



APLICAÇÃO DA OTIMIZAÇÃO AO PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO FORMADAS POR PÓRTICOS PLANOS DE CONCRETO ARMADO

Application of optimization to the design of side-load resisting structures made up of RC plane frames

Ricardo Níkollas de Andrade Cavalcante (1); Ícaro Eufrásio Bomfim (2); Antônio Macário Cartaxo de Melo (3)

(1) Engenheiro Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil.

(2) Engenheiro Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil.

(3) Dr. Prof., Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, Brasil.

E-mail para Correspondência: rnikollas@hotmail.com; (P) Ricardo Níkollas de Andrade Cavalcante

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 indeslocabilidade desejado, é um elemento de destaque no projeto. Uma alternativa para o sistema de contraventamento de edificações em concreto armado até 20 pavimentos é a consideração de pórticos planos em duas direções combinados com a hipótese da rigidez elevada no plano do pavimento. 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. As ferramentas de otimização podem ser usadas para o projeto dessas estruturas, buscando-se, por exemplo, as dimensões dos elementos tal que exigências relativas à rigidez, resistência, durabilidade, conforto e segurança sejam atendidas e uma medida específica de desempenho seja minimizada. Na definição das variáveis de projeto, um estudo pode ser realizado para identificar que parâmetros podem influenciar de maneira mais significativa a função objetivo do problema de otimização formulado. É importante ressaltar que o conjunto dos elementos de contraventamento devem ser avaliados como uma unidade e não apenas como elementos isolados. Neste trabalho, apresenta-se uma formulação para a otimização de estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado 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 a resistência característica do concreto e as dimensões das seções transversais dos pilares e das vigas, todas consideradas de natureza discreta. Para definição das variáveis de projeto, um estudo é conduzido para investigar a influência da rigidez relativa das vigas e dos pilares no sistema de contraventamento. A função objetivo do problema é o custo total da estrutura, que está associado ao volume dos elementos estruturais que a compõe. A princípio, a análise é linear elástica, mas o efeito da não linearidade geométrica é investigado. As restrições são relativas a exigências nos estados limites último e de serviço, de acordo com a norma brasileira NBR



6118:2014. A ação do vento é definida com base na NBR 6123:1988 e a hipótese de diafragma rígido é adotada para as lajes do último pavimento visando a distribuição da ação do vento. Será avaliada a utilização de algoritmos bio-inspirados nas aplicações realizadas e as contribuições relativas das vigas e colunas na rigidez do pórtico são comparadas.

Palavras chaves: estruturas; contraventamento; pórticos; otimização; vento.

Abstract: The search for space usage, coupled with new constructive technologies and advanced computational methods, has resulted in increasingly taller and therefore slender buildings. In these buildings, the system responsible for the absorption of the horizontal actions, ensuring the desired indeslocability level, is a highlight element in the project. An alternative to this system for concrete buildings up to 20 floors is the association of plane frames in two directions with the hypothesis of the high stiffness in the story plan. Considering a structure made up 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. Optimization tools can be used to design these structures, searching, for example, the elements' dimensions such that requirements for stiffness, resistance, durability, comfort and safety are satisfied and a specific measure of performance is minimized. In the definition of the design variables, a study can be done to identify which parameters can influence significantly the objective function of the optimization problem formulated. It's important to note that the unit made up of the side-load resisting elements has to be analyzed instead of the elements isolated. 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 to frames using the method of compatibilized frames at the top. The design variables are the compressive strength of concrete and the cross sections dimensions of the columns and beams, all them considered of discreet nature. To define the design variables, a study is conducted to investigate the influence of the relative stiffness of the beams and columns in the side-load resisting system. The objective function of the problem is the total cost of the structure, which is associated to the volume of the structural elements that compose it. Firstly, a linear elastic analysis is used, but the effect of geometric non-linearity will be investigated. The constraints are relative to requirements in the ultimate and service limit states 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 will be 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.*

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 cálculo cada vez mais rápido de estruturas de edificações complexas e cada vez mais esbeltas.

