



Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

## **ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO OTIMIZADOS DE ESTRUTURAS PLANAS DE AÇO**

Felipe Isamu Harger Sakiyama<sup>1</sup>

Gustavo de Souza Veríssimo<sup>2</sup>

José Luiz Rangel Paes<sup>3</sup>

José Carlos Lopes Ribeiro<sup>4</sup>

### **Resumo**

Neste trabalho apresenta-se uma metodologia para análise e dimensionamento otimizados de estruturas planas de aço, com base no controle de deslocamentos horizontais. Uma ferramenta computacional foi desenvolvida para o emprego da metodologia proposta e a avaliação de sua influência no dimensionamento de modelos estruturais de edifícios usuais em aço. Apresenta-se uma análise crítica dos atuais critérios de avaliação do desempenho de estruturas sujeitas ao ELS de deslocamentos horizontais. Os resultados obtidos demonstram que o deslocamento horizontal relativo entre pisos é o que apresenta o maior potencial de dano a elementos não estruturais e que a avaliação tradicional, considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos provocados pela ação do vento, é insuficiente para prevenir os danos provocados nos elementos não estruturais. A metodologia proposta permite uma avaliação mais realista da potencialidade de dano nos elementos não estruturais, considerando os deslocamentos horizontais relativos, provocados pela ação do vento, e os deslocamentos verticais relativos, provocados pela combinação de ações gravitacionais e do vento numa região da estrutura. Conclui-se que a utilização da metodologia apresenta um impacto positivo no dimensionamento de estrutura planas de aço em que o dimensionamento é governado pelos deslocamentos horizontais.

**Palavras-chave:** Estruturas metálicas; Otimização; Dimensionamento; Deslocamentos horizontais.

### **OPTIMIZED ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL FRAMED STRUCTURES**

#### **Abstract**

This paper presents a methodology for optimized analysis and design of steel framed structures, based on the control of horizontal displacements. A software was developed for the use of the proposed methodology and the evaluation of its influence on the design of structural models of usual steel buildings. A critical analysis of current performance evaluation criteria for structures subjected to horizontal drifts was presented. The results showed that the relative drift between floors is the one with the greatest potential for damage to non-structural elements and the traditional evaluation, considering only the horizontal component of the drift caused by the wind, it is not sufficient to prevent damage caused to non-structural elements. The proposed methodology allows a more realistic assessment of potential damage to non-structural elements, considering the relative horizontal drift caused by the wind and the relative vertical drift caused by a combination of gravity and wind actions in some parts of the structure. The methodology has a positive impact on the design of plane steel structures in which the design is governed by horizontal drifts.

**Keywords:** Steel structures; Optimization; Design; Drifts.

<sup>1</sup> Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, Professor Assistente, Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri, *Campus* do Mucuri, Teófilo Otoni, Minas Gerais, Brasil.

<sup>2</sup> Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

<sup>3</sup> Engenheiro Civil, Doutor em Ingeniería de la Construcción, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

<sup>4</sup> Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

Ao longo do processo de projeto e dimensionamento de uma estrutura metálica, os engenheiros podem idealizar diversos sistemas estruturais distintos. Cada sistema apresentará um determinado desempenho e consumirá uma certa quantidade de material. A escolha do sistema e as decisões tomadas durante sua definição são feitas normalmente com base na experiência prévia do projetista e, embora envolvam uma série de aspectos técnicos, ainda são de caráter pessoal. Existe uma carência no mercado de metodologias ou ferramentas que tornem o processo criativo e decisório mais objetivo, baseado em análises físicas.

Segundo Charney (1993), quando o dimensionamento de uma estrutura é governado pelos esforços no Estado Limite Último (ELU) as dimensões dos elementos são determinadas de maneira direta, principalmente quando se dispõe de algum programa computacional. Os elementos menos resistentes são facilmente identificados e substituídos por elementos mais resistentes. Entretanto, quando os deslocamentos sofridos pela estrutura nos Estados Limites de Serviço (ELS) governam o dimensionamento, o redimensionamento não é uma tarefa fácil. Apenas ao final do dimensionamento de todos os elementos torna-se possível determinar se a estrutura é muito flexível ou muito rígida. Dependendo da complexidade do sistema estrutural, não é simples identificar qual ou quais elementos influenciam mais ou menos na rigidez global da estrutura. Dada essa dificuldade, ao final do processo de análise e dimensionamento de uma estrutura de aço a configuração idealizada atende as exigências de norma quanto à segurança e ao desempenho, mas não é necessariamente a estrutura ótima em termos econômicos.

Ao contrário dos critérios de dimensionamento no ELU, os critérios para os ELS de deslocamentos horizontais excessivos não possuem uma normatização explícita (Charney, 1990). O ELS é geralmente associado a um evento não catastrófico e serve como parâmetro do nível de qualidade de uma estrutura ou elemento. Exceder um ELS em um edifício significa que as suas funções são comprometidas devido aos danos causados ou devido ao desconforto provocado em seus ocupantes (Griffis, 1993). As consequências nos ELS estão associadas a fatores econômicos e nos ELU à segurança da estrutura.

