses resultados podem ser justificados pela maior rigidez do modelo 3D em relação aos modelos de pórticos planos isolados.

Figura 12 – Modelo 3D de Araújo (2004) submetido a cargas de vento na direção Y



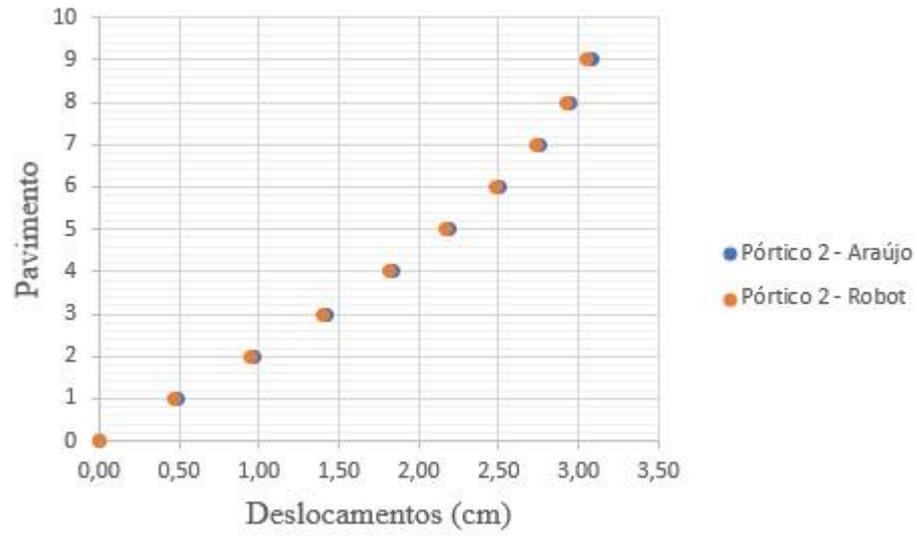
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 13 – Deslocamentos do Pórtico 1



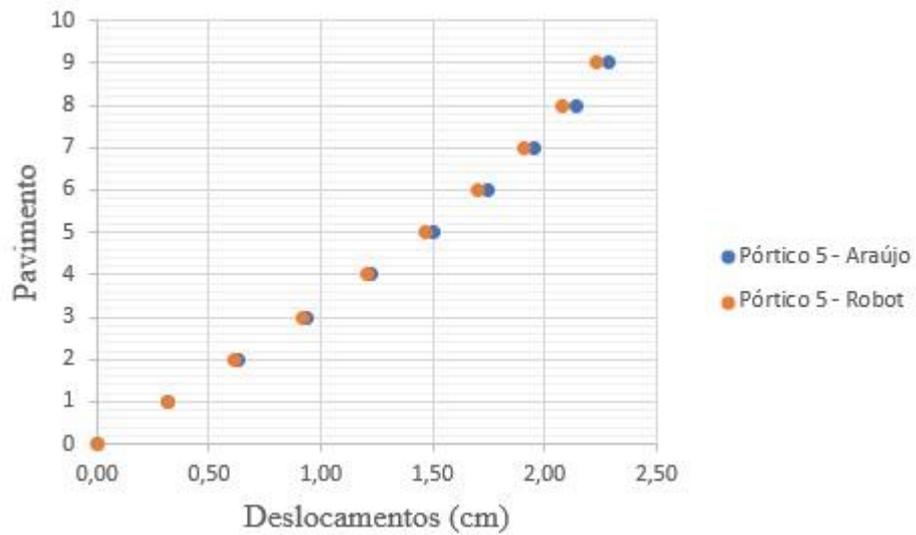
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 14 – Deslocamentos do Pórtico 2



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 15 – Deslocamentos do Pórtico 5



Fonte: Elaborada pelo autor.

4 MODELO DE OTIMIZAÇÃO

Apenas um modelo de otimização é apresentado neste capítulo. Este foi idealizado para a otimização do volume de concreto dos elementos estruturais que compõem os pórticos de contraventamento da edificação em estudo.

4.1 Função objetivo

A função objetivo do problema em estudo é o volume total de concreto dos pórticos, que são compostos pelas vigas e pilares. Optou-se por considerar o volume em vez do custo em unidade monetária para manter o aspecto atemporal do estudo, ou seja, independente do custo unitário do m³ de concreto. Portanto, a função objetivo é definida por:

$$f(\vec{x}) = \sum_{i=1}^n b_{v_i} \cdot h_{v_i} \cdot l_{v_i} + \sum_{j=1}^m b_{p_j} \cdot h_{p_j} \cdot l_{p_j} \quad (5.1)$$

onde

i = identificação de um grupo de vigas com as mesmas dimensões;

j = identificação de um grupo de pilares com as mesmas dimensões;

n = quantidade de grupos de vigas;

m = quantidade de grupos de pilares;

b_v, b_p = larguras das seções transversais das vigas e dos pilares, respectivamente;

h_v, h_p = alturas das seções transversais das vigas e dos pilares, respectivamente;

l_v, l_p = comprimentos da viga e do pilar, respectivamente.

4.2 Variáveis de projeto

Analisando a função objetivo conclui-se que, como os comprimentos dos elementos estruturais já são definidos previamente por conta da impossibilidade de alterar o projeto arquitetônico, as variáveis de projeto são definidas pela expressão abaixo.

$$\vec{x} = [b_{v_1} \quad h_{v_1} \quad b_{v_2} \quad h_{v_2} \quad \dots \quad b_{v_n} \quad h_{v_n} \quad b_{p_1} \quad h_{p_1} \quad b_{p_2} \quad h_{p_2} \quad \dots \quad b_{p_m} \quad h_{p_m}]^T \quad (5.2)$$

4.3 Restrições dos pilares

Atendendo a NBR 6118:2014, impõe-se a restrição lateral de que os pilares tenham dimensões mínimas de 19 cm. Este tipo de restrição é diretamente imposta, portanto automaticamente satisfeita na definição do intervalo de busca da variável correspondente. Pode haver também pilares-parede trabalhando de maneira eficiente em conjunto com as vigas. A NBR 6118:2014 considera como pilar-parede elementos estruturais os quais possuam uma relação entre suas dimensões de seção maior que cinco. Essas restrições não foram impostas de maneira explícita. Como as variáveis do problema são discretas, foram definidos os valores possíveis para cada variável dos pilares e esses valores estão entre 19 cm e 70 cm.

4.4 Restrições das vigas

Restrições de dimensões mínimas também devem ser impostas às vigas, com largura mínima de 12 cm. Do mesmo modo dos pilares, foram definidos valores possíveis para cada variável das vigas e esses valores estão entre 12 cm e 60 cm, dependendo do comprimento do vão.

4.5 Restrições dos pórticos

Para podermos considerar a estrutura em estudo como sendo de nós fixos, ou seja, estruturas cujos efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis, é necessário impor uma restrição referente aos parâmetros de instabilidade α ou γ_z . Portanto, define-se esta restrição por:

$$\frac{\gamma_z}{1,10} - 1 \leq 0 \quad (5.3)$$

4.6 Implementação computacional

As implementações computacionais foram desenvolvidas na linguagem C++ com base no trabalho de Bomfim (2017). Inicialmente buscou-se realizar a integração dos programas desenvolvidos pelo autor citado, com o objetivo de tornar o processo de análise mais eficiente e, posteriormente, implementar o modelo de otimização para ser executado utilizando o software BIOS (*Biologically Inspired Optimization System*), desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização (LMCV) da UFC.

Bomfim (2017) desenvolveu cinco programas ao longo da sua pesquisa:

- Gerador de Pórtico;
- Carga de Vento;
- Distribuição da Carga de Vento;
- Parâmetros de Estabilidade;
- Volume de Material.

Os programas funcionavam separadamente e os dados de entrada eram inseridos pelo usuário durante a execução de cada software. O programa Gerador de Pórtico gerava arquivos com extensão .DAT em um formato próprio para serem lidos pelo software FAST a partir de dados de entrada fornecidos pelo usuário, como: número de pavimentos, pé direito, número de prumadas de pilares, distâncias entre os pilares, f_{ck} do material, dimensões das seções das vigas e pilares e carregamentos.

As forças de arrasto do vento aplicadas em cada pavimento de uma edificação nas direções X e Y de acordo com a NBR 6123:1988 eram calculadas pelo programa Carga de Vento. O usuário fornecia os seguintes dados de entrada: velocidade básica do vento, fator topográfico, rugosidade do terreno, a classe da edificação, fator estatístico, dimensões em planta da edificação e coeficientes de arrasto. As forças máximas calculadas aplicadas no último pavimento nas direções X e Y eram utilizadas pelo programa Distribuição da Carga de Vento para obter as forças que seriam aplicadas em cada pórtico de contraventamento da edificação.

Os dados de entrada do programa Distribuição da Carga de Vento eram: as coordenadas dos pórticos de contraventamento em relação aos eixos principais da edificação, os ângulos de orientação de cada pórtico, as forças aplicadas no último pavimento da edificação nas direções X e Y calculadas pelo programa Carga de Vento e os deslocamentos no topo de cada pórtico calculados pelo FAST quando da aplicação de carga unitária no topo. Sendo todos esses dados também fornecidos manualmente pelo usuário durante a execução do software.

De posse das forças calculadas pelo programa Distribuição da Carga de Vento, utilizava-se novamente o software Gerador de Pórtico para gerar novos arquivos .DAT com essas novas forças. A distribuição das forças em cada pavimento seguia a mesma proporção das forças de vento calculadas pelo programa Carga de Vento. Em seguida, esses novos arquivos gerados eram lidos pelo FAST para executar as novas análises.

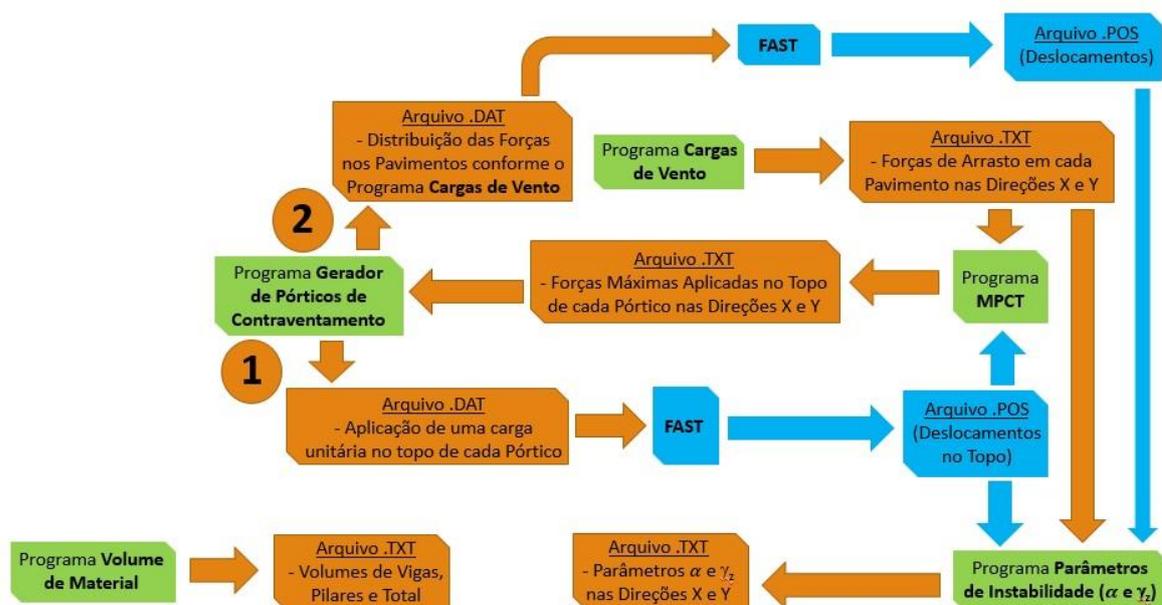
O programa Parâmetros de Estabilidade foi desenvolvido para calcular os parâmetros α e γ_z de acordo com a NBR 6118:2014 para identificar se a estrutura seria de nós fixos ou nós móveis. Os dados de entrada fornecidos pelo usuário manualmente eram: número

de pórticos de contraventamento em cada direção, carga estimada de cada tipo de laje (piso ou forro), área de cada laje, deslocamentos e forças aplicadas em cada pavimento de cada pórtico de contraventamento.