A evolução dos computadores e dos softwares de análise estrutural tem 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 imperfeições geométricas das peças estruturais).

Apesar do surgimento e da evolução de ferramentas computacionais poderosas capazes de facilitar bastante o trabalho do calculista, o uso 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 consiste basicamente na verificação das condições de estado limite último e estado limite de serviço da edificação. Esse processo de análise ou verificação é realizado repetidas vezes até que o projeto convirja para uma solução aceitável. Percebe-se, portanto, que é utilizado um método de tentativa e erro 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 as novas dimensões adotadas pelo projetista para cada análise realizada estão convergindo para uma estrutura mais econômica.

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 parciais 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. Calcula-se as derivadas para obter o sentido de busca da solução ótima e caminha-se nesse sentido 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, podem haver problemas de convergência quando envolvem variáveis discretas.

Os métodos probabilísticos mais comuns são os algoritmos genéticos ou bio-inspirados e *simulated annealing* (recozimento simulado). Apesar de serem métodos que não empregam derivadas, por isso são classificados como métodos de ordem zero, são considerados computacionalmente mais caros. Isso deve-se ao fato de que eles trabalham considerando toda a área viável do problema, buscando todas as soluções possíveis que englobam esse espaço. 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.

Sabendo-se da importância da otimização estrutural, pode-se dizer que há tendência de que esse tipo de processo se torne uma ferramenta padrão cotidiana na concepção e no desenvolvimento de projetos estruturais.

2 ANÁLISE DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

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, em geral, emprega-se um procedimento simplificado (Araújo, 2003).

Esse 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 torsão 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 1 ilustra um exemplo da aplicação do método dos pórticos compatibilizados no topo.

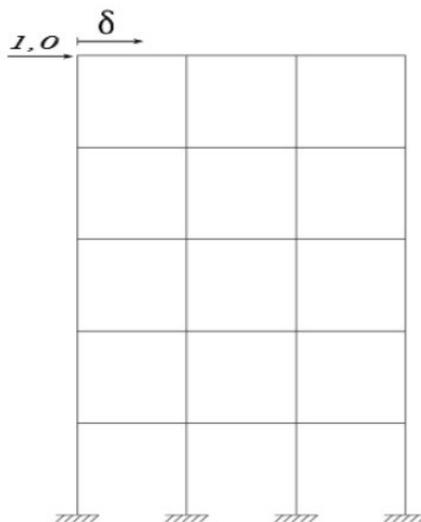


Figura 1. Aplicação da carga unitária no topo para determinação da rigidez do pórtico

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 Eq. (1).

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

onde

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

δ_i = deslocamento horizontal do pórtico i.

Com isso, pode-se obter a matriz de rigidez do pórtico através da Eq. (2).

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

onde

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

c_i = cosseno do ângulo de orientação α_i ;

s_i = seno do ângulo de orientação α_i ;

x_i = coordenada de referência em relação ao eixo y ;

y_i = 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 Eq. (3).

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^n \mathbf{K}_i \quad (3)$$

onde

\mathbf{K} = matriz de rigidez do diafragma;

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

n = número de pórticos do pavimento.

Partindo-se da equação de equilíbrio do diafragma rígido e utilizando o PTV (Princípio dos Trabalhos Virtuais) através das Eqs. (4) e (5), obtemos o vetor das forças externas atuante em cada pavimento representado pela Eq. (6).

$$\delta U = \delta W, \forall \delta \mathbf{u} \quad (4)$$

$$\delta W = F_x \cdot \delta u + F_y \cdot \delta v + (F_y \cdot e_x - F_x \cdot e_y) \cdot \delta \theta = \delta \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{f} \quad (5)$$

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_y \cdot e_x - F_x \cdot e_y \end{bmatrix} \quad (6)$$

onde

δU = energia interna de deformação;

δW = trabalho virtual das forças externas;

δu = deslocamento na direção x ;

δv = deslocamento na direção y ;

$\delta \theta$ = rotação no plano x - y ;

F_x = força horizontal na direção x ;

F_y = força horizontal na direção y ;

e_x = excentricidade em relação ao eixo y ;

e_y = excentricidade em relação ao eixo x .