Chegar à configuração ótima da estrutura manualmente, ou utilizando ferramentas clássicas de análise e dimensionamento, na prática é inviável, tendo em vista o rigor exigido para o cumprimento de prazos na realidade atual. Entretanto, os recursos de computação disponíveis atualmente permitem não somente o desenvolvimento de aplicações mais sofisticadas como também a integração de aplicativos existentes, possibilitando a automatização de processos complexos que demandam a execução de grandes quantidades de cálculos, viabilizando a obtenção de soluções mais sofisticadas ou mais otimizadas do que as que se consegue com os métodos convencionais. Com estes avanços, há uma evolução das metodologias que viabilizam um dimensionamento otimizado de estruturas, levando em conta não somente os critérios de resistência estabelecidos nas normas técnicas, mas também o comportamento estrutural nas situações de serviço.

Velivasakis e DeScenza (1983) desenvolveram um método para o controle da rigidez de edifícios altos, sujeitos a deslocamentos horizontais excessivos, que utiliza o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) para identificar a contribuição da rigidez de cada elemento para a rigidez total da estrutura. A utilização do PTV na otimização da rigidez foi aprimorada por Baker (1990), Forrest-Brown e Samali (1990), Henige (1991), Wada (1992), Charney (1993) e Barrar (2009). De posse

---

\* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

dos resultados da análise pelo PTV, é possível identificar a falta ou o excesso de rigidez de cada elemento e, então, redimensioná-los de maneira otimizada. O PTV é uma solução interessante para a otimização de estruturas de edifícios, pois as bases matemáticas dessa técnica já são conhecidas pelos projetistas e os resultados são apresentados em termos do comportamento físico. Além disso, a informação necessária para a otimização é dada ao projetista, que tem controle total do processo de redimensionamento.

Este trabalho visou o desenvolvimento de uma metodologia de análise e dimensionamento otimizados de estruturas de aço, a partir da integração de algoritmos de análise, de controle de rigidez baseados na energia de deformação da estrutura, de dimensionamento e de pesquisa em banco de dados. Uma ferramenta computacional foi desenvolvida para avaliar o impacto da metodologia no dimensionamento de modelos estruturais de estruturas reticuladas planas de aço de edifícios usuais.

### 1.1 Estado Limite de Serviço: deslocamentos horizontais devidos à ação do vento

O termo deslocamento horizontal se refere tradicionalmente aos deslocamentos resultantes da aplicação de um carregamento lateral em uma estrutura. Na maioria das vezes, o deslocamento horizontal é uma medida relativa e, portanto, depende da localização de um ponto de interesse na estrutura e do plano de referência em relação ao qual as medições são realizadas (Charney, 1990a). Os deslocamentos horizontais de maior importância em relação a um plano de referência são:

- deslocamento horizontal total em um determinado nível da estrutura, em relação à base;
- deslocamento horizontal total no topo da estrutura, em relação à base;
- e o deslocamento horizontal relativo entre dois pavimentos consecutivos.

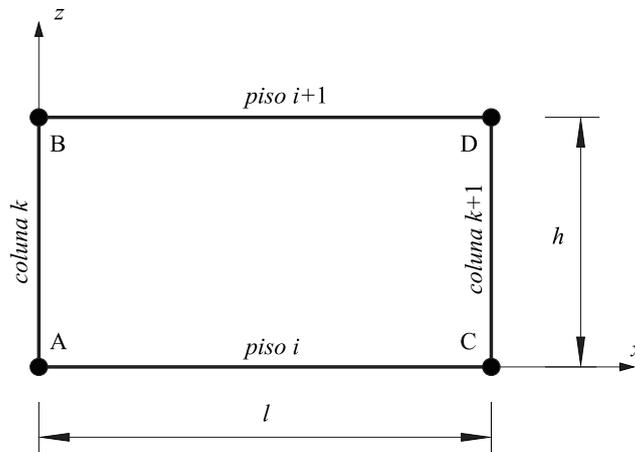
Quando o deslocamento horizontal no topo é dividido pela altura da estrutura, o valor resultante é o *índice de deslocamento total*. Da mesma maneira, se o deslocamento relativo entre pisos é dividido pela altura entre os pisos, o valor obtido é o *índice de deslocamento entre pisos*. Alguns limites usuais variam de  $H/100$  a  $H/600$ , para o deslocamento horizontal no topo, e de  $h/200$  a  $h/600$ , para o deslocamento horizontal relativo entre dois pisos, dependendo do tipo de edifício e do tipo de material empregado nas fachadas.

É importante reconhecer que as distorções por cisalhamento na estrutura são as principais causas de danos nos elementos não estruturais dos edifícios como, por exemplo, fachadas e fechamentos. O deslocamento horizontal considera apenas o componente horizontal da distorção de cisalhamento e não inclui o componente vertical – decorrente das deformações axiais diferenciais entre colunas – que contribui para a ocorrência dos danos. Ademais, alguns deslocamentos horizontais podem provocar apenas rotação de corpo rígido de um elemento de fachada ou fechamento sem a ocorrência de distorções e, conseqüentemente, sem provocar danos.