O último software desenvolvido por Bomfim (2017) chamado de Volume de Material era responsável pelo cálculo do volume total dos pórticos de contraventamento (vigas e pilares). Era necessário que o usuário fornecesse os seguintes dados de entrada: quantidade de pórticos de contraventamento, número de pavimentos, altura total do edifício, número de prumadas de pilares e distância entre elas e dimensões das seções das vigas e dos pilares. Os programas trabalhavam separadamente na sequência definida pelo usuário.

É possível constatar ao longo da descrição de todos os processos envolvidos na execução dos programas citados que, apesar da facilidade de compreender e utilizar os programas, estamos diante de uma enorme quantidade de etapas que devem ser seguidas para a obtenção dos parâmetros de estabilidade e do volume da nossa estrutura em estudo. E cada etapa necessita de muito tempo do usuário devido à grande quantidade de dados de entrada necessários para a execução de cada programa. Daí surgiu a necessidade de integrar todos os programas e, com isso, tornar a etapa de análise dos pórticos muito mais rápida e eficiente. Esta integração foi feita conforme mostra a Figura 16.

Figura 16 – Fluxograma resumido dos processos envolvidos na análise dos pórticos de contraventamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para que fosse possível trabalhar com os programas de forma integrada, um novo

projeto foi criado e os programas foram incluídos ao projeto como classes. Em vez de cinco programas, foi desenvolvido um único programa para executar as análises dos pórticos de contraventamento contendo quatro classes: **geradordeportico**, **cargasdevento**, **mpct** e **alphagamaz**. A classe geradordeportico passou a englobar os programas Gerador de Pórtico e Volume de Material. As outras classes criadas passaram a desempenhar as funções de calcular as cargas de vento, determinar as forças de vento distribuídas para os pórticos e obter os valores dos parâmetros de estabilidade respectivamente.

Os dados de entrada necessários para a execução dos cinco programas deixaram de ser fornecidos manualmente. Em vez disso, foi criado um único arquivo com extensão .POR para ser lido pelo programa, contendo todos os dados necessários para executar as etapas de análise e otimização dos pórticos de contraventamento. Portanto, os programas passaram a trabalhar em conjunto e, ao invés de realizar apenas a análise dos pórticos, foi implementado também o problema de otimização. Este arquivo de entrada de dados é um arquivo de texto e apresenta uma formatação conforme a Figura 30 exposta no anexo A.

É necessário que haja as *labels* identificadas com o símbolo “%” para que o software possa ler os dados inseridos pelo usuário. Este arquivo contém os seguintes dados de entrada: número de pórticos, número de núcleos de processamento da CPU, cargas totais das lajes de piso e de forro, área das lajes, coordenadas dos centros dos pórticos de contraventamento em relação aos eixos principais da edificação, ângulos de orientação de cada pórtico, efeitos de vizinhança, velocidade básica do vento, fator topográfico, rugosidade do terreno, dimensões da edificação, pé direito, grupo da edificação e coeficientes de arrasto.

Além desse arquivo, há também um segundo arquivo com extensão .OPT, contendo todos os parâmetros de otimização, que será lido pelo software BIOS durante a execução do programa. Neste arquivo há todas as informações relacionadas ao processo de otimização, como: algoritmo de otimização, tipo de otimização, quantidade de otimizações, número máximo de núcleos de processamento da CPU, número máximo de gerações, população inicial, tolerância de restrição, nome do arquivo, método de penalidade, método de seleção, fator constante de penalidade, taxa de cruzamento e probabilidade de mutação.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Antes de executar alguns exemplos para buscar otimizar o volume total de concreto dos pórticos de contraventamento da estrutura em estudo, executou-se a análise dos pórticos de contraventamento de Araújo (2004) para validar a implementação do cálculo do γ_z . Os resultados obtidos pelo programa foram praticamente iguais aos valores calculados por Araújo (2004).

Apesar do programa calcular o parâmetro de estabilidade α , este não é uma restrição para o nosso problema de otimização. Portanto não será analisado em nosso estudo. Para realizarmos um comparativo mais detalhado apresentaremos primeiramente a Tabela 7 na qual consta o volume de concreto dos pórticos de contraventamento de Araújo (2004).

Tabela 7 – Volume total de concreto dos pórticos de contraventamento de Araújo (2004)

	Vigas (m ³)	Pilares (m ³)	Pórticos (m ³)
TOTAL	71,63	47,38	119,01

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os elementos estruturais de Araújo (2004) são vigas iguais com dimensões de 20 cm de largura e 60 cm de altura e um total de 16 pilares. Apesar de haver 16 pilares, há apenas duas seções de pilares distintas, são 10 pilares medindo 20 cm de largura e 50 cm de altura e 6 pilares com seções de 20 cm de largura e 70 cm de altura.

Para analisar o comportamento do programa utilizando o mesmo modelo de otimização para diversos problemas foram feitas 13 aplicações alterando alguns parâmetros:

- 1) Exemplo A1 com 34 variáveis e combinação de vento (+X, +Y);
- 2) Exemplo A2 com 34 variáveis e combinação de vento (-X,-Y);
- 3) Exemplo B1 com 12 variáveis e restringindo o limite superior da altura das vigas em 60 cm;
- 4) Exemplo B2 aumentando o limite superior da altura das vigas para 70 cm;
- 5) Exemplo B3 com maiores incremento de dimensões (5 cm para os pilares e 2 cm para as vigas);
- 6) Exemplo C1 com 6 variáveis, altura das vigas limitada em 60 cm e variáveis com incremento unitários;
- 7) Exemplo C2 aumentando o limite superior da altura das vigas para 70 cm;

- 8) Exemplo C3 com incrementos maiores de dimensões (5 cm para os pilares e 2 cm para as vigas);
- 9) Exemplo C4 igual ao exemplo C2 com uma população inicial de 40 indivíduos e 80 gerações;
- 10) Exemplo D1 com 4 variáveis e dimensões com incrementos de 5 cm;
- 11) Exemplo D2 igual a estrutura de Araújo (2004) com as seções das vigas fixando-se a altura em 20 cm e variando a largura de 20 cm a 120 cm com incrementos de 10 cm;
- 12) Exemplo D3 com 6 variáveis aumentando o limite superior da altura das vigas para 80 cm;
- 13) Exemplo D4 com 4 variáveis aplicando restrições as dimensões das peças em uma das direções para serem compatíveis com a arquitetura, limitando o limite superior da altura das vigas em 80 cm e adotando incrementos de 1 cm para a largura das vigas e o restante das variáveis com incrementos de 5 cm.

Os valores dos parâmetros do Algoritmo Genético (AG) usados nos exemplos, quando não dito em contrário, são os fornecidos na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros do Algoritmo Genético (AG)

Número de Otimizações	Número de Gerações	População Inicial	Taxa de Cruzamento	Probabilidade de Mutação
10	40	20	0,90	0,10

Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1 Exemplo A1

Com o objetivo de flexibilizar o modelo, construiu-se o primeiro exemplo chamado de A1. São 34 variáveis de projeto discretas, com 2 variáveis associadas às dimensões da seção das vigas – b_v e h_v e mais 32 variáveis referentes às dimensões das seções dos 16 pilares distintos da estrutura de contraventamento – b_{pn} e h_{pn} . Os resultados da otimização do exemplo A1 são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Resultados do exemplo A1

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
89,58	-0,00101	-0,00658	1,0990	1,0930

Fonte: Elaborada pelo autor.

Analisando os resultados obtidos para o exemplo A1, mostrados na Figura 17 percebe-se que o AG reduziu bastante o volume de concreto das vigas, de 71,63 m³ para 42,98 m³ (redução de 40%). No caso dos pilares a redução foi de apenas 1,65%, de 47,38 m³ para 46,60 m³. O volume total foi reduzido em 24,73%, de 119,01 m³ para 89,58 m³. Como era de se esperar, a liberdade dada às dimensões dos pilares, combinada com a consideração do vento apenas nos sentidos positivos, produz uma solução sem simetria, com redução acentuada nos volumes, principalmente nas vigas. É um exemplo mais para avaliar a sensibilidade do modelo às condições de carregamento do que para obter uma solução prática, pois, sabidamente, a direção do vento não é constante.