Obtidos a matriz de rigidez do diafragma K e o vetor de forças externas f , a partir da equação de equilíbrio Eq. (7) somos capazes de determinar os valores dos deslocamentos do pavimento no sistema global.

$$K \cdot u = f \quad (7)$$

onde

K = matriz de rigidez do diafragma;

u = vetor de deslocamentos do pavimento no sistema global;

f = 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 Eq. (8).

$$\bar{u}_i = T_i \cdot u \quad (8)$$

onde

\bar{u}_i = deslocamento do pórtico i no sistema local;

T_i = 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 Eq. (9).

$$\bar{g}_i = \bar{k}_i \cdot \bar{u}_i \quad (9)$$

onde

\bar{u}_i = deslocamento do pórtico i no sistema local;

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

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

3 MODELO DE OTIMIZAÇÃO

3.1 Função objetivo

Para simplificar o modelo, as armaduras não são consideradas nesta formulação e, como feito em Bomfim (2017), a função objetivo adotada é o volume total de concreto dos pórticos de contraventamento, 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 m^3 de concreto. Portanto, a função objetivo é definida por

$$f(\vec{x}) = \sum_{i=1}^n b_{v_i} \cdot h_{v_i} \cdot l_{v_i} + \sum_{j=1}^m b_{p_j} \cdot h_{p_j} \cdot l_{p_j} \quad (10)$$

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 da viga e do pilar, respectivamente;

h_v, h_p = alturas da viga e do pilar, respectivamente;

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

3.2 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 Eq. (11).

$$\vec{x} = [b_{v_1} \ h_{v_1} \ b_{v_2} \ h_{v_2} \ \dots \ b_{v_n} \ h_{v_n} \ b_{p_1} \ h_{p_1} \ b_{p_2} \ h_{p_2} \ \dots \ b_{p_m} \ h_{p_m}]^T \quad (11)$$

3.3 Restrições dos pilares

Restrições laterais relativas devem ser impostas para evitar que surjam soluções ótimas com elementos estruturais em pavimentos superiores com dimensões maiores que peças estruturais localizadas em andares inferiores. As Eqs. (12) e (13) representam essas restrições.

$$\frac{b_{p_{j+1}}}{b_{p_j}} - 1 \leq 0 \quad (12)$$

$$\frac{h_{p_{j+1}}}{h_{p_j}} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

A NBR 6118:2014 exige que os pilares tenham dimensões mínimas de 19 cm e, além disso, há uma restrição relativa para evitar que o pilar seja projetado como pilar-parede. Os pilares-parede são elementos estruturais que tendem a possuir grandes dimensões e consequentemente podem exigir uma grande quantidade de armadura para exercer suas devidas funções estruturais. Como o aço normalmente tem um preço mais elevado que o concreto, não é aconselhável permitir que o projeto ótimo contenha esses elementos estruturais. As Eqs. (14), (15) e (16) explicitam essas restrições.

$$\frac{h_{p_j}}{19} - 1 \leq 0 \quad (14)$$

$$\frac{b_{p_j}}{19} - 1 \leq 0 \quad (15)$$

$$\frac{h_{p_j}}{5 \cdot b_{p_j}} - 1 \leq 0 \quad (16)$$

3.4 Restrições das vigas

As vigas devem ter dimensões mínimas de 12 cm de acordo com a NBR 6118:2014. As Eqs. (17) e (18) explicitam essas restrições.