O *DMI (Drift Measurement Index)* é um índice, definido por Griffis (1993), para avaliação da magnitude da distorção média por cisalhamento sofrida por uma região retangular da estrutura, designada como *DDZ (Drift Damageable Zone)*, região danificável por deslocamento horizontal. Uma *DDZ* é definida pelos pisos superior e inferior e pelas linhas de colunas ou paredes divisórias adjacentes. Na Figura 1 apresenta-se uma *DDZ* definida pelo painel retangular ABCD.

---

\* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



**Figura 1. Definição de uma DDZ.**

Se as translações vertical e horizontal de cada vértice da *DDZ* são conhecidas, o *DMI* será a soma das médias dos deslocamentos horizontais relativos e dos deslocamentos verticais relativos, dado por:

$$DMI = \frac{D_1 + D_2}{2} + \frac{D_3 + D_4}{2} \quad (1)$$

onde,

$$D_1 = (x_B - x_A)/h \quad (\text{deslocamento horizontal relativo entre os vértices A e B})$$

$$D_2 = (x_D - x_C)/h \quad (\text{deslocamento horizontal relativo entre os vértices C e D})$$

$$D_3 = (z_C - z_A)/l \quad (\text{deslocamento vertical relativo entre os vértices A e C})$$

$$D_4 = (z_D - z_B)/l \quad (\text{deslocamento vertical relativo entre os vértices B e D})$$

$h$  = altura da região

$l$  = largura da região

Observa-se que as parcelas  $D_1$  e  $D_2$  da Eq. (1) representam o índice de deslocamento entre pisos e as parcelas  $D_3$  e  $D_4$  representam os componentes verticais da distorção do painel.

Quando o deslocamento vertical relativo de um painel tem o sentido de rotação oposto ao do deslocamento horizontal relativo, a distorção por cisalhamento da *DDZ* é amplificada, ao passo que o deslocamento vertical relativo no mesmo sentido do deslocamento horizontal relativo reduz a distorção por cisalhamento. Esse comportamento é ilustrado na Figura 2.

Na Figura 3 apresenta-se uma ilustração da distorção de cisalhamento dos painéis de um pavimento contraventado. Observa-se que os painéis externos apresentam elevadas distorções enquanto o painel central sofre apenas um deslocamento de corpo rígido.

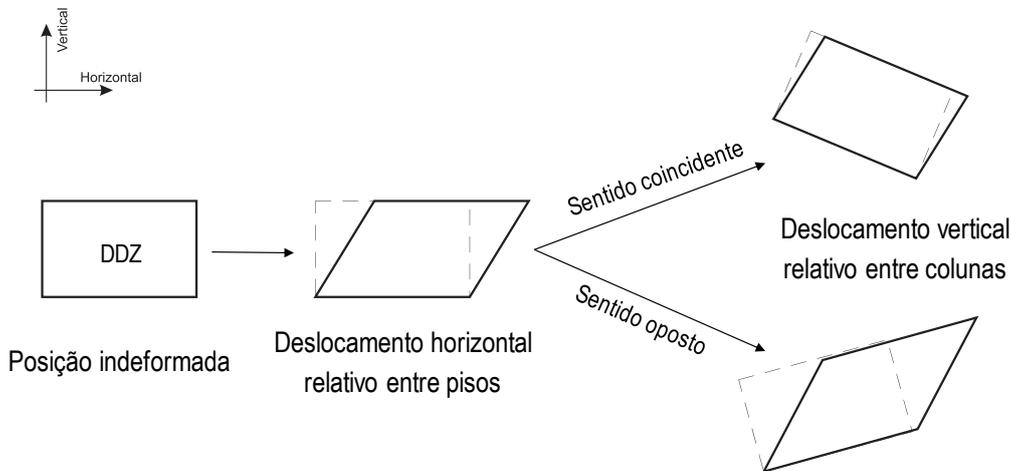


Figura 2. Distorção por cisalhamento de um painel (DDZ).

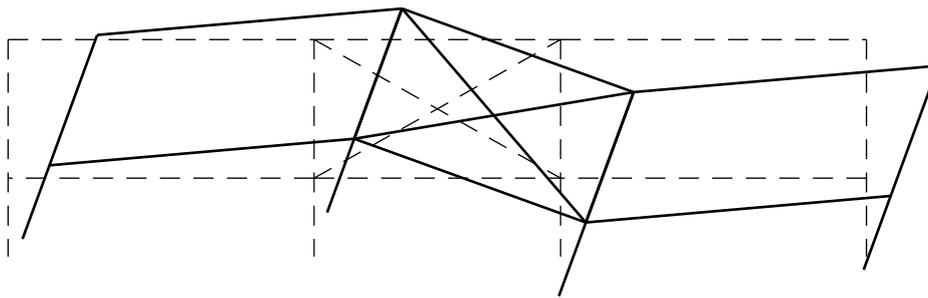


Figura 3. Distorção por cisalhamento dos painéis de um pavimento contraventado.