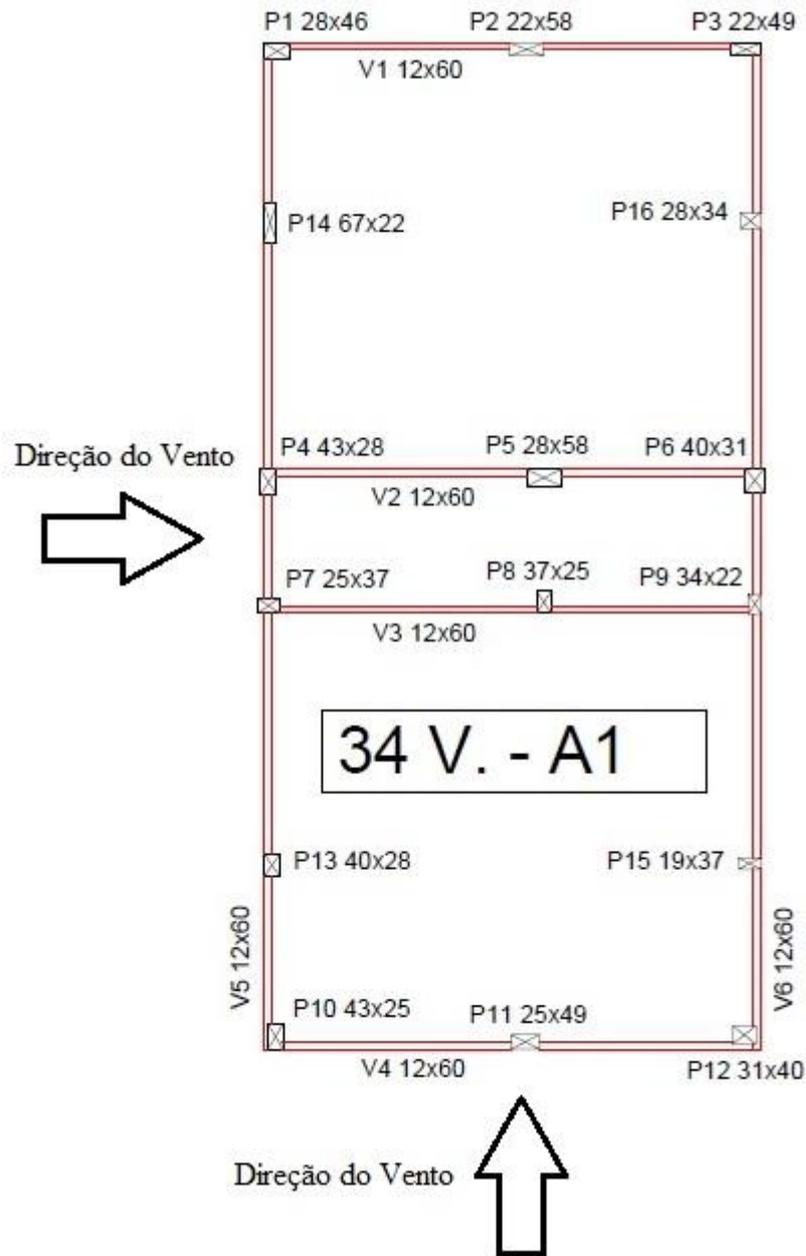
Observando os valores do parâmetro γ_z nas direções x e y, nota-se que os pórticos de contraventamento na direção y possuem uma rigidez maior que na direção x como era de se esperar, devido a maior quantidade de pilares na direção y. Para esse volume de 89,58 m³ obtemos um valor de $\gamma_{z,x} = 1,099$, que é praticamente o valor limite restringido pelo problema.

5.2 Exemplo A2

Para o exemplo seguinte A2, inverteram-se as direções de aplicação da carga de vento. Este exemplo foi executado com o vento sendo aplicado nas direções contrárias as do exemplo A1 (-X, -Y) para avaliar a tendência de inversão da geometria dos pilares em função da mudança do carregamento e a necessidade de simetria da estrutura.

Os resultados da otimização do exemplo A2 são apresentados na Tabela 10 e na Figura 18. No caso do exemplo A2, percebeu-se que as dimensões dos pilares realmente mudaram devido à mudança nas direções de aplicação das cargas de vento. Na direção x, os pilares submetidos de forma direta às cargas de vento foram os pilares P3, P6, P9 e P12. E estes pilares realmente tiveram suas áreas de seção aumentadas em relação ao exemplo A1. Enquanto na direção y os pilares P1 e P3 também tiveram suas áreas de seção aumentadas. Apenas o pilar P2 teve sua área de seção um pouco reduzida. Pode-se observar ainda que a solução sem simetria não é adequada, pois a carga de vento pode atuar em qualquer direção da edificação.

Figura 17 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo A1



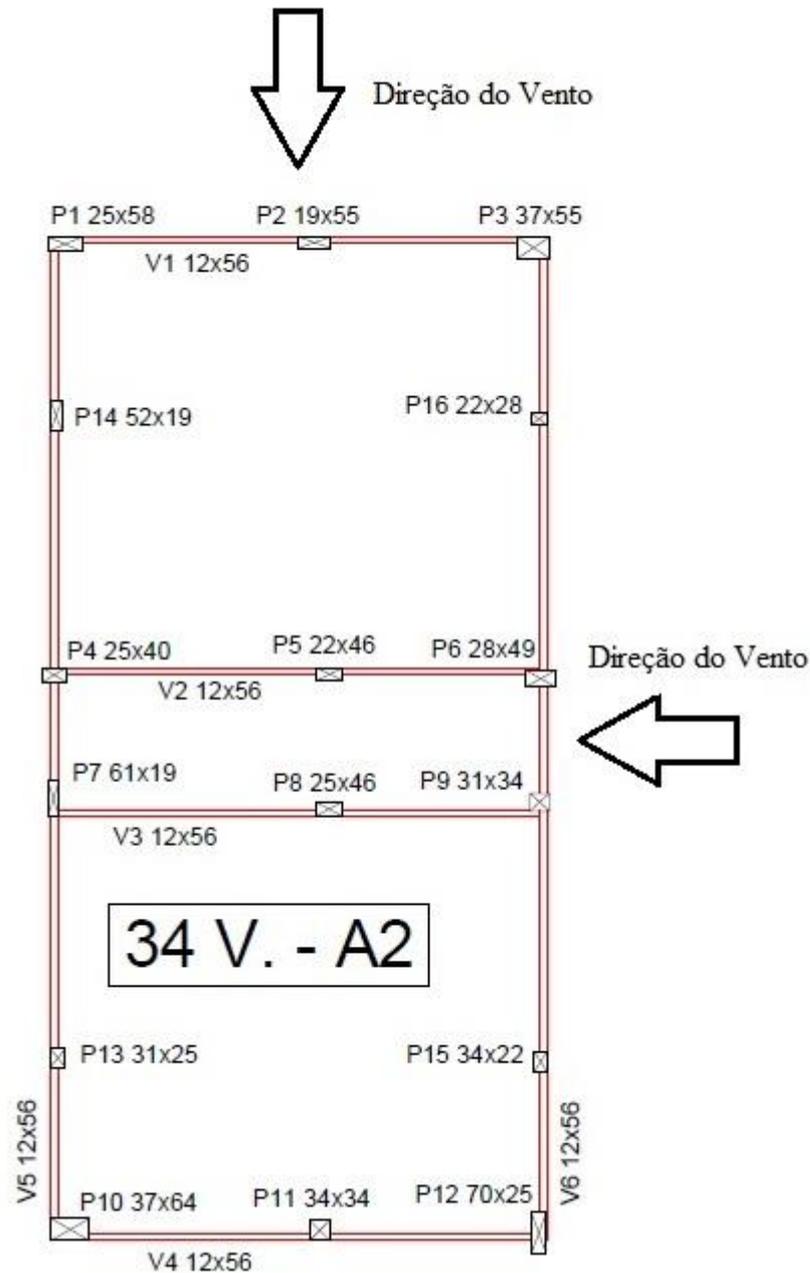
Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 10 – Resultados do exemplo A2

$f(x)$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
90,78	-0,00273	-0,00529	1,0970	1,0940

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 18 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo A2



Fonte: Elaborada pelo autor.

Em relação ao volume de concreto, o AG obteve um valor de $90,78 \text{ m}^3$. O volume de concreto das vigas reduziu de $71,63 \text{ m}^3$ para $40,11 \text{ m}^3$ (redução de 44%) e no caso dos pilares houve um aumento de 6,94%, de $47,38 \text{ m}^3$ para $50,67 \text{ m}^3$. Os resultados foram semelhantes aos resultados obtidos com o exemplo A1.

Observando os valores do parâmetro γ_z nas direções x e y, nota-se que o AG poderia ter gerado resultados melhores. Para esse volume de $90,78 \text{ m}^3$ obtemos valores de γ_z menores que os valores do exemplo A1, ou seja, um pouco mais distante do valor limite.

5.3 Exemplo B1

Como visto nos exemplos A1 e A2, devido à aleatoriedade do vento, as estruturas de contraventamento têm características simétricas. O exemplo B1 foi modelado considerando as simetrias dos pórticos de contraventamento nas direções x e y. O problema de otimização do exemplo B1 possui a mesma função objetivo e as mesmas restrições do problema anterior, alterando-se apenas as características das variáveis, sendo 12 variáveis discretas (2 variáveis associadas às dimensões das vigas – b_v e h_v e mais 10 variáveis referentes as dimensões dos 5 pilares distintos – b_{pn} e h_{pn}).

Os resultados da otimização do exemplo B1 são apresentados na Tabela 11 e a Figura 19 mostra o resultado da otimização dos pórticos de contraventamento do exemplo B1.

Para o exemplo B1, percebe-se que o AG manteve as dimensões das vigas iguais às do exemplo A1, 42,98 m³ (redução de 40%). E conseguiu obter um resultado melhor que os exemplos A1 e A2 para o volume dos pilares, a redução passou a ser de 13,44%. Isto impactou em uma redução de volume total de 29,43%, de 119,01 m³ para 83,99 m³. Pode-se concluir com esses resultados, que a adoção da simetria não só gera uma solução consistente com a análise das cargas de vento mas também apresenta um ganho na rigidez da estrutura.

Tabela 11 – Resultados do exemplo B1

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
83,99	-0,00262	-0,00529	1,0970	1,0940

Fonte: Elaborada pelo autor.

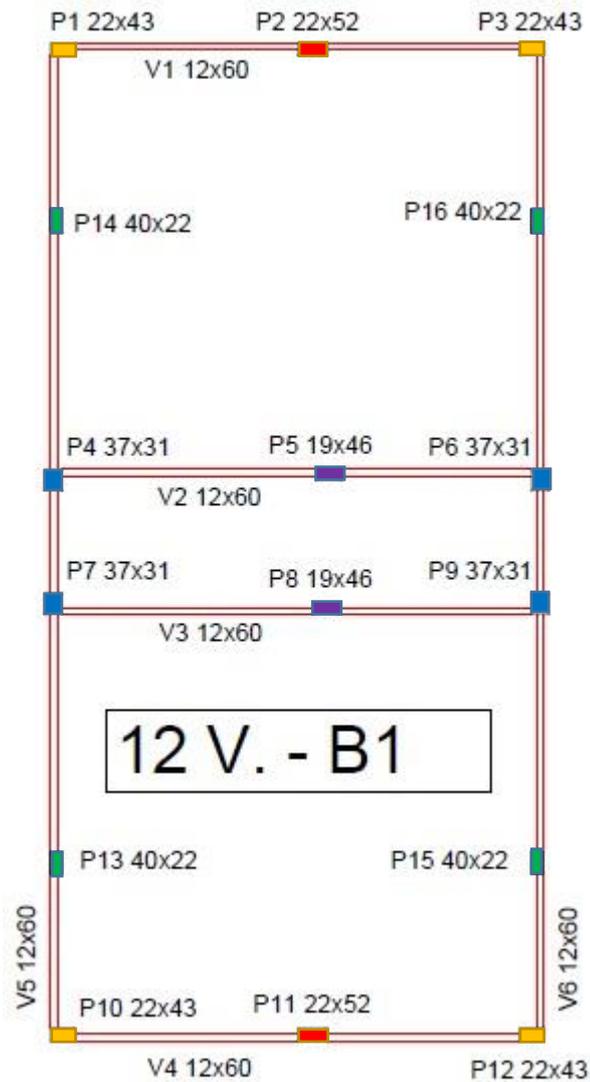
Apesar de os valores de γ_z nas direções x e y calculados serem iguais aos valores do exemplo A2, foi possível obter uma redução ainda maior no volume de concreto total dos pórticos de contraventamento.