$$\frac{h_{v_i}}{12} - 1 \leq 0 \quad (17)$$

$$\frac{b_{v_i}}{12} - 1 \leq 0 \quad (18)$$

3.5 Restrições dos pórticos

No caso dos pórticos, deve-se impor uma restrição associada ao estado limite de serviço, que diz respeito ao estado limite de deformação excessiva. De acordo com a NBR 6118:2014, movimentos laterais provocados pela ação do vento para combinação frequente ($\Psi_1 = 0,30$) devem ser limitados como mostra a Eq. (19).

$$\frac{1700 \cdot u_{m\acute{a}x}}{H} - 1 \leq 0 \quad (19)$$

onde

$u_{m\acute{a}x}$ = deslocamento nodal lateral máximo;

H = altura total do edifício.

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 sobre um dos parâmetros de instabilidade α ou γ_z . No caso deste modelo de otimização, adotaremos o γ_z . A Eq. (20) explana essa restrição que deve ser obedecida de acordo com a NBR 6118:2014.

$$\frac{\gamma_z}{1,10} - 1 \leq 0 \quad (20)$$

4 RESULTADOS

4.1 Descrição da edificação

Realizou-se uma análise de sensibilidade de uma estrutura de contraventamento modelo baseada no exemplo desenvolvido por Araújo (2004). O edifício é composto por um pavimento térreo mais oito pavimentos tipo, uma casa de máquinas e um reservatório superior, totalizando um gabarito de 30,70 m. As suas dimensões em planta são aproximadamente 11,23 m e 17,15 m. O sistema estrutural do edifício em estudo está baseado em uma concepção convencional de lajes maciças apoiadas em vigas de seção retangular, as quais estão apoiadas em pilares, também de seção retangular, onde o contraventamento do edifício é feito exclusivamente por pórticos.

Considerou-se todas as lajes com espessura de 10 cm, adotou-se vigas com dimensões de 12 x 40 cm para as estruturas contraventadas e 20 x 60 cm para as estruturas de contraventamento. Os pilares foram pré-dimensionados com seções 20 x 50 cm, exceto os pilares de suporte do reservatório, com dimensões de 20 x 70 cm. Como a estrutura localizava-se em um ambiente com classe de agressividade ambiental II, a resistência característica do concreto adotado foi de 25 MPa.

A numeração dos pórticos de contraventamento foi apresentada conforme a Figura 2. Segundo a direção x, o subsistema de contraventamento é formado pelos pórticos que contém os pilares (P1, P2 e P3 – Pórtico 1), (P8, P9 e P10 – Pórtico 2), (P11, P12 e P13 – Pórtico 3), (P19, P19 e P20 – Pórtico 4), enquanto que os pórticos formados pelos pilares (P4, P5 e P6) e (P15, P16 e P17) são os pórticos contraventados. Segundo a direção y, o contraventamento é formado pelos pórticos que contém os pilares (P18, P15, P11, P8, P4 e P1 – Pórtico 5), (P20, P17, P13, P10, P6 e P3 – Pórtico 6), enquanto que os pórticos formados pelos pilares (P19, P16 e P12) e (P9, P5 e P2) são contraventados.