## 1.2 Estabelecendo os limites de deslocamento da estrutura e o limiar de dano para os elementos não estruturais.

Considerando que o *DMI* é o parâmetro que deve ser controlado, os limites para os deslocamentos horizontais são obtidos em função do limiar de dano para os diferentes tipos de elementos não estruturais e do nível de dano aceitável para o empreendedor e para o usuário da estrutura (Charney, 1990a).

O limiar de dano é geralmente obtido por meio de *racking tests* de elementos não estruturais. Algan (1982) *apud* Griffis (1993) realizou mais de 700 *racking tests* de vários elementos não estruturais obtidos de mais de 30 fontes diferentes. Os elementos estudados incluem: tijolo maciço e furado, bloco de concreto, *drywall*, painéis de gesso e painéis de madeira. A intensidade do dano foi estabelecida numa escala de 0,00 a 1,00, sendo 0,1 a 0,3 definido como de menor dano; 0,4 a 0,5 de dano moderado; 0,6 a 0,7 de dano substancial; e 0,8 a 1,0 de maior dano. Uma intensidade de dano igual a 1,0 é considerada intolerável. Na Figura 4 apresenta-se o gráfico que relaciona a intensidade de dano com a distorção de cisalhamento para quatro diferentes tipos de materiais.



Se for fixada uma intensidade de dano aceitável de 0,3, então a distorção de cisalhamento limite de 0,25% (1/400) fica estabelecida para um elemento de *drywall*. Para um bloco de concreto, a deformação limite seria em torno de 0,15% (1/600). Estes limites de deformação são definidos por Griffis (1993) como *DDI* (*Drift Damage Index*), índice de dano por deslocamento horizontal. Do ponto de vista do ELS, fica estabelecido o seguinte critério de verificação dos deslocamentos horizontais:

$$DMI \leq DDI \quad (2)$$

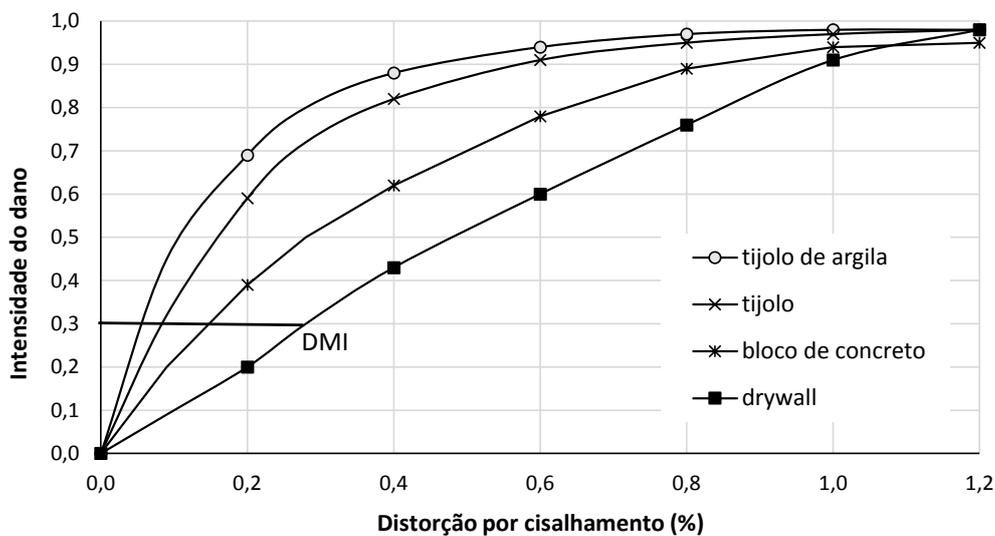


Figura 4. Limiar de dano para diferentes materiais (adaptado de Griffis, 1993).

### 1.3 Período de retorno da velocidade do vento para ELS

A magnitude da ação do vento nas verificações de serviço depende da frequência com que um dano em potencial é tolerado. Uma prática comum entre os projetistas é adotar para os ELS a mesma velocidade básica do vento utilizada nas verificações de ELU, determinada para um período de retorno de 50 anos para estruturas usuais e 100 anos para estruturas especiais.

Segundo Charney (1990a) e Griffis (1993), fundamentar os critérios de serviço em um nível de carregamento que pode ocorrer, em média, apenas uma vez durante a vida útil da estrutura pode ser considerado um padrão irreal e muito rigoroso. Além disso, Loh e Isyumov (1985) *apud* Charney (1990a), após um estudo comparativo entre as ações obtidas em túnel de vento e por meio de normas técnicas para vários tipos de edifícios, constataram que os esforços obtidos nos ensaios rigorosos em um túnel de vento foram em média 70% dos valores obtidos por meio das normas técnicas. A discrepância dos resultados foi principalmente devida à rugosidade do terreno no entorno do edifício e teve pouca influência do formato da edificação.