5.4 Exemplo B2

Para avaliar a possibilidade de aumento da altura das vigas na busca de uma possível solução mais econômica, neste exemplo aumenta-se apenas o limite superior das vigas para 70 cm. Os resultados da otimização do exemplo B2 são apresentados na Tabela 12 e na Figura 20. Apesar de termos aumentado o limite superior das vigas para 70 cm, percebe-se que a solução apresenta as mesmas dimensões das vigas do exemplo B1, 12 cm de largura x 60 cm de altura.

E não foi possível obter um resultado melhor em relação a B1 para o volume dos pilares. A redução no volume dos pilares, em comparação com o exemplo de Araújo (2004), passou a ser de 12,45%. Isto impactou em uma redução de volume total de 29,04%, de 119,01 m³ para 84,45 m³. Mesmo obtendo um valor de $\gamma_{z,x} = 1,10$ (igual ao limite imposto pela restrição), não foi possível melhorar o resultado da otimização.

Figura 19 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo B1



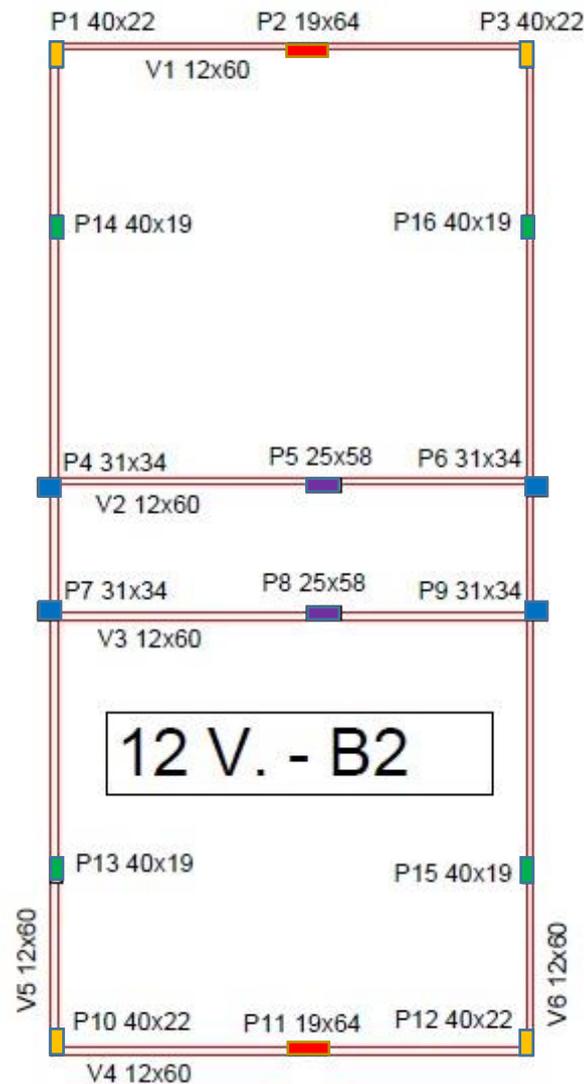
Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 12 – Resultados do exemplo B2

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
84,45	-0,00032	-0,00246	1,1000	1,0970

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 20 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo B2



Fonte: Elaborada pelo autor.

5.5 Exemplo B3

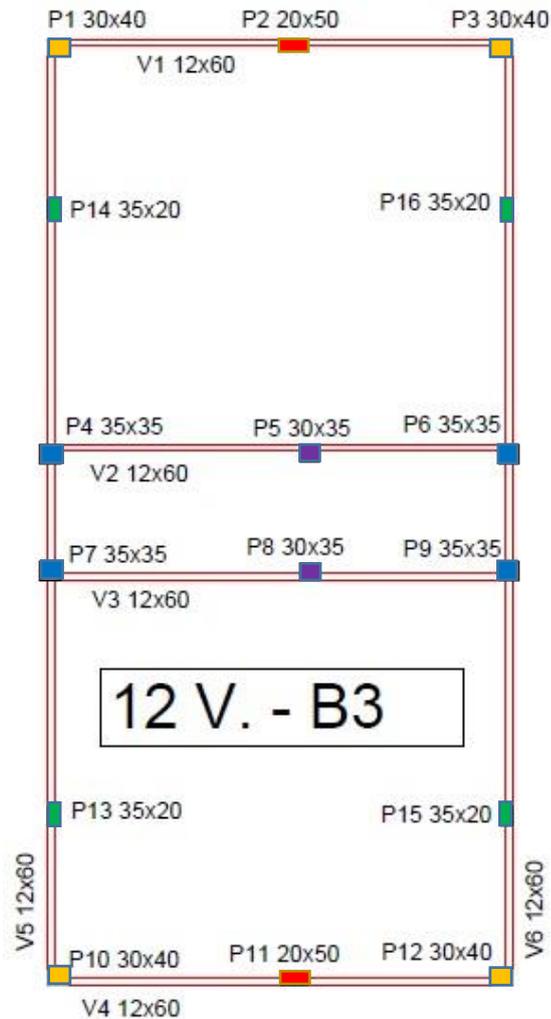
Como normalmente os elementos estruturais não são executados com dimensões tão diferentes e também não possuem valores variando da ordem de 1 cm, decidiu-se modificar os incrementos de dimensões das vigas e pilares. Para o exemplo B3 foram definidos incrementos de 5 cm para as dimensões dos pilares e para a altura das vigas e incrementos de 2 cm para a largura das vigas. Os outros parâmetros do problema de otimização foram mantidos. Os resultados da otimização do exemplo B3 são apresentados na Tabela 13 e na Figura 21.

Tabela 13 – Resultados do exemplo B3

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
85,72	-0,00175	-0,00320	1,0980	1,0960

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 21 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo B3



Fonte: Elaborada pelo autor.

É interessante observar que a padronização dos incrementos dos pilares em 5 cm não implica no arredondamento para os respectivos múltiplos acima da solução anterior, mas em um novo rearranjo.

Como era de se esperar, com a diminuição das possibilidades de dimensões o AG obteve uma solução ótima mais conservadora, com um volume de concreto maior que os valores obtidos pelos exemplos B1 e B2. O AG manteve as mesmas dimensões das vigas dos exemplos B1 e B2, 12 cm de largura e 60 cm de altura. E houve aumento no volume dos pilares. O aumento no volume dos pilares foi de 2,06% em relação ao exemplo B1 e 1,50% em relação ao

exemplo B2. Comparando com o exemplo de Araújo (2004), a redução de volume total foi de 27,97%, de 119,01 m³ para 85,72 m³. Pode não ser possível obter $\gamma_z = 1,10$ porque as variáveis não são contínuas, ou seja, variam em incrementos discretos.

5.6 Exemplo C1

O exemplo C1 foi desenvolvido com o objetivo de analisar o resultado da otimização partindo-se de uma topologia igual à de Araújo (2004) e com incrementos unitários (1 cm) para as dimensões das vigas e pilares. O problema de otimização possui 6 variáveis de projeto (2 variáveis associadas às dimensões das vigas – b_v e h_v e mais 4 variáveis referentes as dimensões de apenas dois tipos de pilares distintos – b_{pn} e h_{pn}).

Os parâmetros do Algoritmo Genético (AG) utilizado na otimização são os mesmos dos exemplos anteriores (B1, B2 e B3). Os resultados da otimização do exemplo C1 são apresentados na Tabela 14.

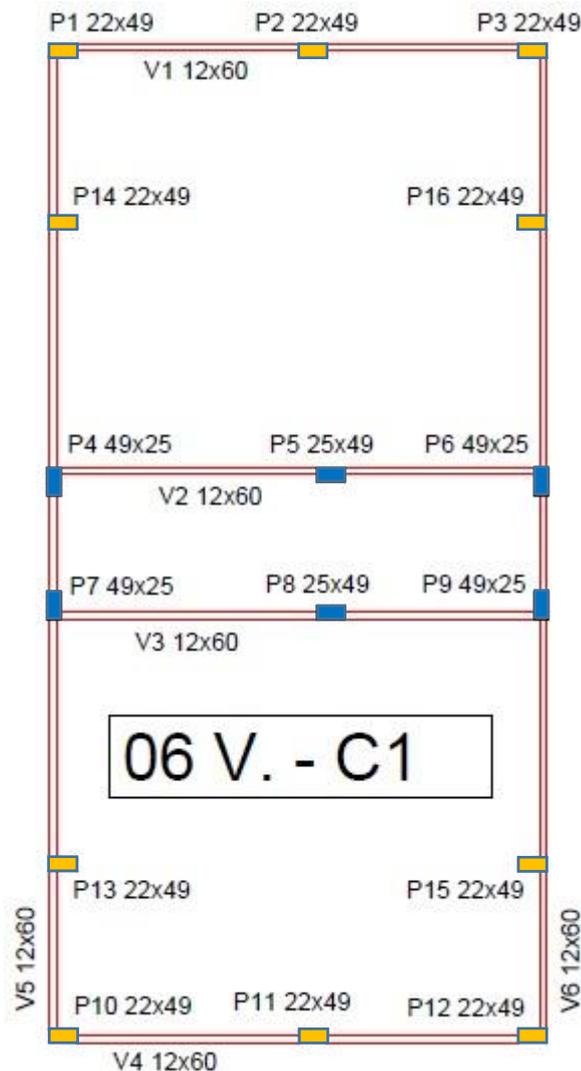
Tabela 14 – Resultados do exemplo C1

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
89,66	-0,00616	-0,00152	1,0930	1,0980

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 22 mostra o resultado da otimização dos pórticos de contraventamento do exemplo C1. Analisando os resultados obtidos para o exemplo C1, percebe-se que o AG obteve uma solução ótima mais conservadora que os resultados dos exemplos B1, B2 e B3, porém, muito semelhante aos resultados obtidos pelos exemplos A1 e A2 apesar da limitação de topologia: consideração da simetria e a mesma orientação de pilares do exemplo de Araújo (2004).

Figura 22 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C1



Fonte: Elaborada pelo autor.

O volume de concreto das vigas manteve-se o mesmo de A1, B1, B2 e B3 (42,98 m³). No caso dos pilares permaneceu praticamente igual ao volume de pilares de A1, com um aumento de apenas 0,089%. Em comparação com o exemplo de Araújo (2004), o volume total foi reduzido em 24,66%, de 119,01 m³ para 89,66 m³.

Apesar de nos exemplos A1 e A2 a quantidade de valores possíveis para cada variável ser bem menor que no exemplo C1, o tamanho do espaço de busca é muito maior devido à maior quantidade de variáveis envolvidas. O espaço de busca do exemplo C1 é da ordem de $4,31 \times 10^9$ enquanto para os exemplos A1 e A2 o número de soluções possíveis é $1,14 \times 10^{42}$. Comparando os percentuais de amostra pesquisada com base no número de gerações e no tamanho da população inicial, pode-se concluir que, os resultados para os exemplos A1 e A2 poderiam ter sido melhores se os valores destes parâmetros fossem maiores.