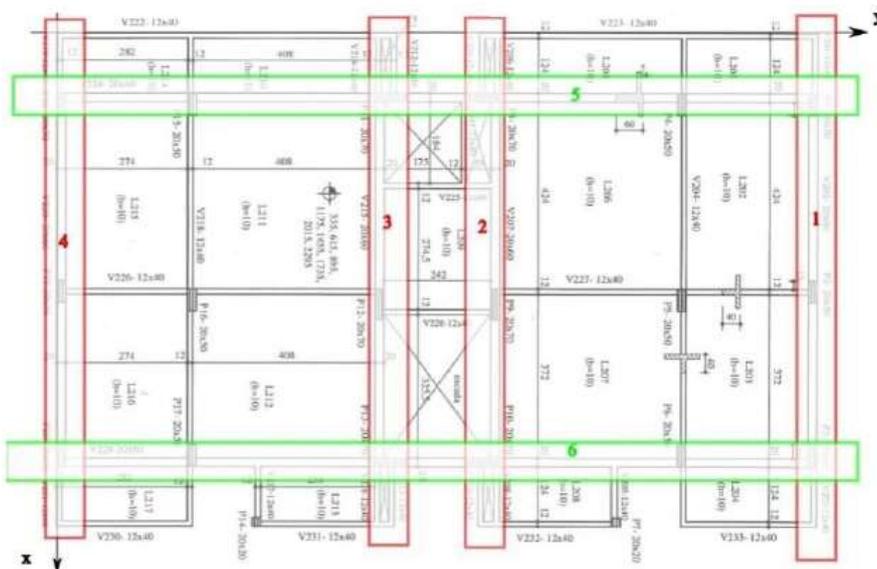


Figura 2. Numeração dos pórticos de contraventamento

Fonte: (Bomfim, 2017)

Como a edificação é simétrica, a Tabela 1 e a Tabela 2 mostram as dimensões adotadas para os pórticos de contraventamento 1, 2 e 5.

Tabela 1. Dimensões das seções transversais dos pórticos 1 e 2

Elemento	Pórtico 1		Pórtico 2		Elemento	Pórtico 2	
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)		Largura (cm)	Altura (cm)
Pilar P1	20	50	Pilar P8	70	20		
Pilar P2	20	50	Pilar P9	20	70		
Pilar P3	20	50	Pilar P10	70	20		
Vigas	20	60	Vigas	20	60		

Fonte: (Bomfim, 2017)

Tabela 2. Dimensões das seções transversais do pórtico 5

Pórtico 5		
Elemento	Largura (cm)	Altura (cm)
Pilar P18	50	20
Pilar P15	50	20
Pilar P11	20	70
Pilar P8	20	70
Pilar P4	50	20
Pilar P1	50	20
Vigas	20	60

Fonte: (Bomfim, 2017)

Para validar o modelo apresentado, comparando os resultados do trabalho de Araújo (2004), adotou-se um módulo de elasticidade igual ao do autor, em conformidade com o CEB/90. Além disso, é válido expor que o coeficiente de Poisson adotado para o concreto foi de 0,20, conforme a NBR 6118:2014. A Eq. (21) mostra como foi calculado o módulo de elasticidade secante adotado, obtendo-se um valor aproximadamente de 27200 MPa.

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 21500 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (21)$$

onde

Ecs: módulo de elasticidade secante do concreto;

fck: resistência característica à compressão do concreto.

4.2 Estudo paramétrico

Realizou-se um estudo paramétrico a fim de verificar a relação entre o comportamento dos parâmetros de instabilidade e as dimensões das seções transversais de vigas e pilares, ou seja, a rigidez desses elementos estruturais, que constituem os pórticos de contraventamento, conseqüentemente, avaliando o consumo de material.

Partiu-se das dimensões adotadas inicialmente no pré-dimensionamento e foram realizados decrementos de 5 cm nas larguras e alturas das vigas e dos pilares para avaliar a influência dessas mudanças nos parâmetros de instabilidade. As tabelas e os gráficos abaixo mostram os comportamentos apresentados como resultados dessas análises.

Tabela 3. Parâmetros de instabilidade × altura das vigas

Análise	Altura (cm)	Volume (m ³)			α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
		Viga	Pilar	Pórtico				
0	60	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
1	55	65,657	72,100	137,756	0,44	0,46	1,08	1,08
2	50	59,688	72,100	131,788	0,47	0,49	1,09	1,09
3	45	53,719	72,100	125,820	0,51	0,52	1,11	1,10

Fonte: (Bomfim, 2017)