Galambos e Ellingwood (1986a) *apud* Charney (1990a) sugeriram adotar um período de retorno entre 8 e 10 anos, tendo em vista que as consequências de exceder um ELS não estão relacionadas com a segurança. Segundo Griffis (1993), vários autores determinaram que o período de retorno numa situação de serviço deve ser de 5 a 10 anos.

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

#### 1.4 Critérios da norma brasileira

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta prescrições sucintas relativas aos deslocamentos nas estruturas, apresentando uma tabela única com os índices de deslocamentos máximos permitidos em diversas situações. Com relação ao deslocamento horizontal de edifícios de múltiplos andares, existem duas condições a serem atendidas:

- deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base: inferior a  $H/400$ ;
- deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos: inferior a  $h/500$ .

$H$  é a distância vertical do topo do pilar considerado à base e  $h$  é a distância vertical entre dois pisos consecutivos. Na verificação dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos consecutivos, devem ser desprezadas as deformações axiais nos pilares e nas vigas.

Para a determinação dos deslocamentos horizontais da estrutura, a norma brasileira estabelece que: (a) na análise estrutural as imperfeições iniciais geométricas e de material podem ser dispensadas; (b) para estruturas de pequena e média deslocabilidade, os deslocamentos podem ser obtidos a partir de análise elástica de primeira ordem.

As ações atuantes devem ser obtidas por meio das combinações de serviço, conforme o elemento estrutural considerado, que podem ser: combinações quase permanentes, frequentes ou raras. Para situações que envolvem a aparência da estrutura, a norma recomenda utilizar as combinações quase permanentes. No caso de deslocamentos que venham a causar empoçamentos na cobertura ou danos em elementos não estruturais, é recomendado utilizar, no primeiro caso, as combinações frequentes e, no segundo, as raras. Não há recomendação explícita do período de retorno para o cálculo das ações devidas ao vento no ELS.

Na ABNT NBR 6123:1988, “Forças devidas ao vento em edificações”, a velocidade básica do vento é definida para uma probabilidade de 63% de ser excedida em um período de retorno de 50 anos. Tendo em vista as considerações de Charney (1990a) e Griffis (1993), acerca do período de retorno no ELS, pode-se adotar um período de retorno inferior, usualmente de 10 anos.

A consideração de um período de retorno diferente de 50 anos pode ser feita por meio do fator estatístico  $S_3$ . No Anexo B da ABNT NBR 6123:1988 é apresentada uma tabela que relaciona o fator  $S_3$  com a probabilidade de a velocidade básica do vento ser excedida e com o período de retorno. O fator  $S_3$  é igual a 1,0 para uma probabilidade de 63% e período de retorno de 50 anos, variando diretamente com o período de retorno e inversamente com a probabilidade de superação da velocidade do vento.

## 2 METODOLOGIA

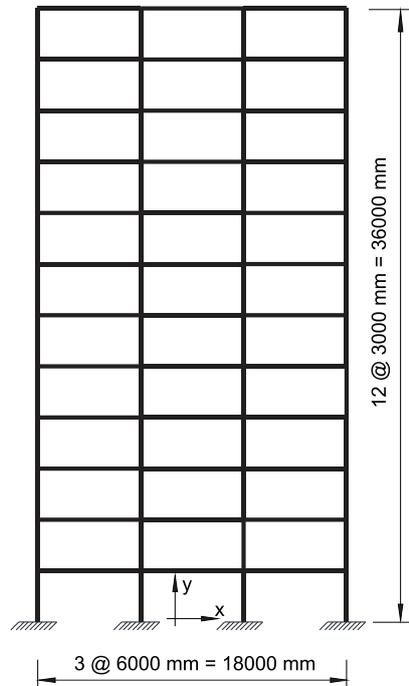
A metodologia adotada para atingir os objetivos propostos foi desenvolvida em três etapas: (a) implementação de rotinas para integração da ferramenta computacional com um aplicativo de análise estrutural; (b) implementação do algoritmo para otimização da rigidez pelo PTV; (c) estudo comparativo de modelos estruturais quanto aos impactos da otimização.

Foi elaborado um modelo de estrutura reticulada plana de aço, mostrado na Figura 5. A estabilidade no plano da estrutura é garantida pela capacidade de transmissão de momento das ligações viga-pilar. Por se tratar de modelo estrutural plano, os deslocamentos dos nós na

---

\* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

direção perpendicular ao plano da estrutura foram impedidos. As dimensões do modelo foram de 3000 mm entre pisos e 6000 mm entre pilares.