5.7 Exemplo C2

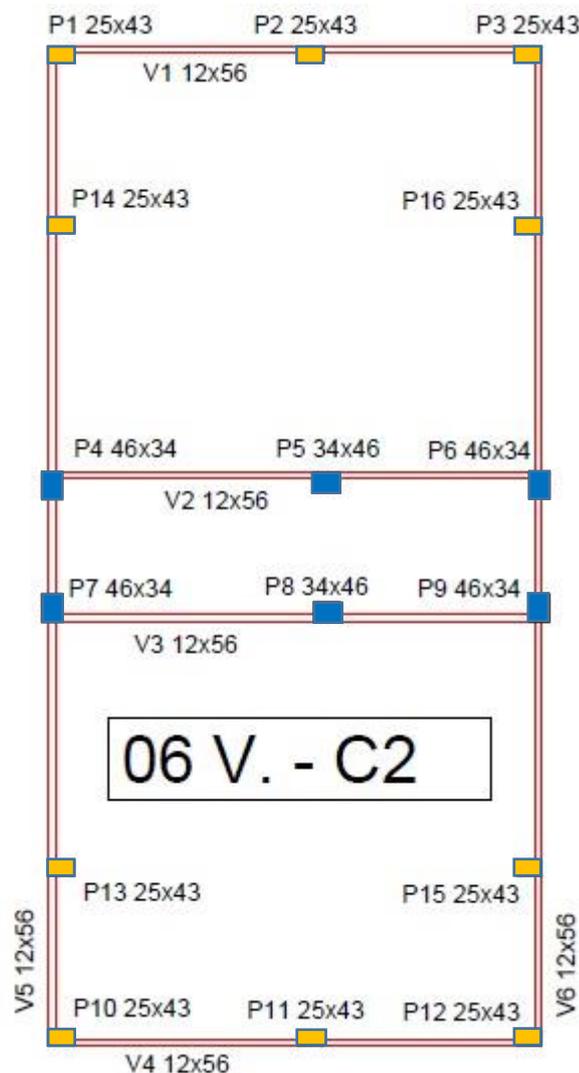
Para avaliar a possibilidade de melhoria da solução ótima, foi executado o exemplo C2 aumentando-se o limite superior das vigas para 70 cm (limite máximo permitido pela arquitetura). Os resultados da otimização do exemplo C2 são apresentados na Tabela 15. A Figura 23 mostra o resultado da otimização dos pórticos de contraventamento do exemplo C2.

Tabela 15 – Resultados do exemplo C2

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
91,96	-0,00105	-0,00493	1,0990	1,0950

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 23 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C2



Fonte: Elaborada pelo autor.

Mesmo aumentando o limite superior das vigas para 70 cm, o AG obteve uma solução ótima com vigas de 56 cm de altura, dimensão menor que a dimensão ótima do exemplo C1. O resultado sugere também como solução ótima uma estrutura com vigas de largura mínima. Tanto neste exemplo como no B2, ao aumentar o limite máximo para a altura das vigas para 70 cm, aumenta-se o espaço de busca e o rendimento do AG cai. Seria interessante executar o AG aumentando o tamanho da população inicial e o número de gerações.

Apesar de haver uma redução na altura das vigas, esta diminuição do volume total das vigas foi compensada com um pequeno aumento no volume dos pilares, resultando em um volume total de concreto maior que os exemplos anteriores. Em relação ao exemplo C1, o volume de concreto das vigas diminuiu em 6,68% e o volume de concreto dos pilares aumentou em 11,08%, resultando em um aumento no volume total de concreto de 2,57%.

O valor do parâmetro $\gamma_{z,x}$ calculado foi de 1,099, contudo, o volume total de concreto foi maior que o resultado da otimização do exemplo C1.

5.8 Exemplo C3

Seguindo o mesmo raciocínio do exemplo B3, decidiu-se também modificar os incrementos de dimensões das vigas e pilares do exemplo C1. Para o exemplo C3 foram definidos incrementos de 5 cm para as dimensões dos pilares e para a altura das vigas e incrementos de 2 cm para a largura das vigas. Todos os outros parâmetros do problema de otimização foram mantidos. Os resultados da otimização do exemplo C3 são apresentados na Tabela 16 e na Figura 24.

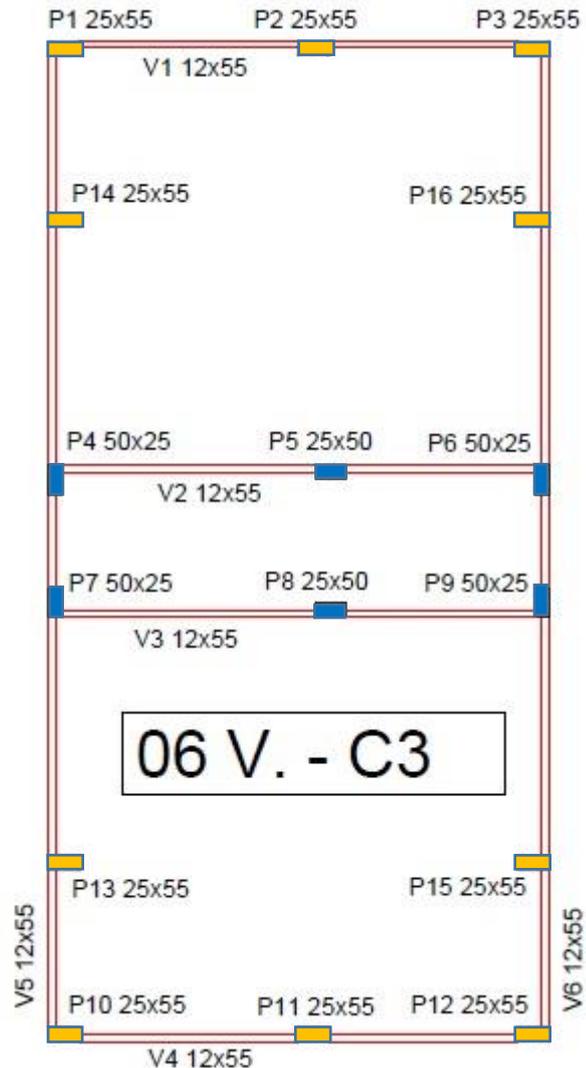
Tabela 16 – Resultados do exemplo C3

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
94,11	-0,00437	-0,00919	1,0950	1,0900

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como era de se esperar, a solução ótima obtida seguiu a mesma tendência da solução do exemplo B3, com a diminuição das possibilidades de dimensões o AG obteve uma solução ótima mais conservadora, com um volume de concreto maior que os valores obtidos pelos exemplos C1 e C2. Além disso, como os exemplos C1, C2 e C3 possuem apenas 06 variáveis, diminuiu-se a flexibilidade do modelo. Isso resultou em soluções com volumes de concreto maiores que os exemplos B1, B2 e B3.

Figura 24 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C3



Fonte: Elaborada pelo autor.

Em relação ao exemplo C2, o AG obteve uma solução ligeiramente menor para o volume de concreto das vigas, com dimensões de 12 x 55 cm. E o volume dos pilares aumentaram. O aumento no volume dos pilares foi de 17,22% em relação ao exemplo C1 e 5,54% em relação ao exemplo C2. Comparando com o exemplo de Araújo (2004), a redução de volume total foi de 20,92%, de 119,01 m³ para 94,11 m³.

5.9 Exemplo C4

Para o exemplo C4, executou-se o exemplo C2 alterando-se apenas alguns parâmetros do Algoritmo Genético. Os parâmetros do Algoritmo Genético (AG) utilizado na otimização são descritos na Tabela 17. Os resultados da otimização do exemplo C4 são

apresentados na Tabela 18 e na Figura 25.

Tabela 17 – Parâmetros do Algoritmo Genético (AG) para o exemplo C4

Número de Otimizações	Número de Gerações	População Inicial	Taxa de Cruzamento	Probabilidade de Mutação
10	80	40	0,90	0,10

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 18 – Resultados do exemplo C4

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
90,50	-0,00065	-0,01401	1,0990	1,0850

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como era de se esperar, com o aumento da população inicial e do número de gerações, o AG encontrou uma solução ótima melhor que a solução do exemplo C2. Isto deve-se ao aumento da quantidade de iterações, possibilitando assim a obtenção de uma solução ótima que se aproxime de um ótimo global. Após a execução do exemplo C4, pode-se concluir que a solução do exemplo C2 é apenas uma solução ótima local.

A Tabela 19 mostra um comparativo entre os volumes de concreto dos elementos estruturais das soluções ótimas dos exemplos C2 e C4. Os valores dos parâmetros $\gamma_{z,x}$ calculados para os exemplos C2 e C4 foram os mesmos (1,099), valor próximo ao limite imposto por esta restrição.

Tabela 19 – Volumes de concreto dos elementos estruturais das soluções ótimas

Exemplo	Vigas	Variação (%)	Pilares	Variação (%)	Total	Variação (%)
C2	40,11	-	51,85	-	91,96	-
C4	42,26	+5,36	48,25	-6,94	90,50	-1,59

Fonte: Elaborada pelo autor.

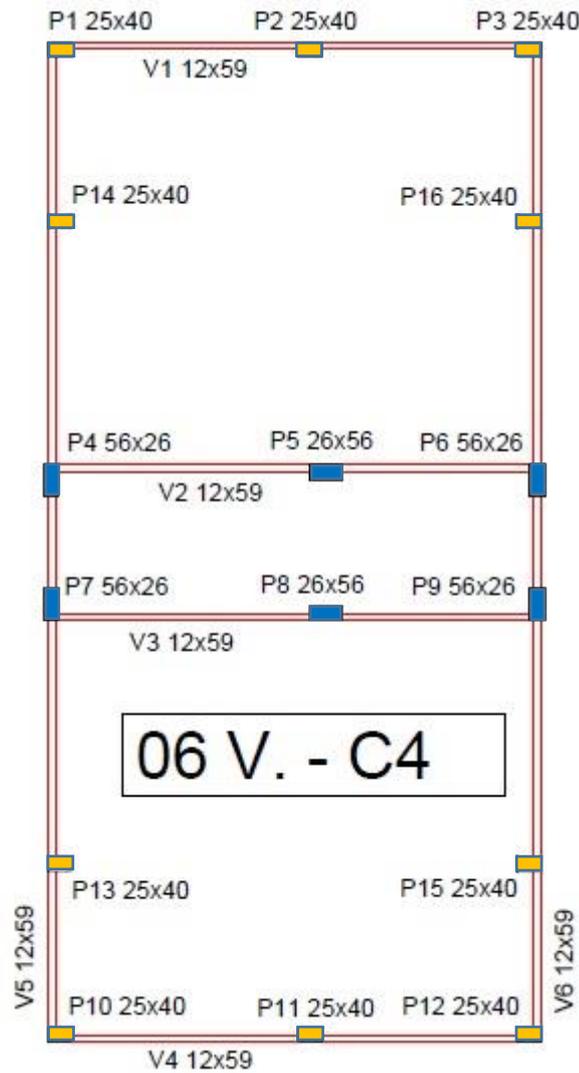
5.10 Exemplo D1

O exemplo D1 foi executado com o objetivo de verificar se seria possível obter um resultado melhor que o de Araújo (2004) partindo-se da mesma topologia, mantendo as dimensões das vigas constantes 20 x 60 cm e com incrementos de 5 cm para as dimensões dos pilares. Portanto, o problema de otimização do exemplo D1 possui 4 variáveis discretas

associadas às dimensões de apenas dois tipos de pilares distintos – b_{pn} e h_{pn}).