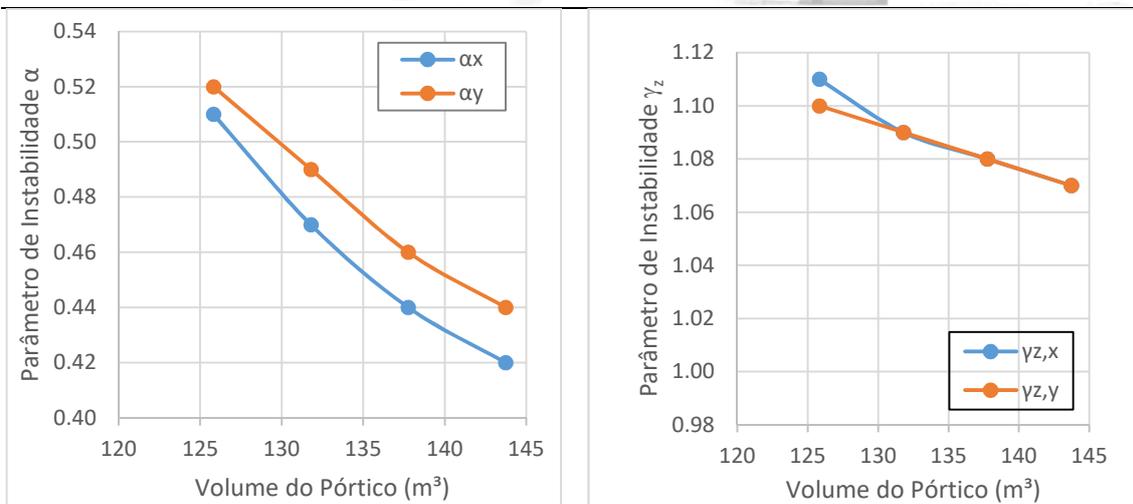


Figura 3. Comportamento dos parâmetros de instabilidade α e γ_z em função da altura das vigas

Fonte: (Adaptada de Bomfim, 2017)

Tabela 4. Parâmetros de instabilidade × largura das vigas

Análise	Largura (cm)	Volume (m ³)			α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
		Viga	Pilar	Pórtico				
0	20	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
4	15	53,719	72,100	125,819	0,44	0,46	1,08	1,08
5	10	35,813	72,100	107,913	0,49	0,51	1,10	1,09

Fonte: (Bomfim, 2017)

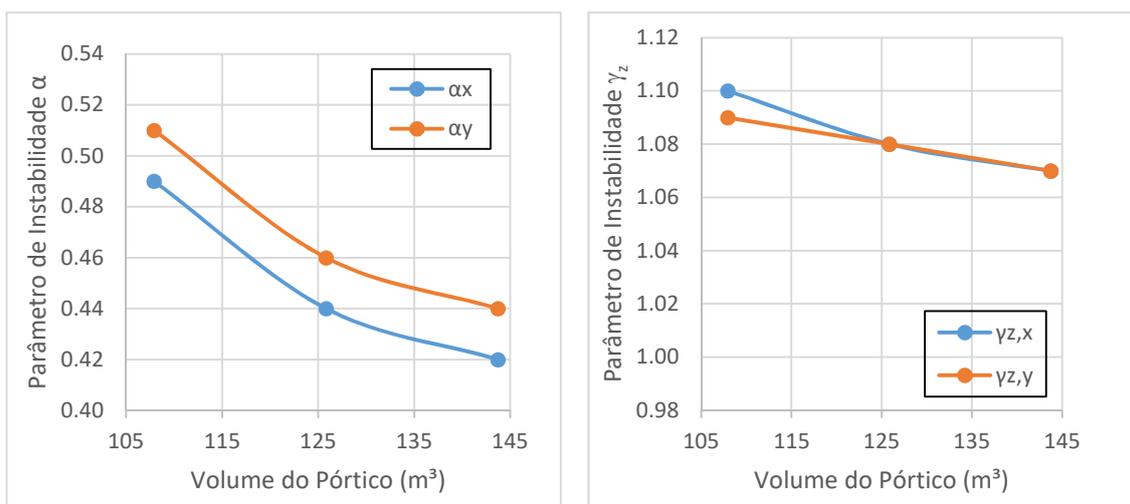


Figura 4. Comportamento dos parâmetros de instabilidade α e γ_z variando a largura das vigas