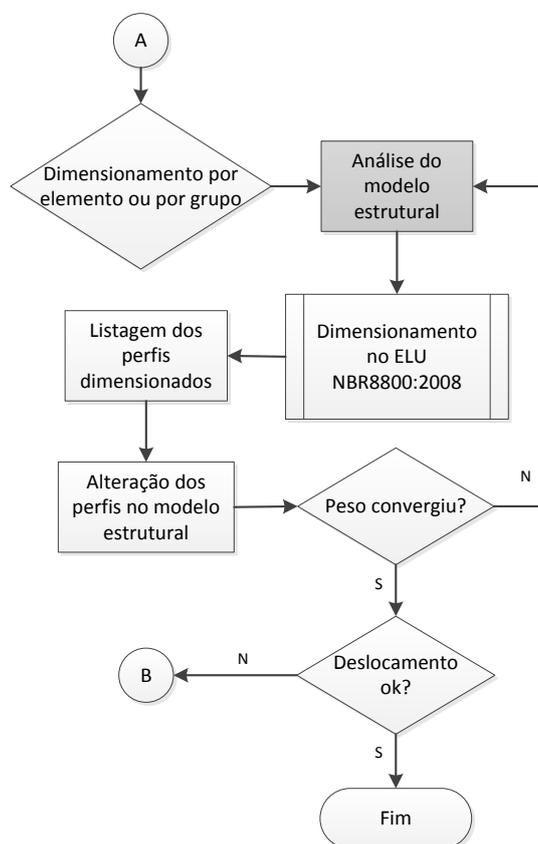
**Figura 5 – Esquema estrutural do modelo estudado.**

Foi considerada uma ação concentrada devida ao vento, aplicada em cada pavimento, no sentido positivo do eixo x. Os valores foram obtidos por meio do coeficiente de arrasto, conforme prescrito na ABNT NBR6123:1988. As ações gravitacionais distribuídas consideradas foram: ações permanentes devidas ao peso próprio da estrutura de aço, da estrutura de concreto e da alvenaria; e uma sobrecarga variável de utilização.

Primeiramente, efetua-se a otimização no ELU para o menor peso da estrutura, de acordo com a ABNT NBR8800:2008. O dimensionamento pode ser realizado de duas maneiras: por elemento ou por grupo de elementos. No primeiro caso, o perfil é dimensionado para cada elemento individualmente e no segundo, um único perfil é dimensionado e atribuído a todos os elementos do grupo. Em ambos os casos, é escolhido o perfil mais leve que atende a todas as solicitações no ELU. Após o término da otimização do peso, os perfis das barras são alterados no modelo estrutural, de acordo com os resultados do dimensionamento.

Nas estruturas sensíveis à variação de seção, a distribuição dos esforços internos está diretamente relacionada à rigidez dos elementos. Um perfil com maior rigidez à flexão absorverá uma parcela maior dos esforços à flexão do que outro menos rígido. Portanto, a alteração dos perfis, numa dada iteração do processo, provoca uma variação nos resultados da análise estrutural da iteração subsequente. A tendência é que a variação dos resultados entre duas iterações consecutivas se estabilize, cabendo ao projetista determinar o critério de parada. Neste trabalho foi utilizado o seguinte critério para a otimização do peso: diferença entre o peso

de duas iterações consecutivas inferior a 5% após pelo menos três iterações consecutivas. O fluxograma da otimização do peso é mostrado na Figura 6.



**Figura 6 – Fluxograma da otimização do peso no ELU.**

Uma vez atingido o peso ótimo da estrutura que atende aos ELU, é realizada a verificação do ELS de deslocamentos horizontais devido à ação do vento. Quando os deslocamentos na estrutura são inferiores aos limites de norma, a estrutura de peso ótimo atende simultaneamente aos requisitos nos ELU e nos ELS, não sendo necessária nenhuma alteração no dimensionamento. Neste caso, o dimensionamento é governado pela resistência.

Se, por outro lado, a estrutura apresenta deslocamentos horizontais que ultrapassam o limite de norma, é necessário aumentar sua rigidez a fim de reduzir os deslocamentos. Como o problema da resistência já foi resolvido na primeira etapa, o aumento da rigidez implica no aumento do peso dos elementos da estrutura além do necessário para resistir aos esforços solicitantes. Neste caso, o dimensionamento é governado pela rigidez da estrutura. Para isto, é utilizado o algoritmo de otimização da rigidez pelo PTV, com o objetivo de encontrar a estrutura mais leve que atenda aos critérios de resistência no ELU e de rigidez no ELS. Os ELS foram verificados utilizando-se quatro métodos, conforme mostrado na Tabela 1.

**Tabela 1. Métodos utilizados na verificação do ELS de deslocamento horizontal.**

Método	Descrição
A	Deslocamento horizontal no topo em relação à base.
B	Deslocamentos horizontais relativos entre pisos determinados de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos devidos às deformações de cisalhamento das barras.
C	Deslocamentos horizontais relativos entre pisos determinados considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos devido a todas as fontes de deformação.
D	Determinado pelo índice <i>DMI</i> de cada DDZ definido na estrutura.

Na Figura 7 encontra-se o fluxograma do processo de otimização da rigidez pelo PTV. A otimização da rigidez pode ser realizada de duas maneiras: por elemento ou por grupo de elementos. Em ambos os casos é possível determinar quais grupos de elementos participam da otimização da rigidez da estrutura. Por exemplo, considere-se a situação em que a resistência a ações horizontais de uma estrutura é dada por uma subestrutura de contraventamento de pórtico em forma de treliça. Neste caso, os elementos ou grupos de elementos que não participam do sistema de resistência a ações horizontais podem ser removidos do processo de otimização.