Os parâmetros do Algoritmo Genético (AG) utilizado na otimização são os mesmos dos exemplos C1, C2 e C3. Os resultados da otimização do exemplo D1 são apresentados na Tabela 20 e na Figura 26.

Figura 25 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo C4



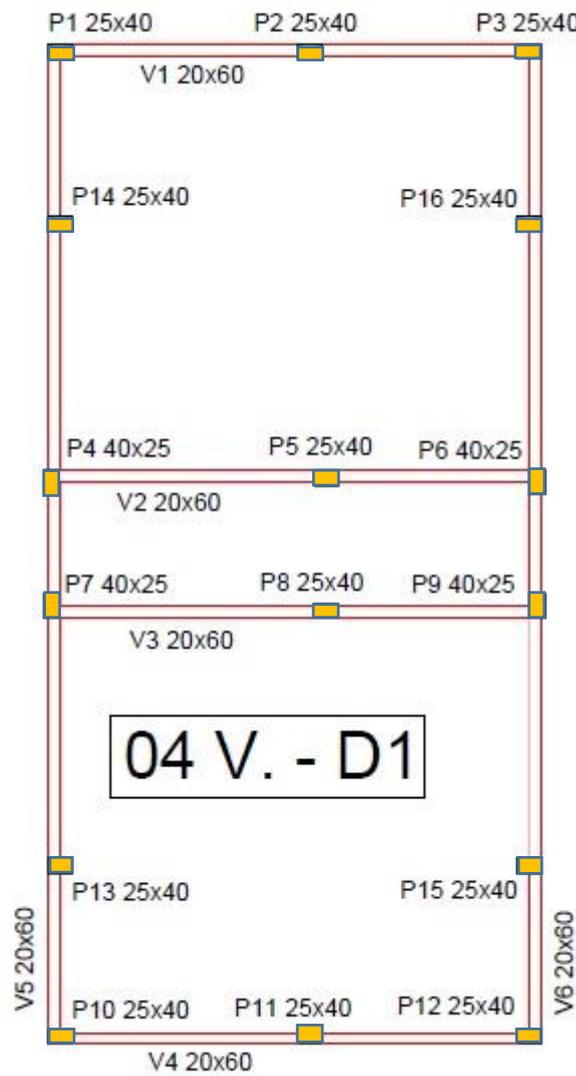
Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 20 – Resultados do exemplo D1

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
112,83	-0,00183	-0,00202	1,0980	1,0980

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 26 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D1



Fonte: Elaborada pelo autor.

Como reduziu-se a quantidade de variáveis do problema em relação aos exemplos anteriores, a solução ótima do exemplo D1 foi mais conservadora e semelhante ao exemplo de Araújo (2004).

Como consideramos as dimensões das vigas fixas, o volume de concreto das vigas manteve-se o mesmo de Araújo (2004). No caso dos pilares, houve uma pequena redução no

volume de concreto, de 47,38 m³ para 41,20 m³ (13,04%). E o volume total de concreto foi reduzido em apenas 5,19%, de 119,01 m³ para 112,83 m³.

5.11 Exemplo D2

Para avaliar o efeito nos pórticos de contraventamento de um sistema estrutural com vigas faixa, executa-se o exemplo D2 fixando-se a altura das vigas em 20 cm e variando suas larguras de 20 a 120 cm. Para o problema de otimização foram adotados incrementos de 10 cm para a largura das vigas e incrementos de 5 cm para as dimensões dos pilares. Portanto, este problema possui um total de 5 variáveis, sendo 4 variáveis representadas pelas dimensões de dois conjuntos de pilares e mais uma variável referente à largura das vigas. Os resultados da otimização do exemplo D2 são apresentados na Tabela 21 e na Figura 27.

Tabela 21 – Resultados do exemplo D2

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
256,81	-0,00029	-0,01661	1,1000	1,0820

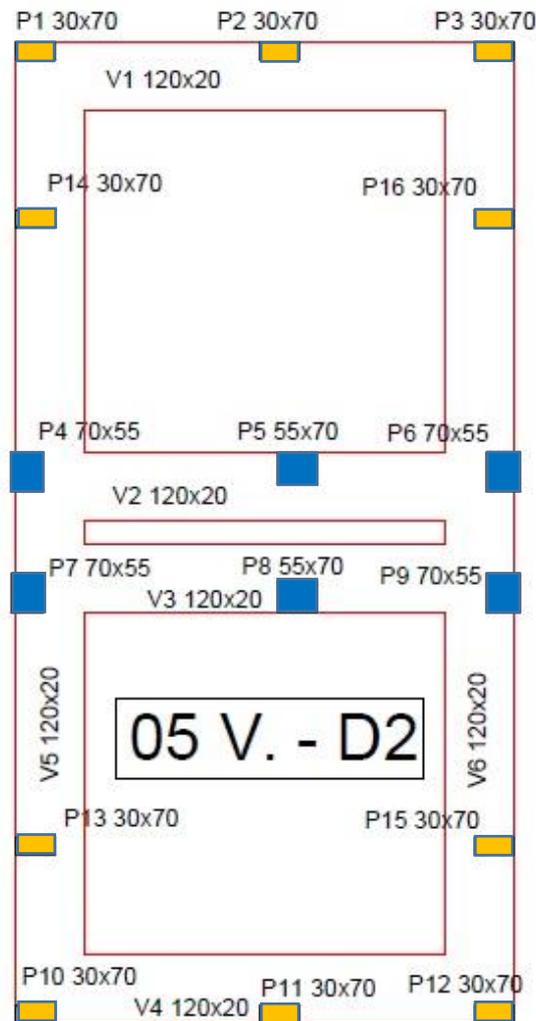
Fonte: Elaborada pelo autor.

A solução ótima para o sistema de contraventamento formado pelos pórticos mostrou-se bastante onerosa e, portanto, inviável. Para obter uma rigidez satisfatória para as vigas, o AG buscou a largura máxima de 120 cm, resultando em um volume de concreto das vigas de 143,25 m³. Um aumento de 100% em relação ao exemplo de Araújo (2004).

Pela baixa rigidez das vigas, o sistema de contraventamento formado por pórticos é ineficiente. Neste caso deve-se adotar outro sistema de contraventamento composto por pilares-parede com dimensões maiores que 70 cm e normalmente são posicionados na região das escadas e caixa de elevador, formando um núcleo rígido.

Como a rigidez obtida para as vigas não foi suficiente para atender às restrições impostas pelo problema, houve a necessidade de buscar pilares mais robustos. O volume de concreto ótimo para os pilares foi de 113,56 m³, impactando em um aumento de 140% em relação ao exemplo de Araújo (2004). O aumento no volume total de concreto foi de 116%, de 119,01 m³ para 256,81 m³.

Figura 27 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D2



Fonte: Elaborada pelo autor.

5.12 Exemplo D3

Seguindo a sequência de raciocínio dos exemplos C1 e C2, decidiu-se executar o exemplo D3 aumentando-se ainda mais o limite da altura das vigas para 80 cm. Além disso, utilizou-se incrementos de 5 cm para as dimensões dos pilares e para a altura das vigas e incrementos de 2 cm para a largura das vigas. Assim como os exemplos C1, C2 e C3, este problema possui 6 variáveis de projeto e todos os outros parâmetros dos problemas de otimização dos exemplos C1, C2 e C3 foram mantidos. Os resultados da otimização do exemplo D3 são apresentados na Tabela 22 e na Figura 28.

Tabela 22 – Resultados do exemplo D3

$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
90,85	-0,00314	-0,00174	1,0970	1,0980

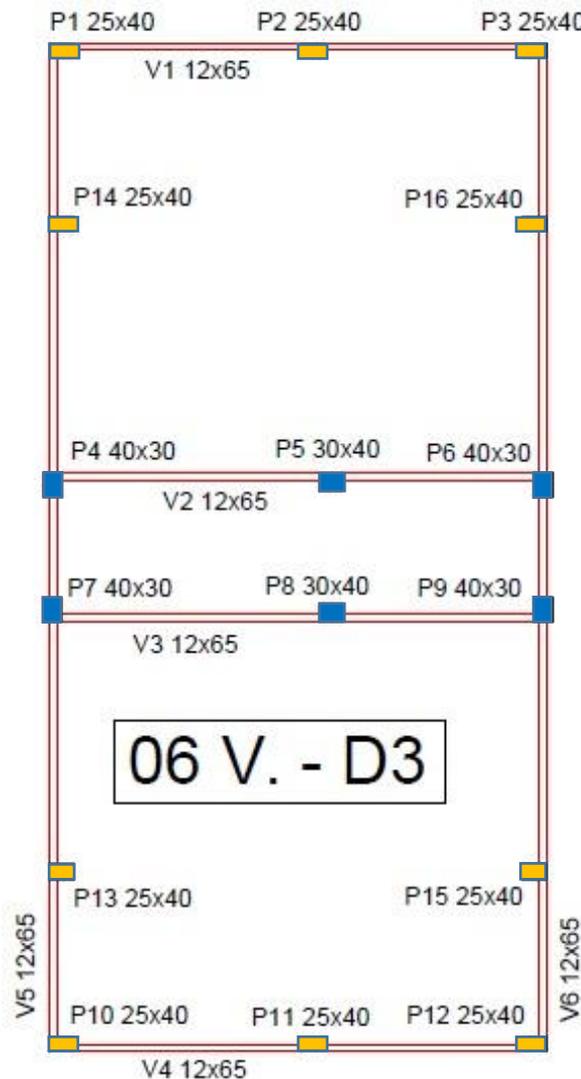
Fonte: Elaborada pelo autor.

Em um primeiro momento, quando se aumentou o limite da altura das vigas de 60 cm (C1) para 70 cm (C2), a solução ótima não buscou aumentar a altura das vigas. Contudo, comparando-se o exemplo C2 com o exemplo D3, percebe-se que com o aumento do limite da altura das vigas de 70 cm para 80 cm, o AG encontrou uma solução ótima com vigas de altura maior, porém menor que o limite máximo permitido.

Provavelmente a solução encontrada pelo AG foi apenas uma solução alternativa ou solução ótima local, pois não há uma tendência de busca por uma resposta com vigas mais altas. Apesar de haver um limite superior de 80 cm para a altura das vigas deste exemplo, a solução encontrada possuía vigas com altura de apenas 65 cm.

Em relação ao exemplo C2, o AG obteve uma solução maior para o volume de concreto das vigas, com dimensões de 12 x 65 cm. E o volume dos pilares diminuíram. A diminuição no volume dos pilares foi de 14,58% em relação ao exemplo C2. Comparando com o exemplo de Araújo (2004), a redução de volume total foi de 23,66%, de 119,01 m³ para 90,85 m³. A solução obtida ficou bem próxima a solução do exemplo C4.

Figura 28 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D3



Fonte: Elaborada pelo autor.