Fonte: (Adaptada de Bomfim, 2017)

Tabela 5. Parâmetros de instabilidade × altura das seções dos pilares

Análise	Variação Altura (cm)	Volume (m ³)			α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
		Viga	Pilar	Pórtico				
0	0	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
6	-5	71,626	60,255	131,881	0,47	0,51	1,09	1,09
7	-10	71,626	48,410	120,036	0,53	0,60	1,12	1,13

Fonte: (Bomfim, 2017)

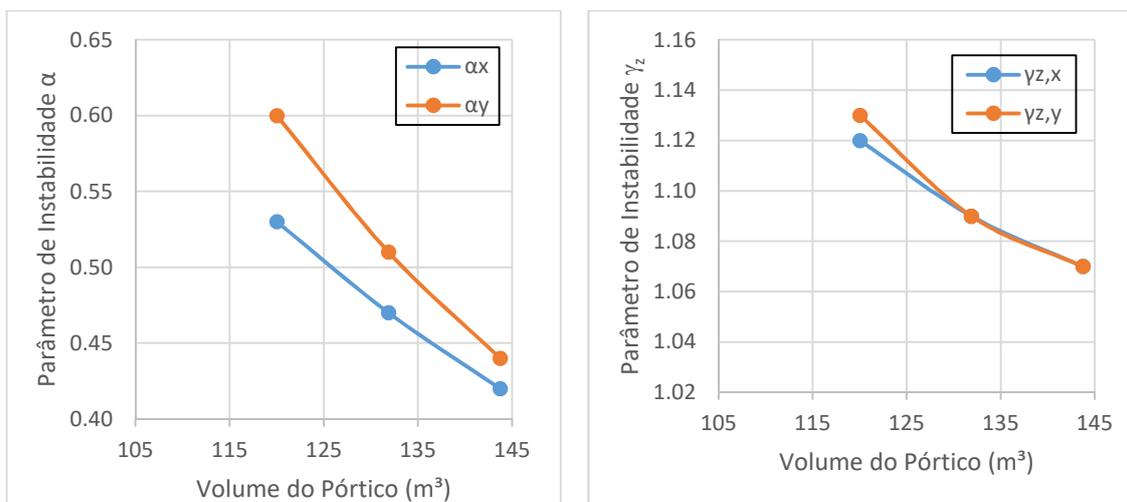


Figura 5. Comportamento dos parâmetros de instabilidade α e γ_z variando a altura dos pilares

Fonte: (Adaptada de Bomfim, 2017)

Tabela 6. Parâmetros de instabilidade × largura das seções dos pilares

Análise	Largura (cm)	Volume (m ³)			α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
		Viga	Pilar	Pórtico				
0	var	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
8	-5	71,626	59,741	131,367	0,45	0,46	1,08	1,08
9	-10	71,626	47,380	119,006	0,49	0,50	1,10	1,10

Fonte: (Bomfim, 2017)