O carregamento virtual e a combinação de serviço são determinados de acordo com o local, a direção e o sentido para os quais se deseja obter o deslocamento. Para avaliar o deslocamento horizontal do topo da estrutura, uma força horizontal virtual unitária deve ser aplicada no topo, na direção horizontal. Na avaliação do deslocamento relativo entre pisos consecutivos, duas forças horizontais virtuais unitárias deve ser aplicadas, em sentidos opostos, nos pisos em que se deseja determinar os deslocamentos relativos. O *DMI* é obtido por meio de uma combinação de ações virtuais aplicadas nos quatro vértices da *DDZ*, conforme mostrado na Figura 8.

Em seguida, os deslocamentos alvo são determinados de acordo com os limites prescritos pela ABNT NBR8800:2008 para deslocamentos horizontais em edifícios, que para o caso do modelo estrutural estudado é mostrado na Tabela 2. Na sequência, as restrições de resistência são definidas selecionando-se as combinações últimas que devem ser atendidas durante a otimização pelo PTV.

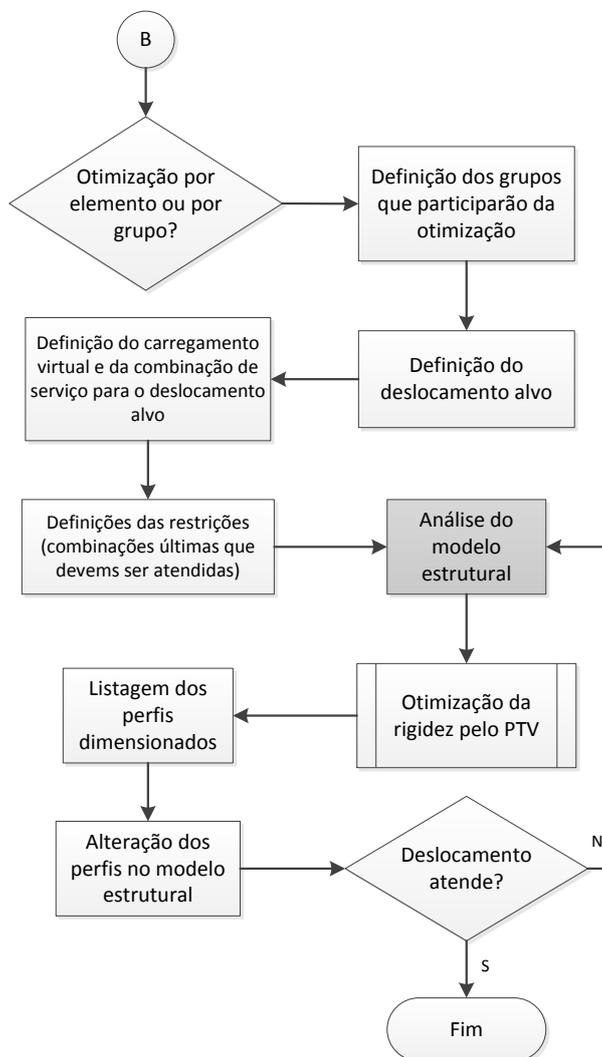


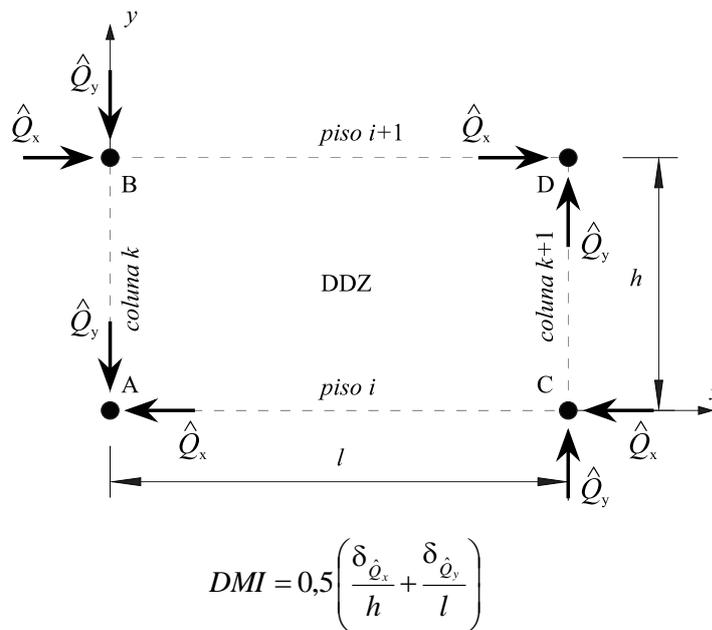
Figura 7 – Fluxograma da otimização da rigidez no ELS.

Tabela 2. Deslocamentos horizontais máximos.

Descrição	$\delta_{\text{máx}}$	
Deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base	$H/400$	90 mm
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^{(1)}$	6 mm
<i>DDI</i>	1/500	0,2%

(1) Os deslocamentos de corpo rígido devidos às deformações axiais dos pilares e vigas foram desprezados.