5.13 Exemplo D4

O exemplo D4 foi executado pensando-se na execução de um projeto com o melhor aproveitamento dos espaços, prezando por uma arquitetura mais agradável, mais eficiente e com maior facilidade para o *design* dos interiores. Além disso, buscou-se aproveitar ao máximo a inércia das vigas aumentando-se o limite superior da altura delas para o máximo permitido pela arquitetura (70 cm). Com o objetivo de verificar se seria possível obter um resultado melhor que o de Araújo (2004) partiu-se da mesma topologia. Contudo, uma das dimensões dos pilares centrais foi fixada em 15 cm e uma das dimensões do restante dos pilares (contorno da estrutura de contraventamento) foi fixada em 25 cm de acordo com a arquitetura.

O problema é composto por 4 variáveis de projeto. A variável correspondente à

largura das vigas foi definida com incrementos de 1 cm e as outras variáveis foram consideradas com incrementos de 5 cm.

Os parâmetros do Algoritmo Genético (AG) utilizado na otimização são os mesmos dos exemplos D1, D2 e D3. Os resultados da otimização do exemplo D4 são apresentados na Tabela 23 e na Figura 29.

Tabela 23 – Resultados do exemplo D4

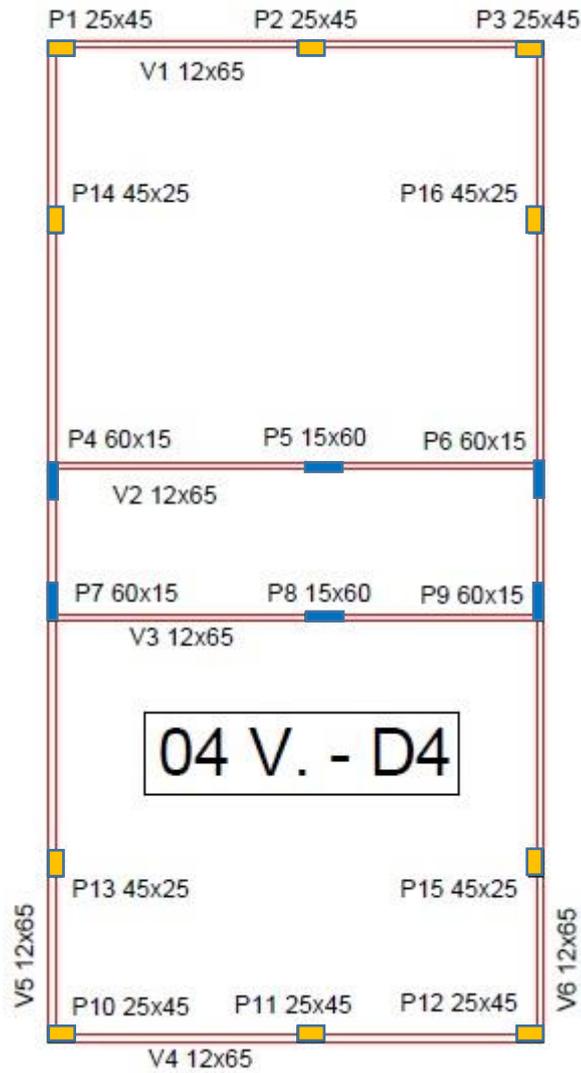
$f(\mathbf{x})$ (m ³)	Restrição do $\gamma_{z,x}$	Restrição do $\gamma_{z,y}$	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
89,43	-0,00119	-0,03603	1,0990	1,0600

Fonte: Elaborada pelo autor.

Mesmo fixando-se uma das dimensões dos pilares obedecendo a arquitetura, ou seja, diminuindo a quantidade de variáveis do problema, a solução ótima do exemplo D4 foi melhor que a resposta do exemplo D3 e, conseqüentemente, mais econômica que a solução de Araújo (2004).

O volume de concreto das vigas manteve-se o mesmo do exemplo D3. No caso dos pilares, houve uma pequena redução no volume de concreto, de 44,29 m³ para 42,87 m³ (3,21%). E o volume total de concreto foi reduzido em apenas 1,56%, de 90,85 m³ para 89,43 m³. O valor do parâmetro $\gamma_{z,x}$ calculado foi o mesmo dos exemplos C2 e C4 (1,099), valor próximo ao limite imposto por esta restrição. A Tabela 24 traz um comparativo entre os resultados dos exemplos.

Figura 29 – Pórticos de contraventamento otimizados do exemplo D4



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 24 – Comparativo entre os resultados dos exemplos

Exemplo	$f(x)$		Quantidade de variáveis de projeto	Restrições		Coeficiente γ_z		Vigas		Pilares	
	Volume (m ³)	Δ (%)		g_1 ($\gamma_{z,x}$)	g_2 ($\gamma_{z,y}$)	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$	Volume (m ³)	Δ (%)	Volume (m ³)	Δ (%)
Araújo	119,01	-	-	-	-	1,0700	1,0700	71,63	-	47,38	-
A1	89,58	-24,73	34	-0,00101	-0,00658	1,0989	1,0928	42,98	-40,00	46,60	-1,65
A2	90,78	-23,72	34	-0,00273	-0,00529	1,0970	1,0942	40,11	-44,00	50,67	+6,94
B1	83,99	-29,43	12	-0,00262	-0,00529	1,0971	1,0942	42,98	-40,00	41,01	-13,44
B2	84,45	-29,04	12	-0,00032	-0,00246	1,0996	1,0973	42,98	-40,00	41,48	-12,45
B3	85,72	-27,97	12	-0,00175	-0,00320	1,0981	1,0965	42,98	-40,00	42,75	-9,77
C1	89,66	-24,66	6	-0,00616	-0,00152	1,0932	1,0983	42,98	-40,00	46,68	-1,48
C2	91,96	-22,73	6	-0,00105	-0,00493	1,0988	1,0946	40,11	-44,00	51,85	+9,43
C3	94,11	-20,92	6	-0,00437	-0,00919	1,0952	1,0899	39,39	-45,01	54,72	+15,49
C4	90,50	-23,96	6	-0,00065	-0,01401	1,0993	1,0846	42,26	-41,00	48,25	+1,84
D1	112,83	-5,19	4	-0,00183	-0,00202	1,0980	1,0978	71,63	0,00	41,20	-13,04
D2	256,81	+115,79	5	-0,00029	-0,01661	1,0997	1,0817	143,25	+99,99	113,56	+139,68
D3	90,85	-23,66	6	-0,00314	-0,00174	1,0965	1,0981	46,56	-35,00	44,29	-6,52
D4	89,43	-24,86	4	-0,00119	-0,03603	1,0987	1,0604	46,56	-35,00	42,87	-9,52

Fonte: Elaborada pelo autor.

6 CONCLUSÕES

Buscou-se com este trabalho a formulação de um modelo de otimização para o pré-dimensionamento de estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado submetidas a cargas de vento, considerando essas estruturas como sendo formadas por pórticos planos em duas direções que são compatibilizados no topo para efeito de distribuição das cargas de vento. O critério básico de projeto foi a estabilidade da estrutura aferida pelo parâmetro γ_z e as variáveis de projeto são relacionadas às dimensões das seções transversais das vigas e dos pilares, procuradas visando a minimização do volume de concreto.

A formulação foi implementada em um programa desenvolvido em linguagem C++ e utilizou-se o algoritmo genético (AG) do programa BIOS como método de otimização. As soluções propostas são analisadas pelo software de elementos finitos FAST. Ambos são programas de código aberto desenvolvidos no LMCV e foram integrados em um ambiente junto com as ferramentas desenvolvidas para a aplicação do método dos pórticos compatibilizados no topo (MPCT) para a distribuição da ação dos ventos nos referidos pórticos.

Um exemplo idealizado por Araújo (2004) foi utilizado inicialmente para validação de todas as etapas da implementação do MPCT e, posteriormente, foi explorado para o estudo do comportamento da solução ótima diante de algumas hipóteses de projeto impostas à solução. A estrutura de contraventamento proposta era formada por dois pórticos na direção longitudinal e quatro na direção transversal, envolvendo ao todo 16 pilares. Na formulação do problema foi usada a estratégia de organização das variáveis em grupos, sendo um para as vigas e para os pilares sendo definido em função do caso analisado.

Quatro conjuntos de exemplos foram avaliados, identificados por A, B, C e D, variando em função do número de variáveis ou grupos de variáveis de projeto e de algumas limitações impostas a estas variáveis, visando a satisfação de exigências relativas à arquitetura e à simetria da estrutura. A imposição da simetria, aplicável na edificação estudada, foi um artifício muito importante para redução da dimensão do problema.

Nos exemplos A1 e A2, deu-se flexibilidade às seções dos pilares, considerando cada uma com duas variáveis independentes, resultando em 34 variáveis. Para os limites e incrementos permitidos a estas variáveis, estes exemplos têm um espaço de projeto muito grande. Apesar disto, foi possível obter uma solução com redução de cerca de 25% no volume. Entretanto, a solução é inviável em termos práticos devido à grande heterogeneidade nas dimensões dos pilares. Seria necessário aumentar o tamanho da população inicial e a quantidade

de gerações para tornar a busca mais eficiente, mas as razões de ordem prática e o elevado custo computacional justificaram a passagem para os exemplos com simetria.

A simetria foi explorada nos exemplos do conjunto B, reduzindo-se a 12 o número de variáveis considerando a posição relativa dos pilares em relação aos dois eixos de simetria longitudinal e transversal (Figura 19, Figura 20 e Figura 21). Os resultados obtidos também foram muito bons, inclusive melhores que as soluções alcançadas no conjunto A. Vale ressaltar a influência da grande redução do espaço de busca, que chegou a ser de quase 100 % com a diminuição em três vezes a quantidade de variáveis.

A melhor solução obtida para problemas com 12 variáveis foi a qual limitou-se a altura das vigas em 60 cm e considerou-se incrementos pequenos para a variação das dimensões dos elementos estruturais. Para este problema específico conseguiu-se uma redução de 29,43% no volume de concreto. Avaliando-se a possibilidade de execução da solução, foi executado também um exemplo, mantendo-se as 12 variáveis de projeto e aumentando-se o tamanho dos incrementos das dimensões das vigas e pilares. A melhor solução prática foi alcançada neste problema, obtendo-se uma redução de 27,97% no volume de concreto.

Executou-se também problemas com a mesma tipologia do exemplo de Araújo (2004), com 6 variáveis. Para estes exemplos a melhor solução obtida também foi com limitação da altura das vigas em 60 cm e incrementos pequenos para a variação das dimensões das peças estruturais. A melhor solução alcançada foi bem próxima a solução dos problemas com 34 variáveis, obtendo-se uma redução de 24,66% no volume de concreto.

Para os últimos problemas executados obteve-se resultados bons e ruins. A pior solução foi obtida executando-se a estrutura com a mesma tipologia de Araújo (2004), mas fixando-se a altura das vigas em 20 cm e variando suas larguras de 20 a 120 cm, ou seja, considerando-as como vigas faixa. O AG não conseguiu obter uma solução boa para este tipo de solução estrutural. Houve um aumento de 115,79% no volume de concreto. Obteve-se uma solução muito boa fixando-se as dimensões de alguns elementos estruturais para anteder ao projeto arquitetônico, permitindo que apenas uma das dimensões de cada peça pudesse ser otimizada. A redução no volume de concreto obtida para este último exemplo foi de 24,86%.