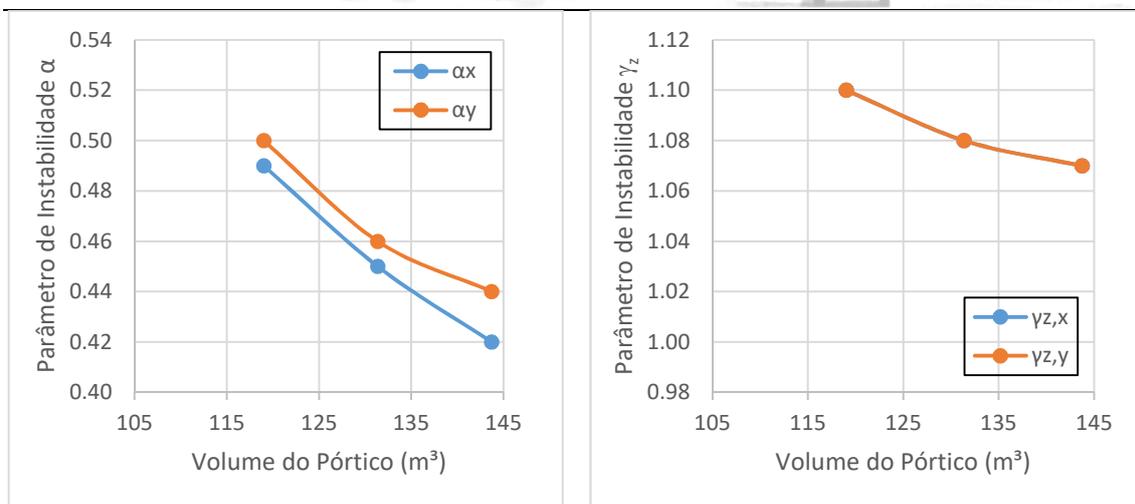


Figura 6. Comportamento dos parâmetros de instabilidade α e γ_z variando a largura dos pilares

Fonte: (Adaptada de Bomfim, 2017)

5 CONCLUSÕES

O estudo paramétrico realizado nos permitiu observar que, em relação as mudanças nas dimensões das vigas, a largura teve maior influência na redução de volume de concreto que a altura sem violar os limites dos parâmetros de instabilidade. Uma redução de 15 cm na altura de cada viga resultou em uma economia de 12,50% no volume total da estrutura, enquanto que uma redução de apenas 10 cm na largura garantiu um decréscimo de 24,90%. No caso dos pilares, observou-se que a influência da largura e da altura no volume total de concreto é semelhante. Enquanto que uma redução de 10 cm na altura das colunas representa um decréscimo de 16,5% no volume total de concreto, essa mesma diminuição de dimensão na largura garante uma economia de 17,2%, ou seja, a variação percentual é de apenas 0,7%. Com isso, podemos dizer que um projeto ótimo tenderia a uma estrutura com vigas de largura mínima.

O parâmetro γ_z não sofreu muitas variações comparando-se as mudanças nas dimensões dos pilares e das vigas, além disso, percebe-se comportamento praticamente igual em relação às direções x e y de incidência do vento. O parâmetro α apresenta um comportamento semelhante em relação às direções x e y de aplicação das cargas horizontais, mas a estrutura de contraventamento é mais rígida na direção x, o que levou o parâmetro α a apresentar valores menores que na direção y. Portanto, para este exemplo, os dois parâmetros responderam em concordância na identificação da indeslocabilidade da estrutura e ambos poderão ser usados no modelo de otimização.

A análise de sensibilidade mostrou a influência das dimensões das seções dos elementos tanto na função objetivo como nos parâmetros de instabilidade, ou seja, nas restrições, sugerindo que, provavelmente, existe uma combinação de valores das variáveis que conduzirá ao volume mínimo, satisfazendo as restrições, isto é, a proposta de otimização é viável.



AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa IMPACTO protensão e UFC pelo apoio financeiro fornecido.

REFERÊNCIAS

ARAUJO, José Milton de. Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado. Rio Grande: Dunas, 2004. 216 p.

ARORA, Jasbir 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.

BOMFIM, Ícaro Eufrásio. 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.

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

MELO, Antônio Macário Cartaxo de. Projeto Ótimo de Pórticos Planos de Concreto Armado. 2000. 192 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe/ufRJ, Rio de Janeiro, 2000.

PEREIRA, Anderson. 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.

RODRIGUES JÚNIOR, Sandoval José. 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.

SOARES, Rodrigo de Carvalho. 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.

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

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