Buscando otimizar ao máximo os pórticos de contraventamento e permitir que esses elementos estruturais otimizados sejam executados, pode-se concluir que, para este exemplo em estudo, um problema simétrico com 12 variáveis e com a altura das vigas limitada em 60 cm obtém-se a melhor solução.

Para analisar a rigidez dos pórticos de contraventamento trabalhando em conjunto, o modelo de Araújo foi modelado em 3D no *software Robot Structural Analysis*® e constatou-

se que, como era de se esperar, os deslocamentos dos nós do último pavimento do pórtico 3D foram um pouco menores que dos pórticos planos. Contudo, as diferenças são de apenas 8,50% para os pórticos 1 e 4; 1,13% para os pórticos 2 e 3; e 2,66% para os pórticos 5 e 6.

As conclusões limitam-se apenas aos resultados dos modelos analisados, contudo é importante frisar que diversos outros modelos podem ser implementados e executados para a realização de estudos relacionados a análise de muito outros parâmetros envolvidos na otimização de estruturas de contraventamento formadas por pórticos planos de concreto armado.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Com base no conhecimento adquirido durante o desenvolvimento deste trabalho, surgem algumas ideias e sugestões para trabalhos a serem desenvolvidos:

- a) Determinar o carregamento suportado por cada pilar através de área de influência e implementar uma restrição de resistência à compressão do concreto dos pilares dos pórticos de contraventamento;
- b) Verificar se as dimensões das seções transversais das vigas otimizadas resistem aos esforços de compressão impostos pelas solicitações através da implementação de uma restrição de resistência à compressão do concreto das vigas dos pórticos de contraventamento;
- c) Criar padrões de armaduras passivas longitudinais nas vigas e pilares, incluir as áreas de aço dessas armaduras como variáveis de projeto e, de posse, dos comprimentos pré-definidos, calcular o peso total das armaduras longitudinais e incluí-lo como uma das variáveis da função objetivo;
- d) Criar padrões de armaduras transversais nas vigas e pilares, incluir as áreas de aço dessas armaduras como variáveis de projeto e, de posse, dos comprimentos pré-definidos, calcular o peso total das armaduras transversais e incluí-lo como uma das variáveis da função objetivo;
- e) Calcular a área total de fôrmas a partir do volume de concreto para incluí-la também na função objetivo;
- f) Incluir na função objetivo do modelo de otimização os custos do m³ de concreto, do kg de aço CA-50 e do m² de fôrmas.

REFERÊNCIAS

- AGA, A. A. A.; ADAM, F. M. Design Optimization of Reinforced Concrete Frames. **Open Journal Of Civil Engineering**, [s.l.], v. 05, n. 01, p.74-83, 2015. Scientific Research Publishing, Inc., <http://dx.doi.org/10.4236/ojce.2015.51008>.
- AKIN, A.; SAKA, M. Harmony search algorithm based optimum detailed design of reinforced concrete plane frames subject to ACI 318-05 provisions. **Computers & Structures**, [s.l.], v. 147, p.79-95, jan. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.10.003>.
- ALDWAIK, M.; ADELI, H. Cost optimization of reinforced concrete flat slabs of arbitrary configuration in irregular highrise building structures. **Structural And Multidisciplinary Optimization**, [s.l.], v. 54, n. 1, p.151-164, 27 maio 2016. Springer Nature. <http://dx.doi.org/10.1007/s00158-016-1483-5>.
- ARAÚJO, J. M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. Rio Grande: Dunas, 2004. 216 p.
- ARORA, J. S. **Introduction to Optimum Design**. 2. ed. Iowa City: Elsevier Academic Press, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1980. 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1988. 66 p.
- BECK, A. T.; KOUGIOUMTZOGLU, I. A.; SANTOS, K. R. M. Optimal performance-based design of non-linear stochastic dynamical RC structures subject to stationary wind excitation. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 78, p.145-153, nov. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.047>.
- BOMFIM, I. E. **Estudo Paramétrico de Estruturas de Contraventamento: Método dos Pórticos Compatibilizados no Topo**. 2017. 104 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.
- CAMP, C. V.; HUQ, F. CO₂ and cost optimization of reinforced concrete frames using a big bang-big crunch algorithm. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 48, p.363-372, mar. 2013. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.004>.
- COÊLHO, G. A. G. **Otimização de Pórticos Planos de Concreto Armado Utilizando Ajuste de Parâmetros e Operadores do Algoritmo Genético**. 2017. 131 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

GOLDBERG, D. E. **Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning**. Boston: Addison-wesley Longman Publishing Co., 1989.

GONZLEZ-VIDOSA, F. et al. Optimization of Reinforced Concrete Structures by Simulated Annealing. **Simulated Annealing**, [s.l.], p.307-320, 1 set. 2008. InTech. <http://dx.doi.org/10.5772/5573>.

JAHJOUH, M. M. **Design optimization of reinforced concrete frames using artificial bee colony algorithm**. 2012. 117 f. Tese (Doutorado) - Curso de Civil Engineering, The Islamic University Of Gaza, Gaza, 2012.

JINJIE, M.; QINGXUAN, S.; ZHIJIAN, H. Optimal Design of Tall Residential Building with RC Shear Wall and with Rectangular Layout. **International Journal Of High-rise Buildings**. Seoul, p. 285-296. dez. 2014. Disponível em: <<http://www.ctbuh-korea.org/ijhrb/index.php>>. Acesso em: 13 jul. 2018.

JULIANI, M. A. **Análise da influência dos estados limites na configuração ótima de pórticos planos de concreto armado**. 2018. 130 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

LEVY, R. Review of Structural Optimization. **The Ies Journal Part A: Civil & Structural Engineering**, [s.l.], v. 4, n. 1, p.53-54, fev. 2011. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/19373260.2011.539073>.

MEDEIROS, G. F.; KRIPKA, M. Algumas aplicações de métodos heurísticos na otimização de estruturas. **Revista Ciatec-upf**, [s.l.], v. 4, n. 1, p.19-32, 18 ago. 2012. UPF Editora. <http://dx.doi.org/10.5335/ciatec.v4i1.2264>.

MELO, A. M. C. **Projeto Ótimo de Pórticos Planos de Concreto Armado**. 2000. 192 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe/ufRJ, Rio de Janeiro, 2000.

MINGQI, L.; XING, L. Genetic Algorithms Based Methodologies for Optimization Designs of RC Structures. **2010 International Conference On Intelligent System Design And Engineering Application**, [s.l.], p.787-790, out. 2010. IEEE. <http://dx.doi.org/10.1109/isdea.2010.32>.

MONTEIRO, J. M. A. **Dimensionamento Otimizado de Vigas em Pórticos Planos de Concreto Armado Utilizando Algoritmos Genéticos**. 2019. 102 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2019.

MORE, R. S.; SAWANT, V. S. Analysis of Flat Slab. **International Journal Of Science And Research (ijsr)**. Raipur, p. 98-101. jul. 2015.

OLIVEIRA, J. I. F. **Otimização multiobjetivo aplicada à análise estrutural de edifícios**. 2017. 76 p. Dissertação – Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2017.

PEREIRA, A. **Projeto Ótimo de Pórticos Planos com Restrição à Flambagem**. 2002. 99 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

PONTE, D. S. **Estudo do comportamento e otimização do projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 2015. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

RAJEEV, S.; KRISHNAMOORTHY, C. S. Genetic Algorithm-Based Methodology for Design Optimization of Reinforced Concrete Frames. **Computer-aided Civil And Infrastructure Engineering**, [s.l.], v. 13, n. 1, p.63-74, jan. 1998. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/0885-9507.00086>.

RODRIGUES JÚNIOR, S. J. **Otimização de Pilares de Edifícios Altos de Concreto Armado**. 2005. 154 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

SALLES, H. S. et al. Otimização de um pórtico tridimensional de concreto armado. **Pesquisa e Ensino em Ciências Exatas e da Natureza**, [s.l.], v. 2, n. 11, p.06-14, 26 nov. 2018. Pesquisa e Ensino em Ciências Exatas e da Natureza. <http://dx.doi.org/10.29215/pecen.v2i2.1036>.

SANGMIN, L. et al. Structural Optimum Design of Tall Buildings. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SUSTAINABLE BUILDING ASIA, 10., 2010, Seoul. **Anais...** . Seoul: Big Apple Communications Co.,ltd., 2010. p. 461 - 466.

SILVA, F. T. Modelo paramétrico de pórticos em concreto armado com dimensionamento otimizado: uma proposta de ferramenta de projeto para as fases iniciais de concepção estrutural. **Ambiente Construído**, [s.l.], v. 18, n. 1, p.193-210, mar. 2018. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212018000100216>.

SOARES, R. C. **Otimização de Seções Transversais de Concreto Armado Sujeitas à Flexão - Aplicação a Pavimentos**. 1997. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Eesc - Usp, São Carlos, 1997.

SPENCE, S. M.; KAREEM, A. Performance-based design and optimization of uncertain wind-excited dynamic building systems. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 78, p.133-144, nov. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.026>.

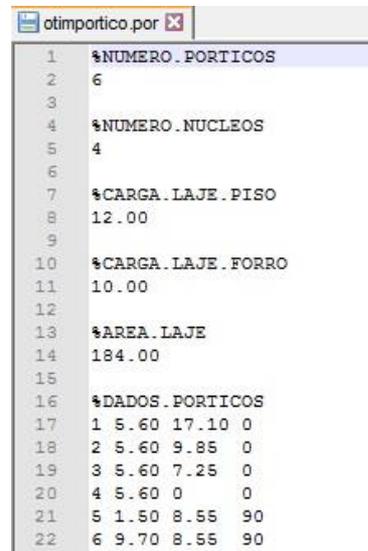
TAPAJÓS, L. et al. Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [s.l.], v. 9, n. 6, p.883-910, dez. 2016. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952016000600005>.

VANDERPLAATS, G. N. **Numerical Optimization Techniques for Engineering Design: with Applications**. New York: Mcgraw-hill, 1984.

VIANNA, L. C. C. **Otimização de Seções Transversais de Concreto Armado: Aplicação a Pórticos**. 2003. 127 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Eesc - Usp, São Carlos, 2003.

ANEXO A – ARQUIVO DE ENTRADA DE DADOS

Figura 30 – Arquivo de entrada de dados do programa de análise e otimização de pórticos de contraventamento



```
otimpotico.por
1 %NUMERO.PORTICOS
2 6
3
4 %NUMERO.NUCLEOS
5 4
6
7 %CARGA.LAJE.PISO
8 12.00
9
10 %CARGA.LAJE.FORRO
11 10.00
12
13 %AREA.LAJE
14 184.00
15
16 %DADOS.PORTICOS
17 1 5.60 17.10 0
18 2 5.60 9.85 0
19 3 5.60 7.25 0
20 4 5.60 0 0
21 5 1.50 8.55 90
22 6 9.70 8.55 90
```

Fonte: Elaborada pelo autor.