O procedimento da otimização da rigidez deve ser repetido até que o deslocamento na direção do carregamento virtual se aproxime do deslocamento alvo (Sakiyama 2015). Como o conjunto de soluções é discreto – um conjunto finito de perfis de um determinado catálogo – e a otimização da rigidez deve atender às restrições de resistência no ELU e de rigidez no ELS, devem ser realizadas iterações da otimização da rigidez até à convergência dos resultados das deformações.



$\hat{Q}_x$  é o carregamento virtual unitário horizontal, aplicado entre pisos

$\hat{Q}_y$  é o carregamento virtual unitário vertical, aplicado entre colunas

$\delta_{\hat{Q}_x}$  é a soma dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos

$\delta_{\hat{Q}_y}$  é a soma dos deslocamentos verticais relativos entre colunas

Figura 8. Avaliação do DMI de uma DDZ pelo PTV.

### 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O modelo estrutural adotado neste estudo foi dimensionado considerando-se duas situações de projeto no ELS: (a) velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos e (b) velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos. Em ambas as situações foi realizado o dimensionamento otimizado para os ELS de deslocamento horizontal no topo e deslocamento horizontal relativo entre pisos.

Os pesos finais do modelo estrutural para os ELS, verificados considerando-se a velocidade básica do vento para os períodos de retorno de 50 e 10 anos, são apresentados na Tabela 3.a e na Tabela 3.b, respectivamente.

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

**Tabela 3. Peso final da estrutura para diferentes períodos de retorno da velocidade básica do vento.**

a) *Velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos*

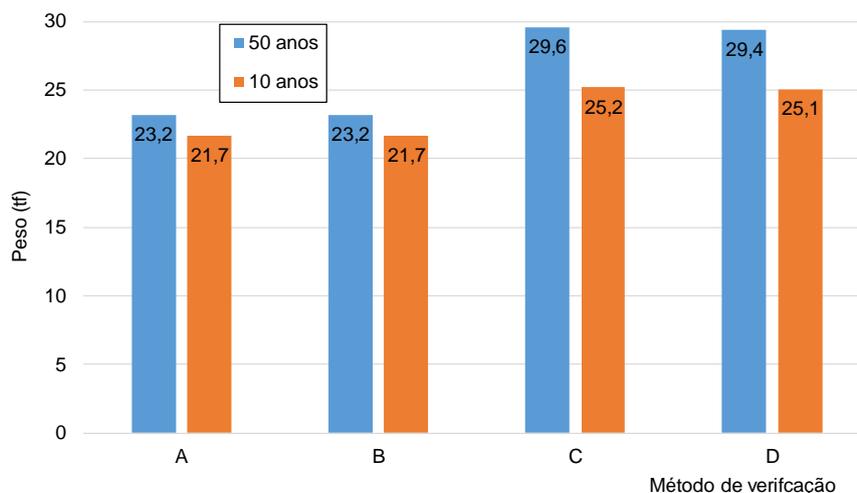
Caso	Altura total $H$ (m)	Altura entre pisos $h$ (m)	Vão livre entre pilares $l$ (m)	Peso total no ELS (toneladas)			
				Deslocamento no topo <sup>a)</sup>	Deslocamento horizontal relativo entre pisos <sup>b)</sup>		
					Método A	Método B <sup>c)</sup>	Método C <sup>d)</sup>
1	36,0	3,0	6,0	23,2	23,2	29,6	29,4

b) *Velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos*

Caso	Altura total $H$ (m)	Altura entre pisos $h$ (m)	Vão livre entre pilares $l$ (m)	Peso total no ELS (toneladas)			
				Deslocamento no topo <sup>a)</sup>	Deslocamento horizontal relativo entre pisos <sup>b)</sup>		
					Método A	Método B <sup>c)</sup>	Método C <sup>d)</sup>
1	36,0	3,0	6,0	21,7	21,7	25,2	25,1

- a) Para um deslocamento horizontal máximo de  $H/400$ .  
b) Para um índice de deslocamento horizontal máximo de  $1/500$ .  
c) Determinado de acordo com a ABNT NBR8800:2008, considerando apenas o componente horizontal dos deslocamentos devidos às deformações de cisalhamento das barras.  
d) Determinado considerando apenas o componente horizontal dos deslocamentos devidos à todas as fontes de deformação.  
e) Determinado pelo índice *DMI* de cada *DDZ* definido na estrutura.

Na Figura 9 é mostrado um gráfico comparativo do peso final do modelo estrutural para os períodos de retorno considerados, para cada um dos métodos de verificação do ELS de deslocamentos horizontais apresentados na Tabela 1.



**Figura 9. Comparativo do peso final do modelo estrutural, considerando a velocidade básica do vento para períodos de retorno de 50 anos e de 10 anos.**

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Observando a Figura 9, nota-se que o peso de aço ao final do processo de otimização para um período de retorno de 10 anos foi sempre menor que para um período de retorno de 50 anos. Isto se deve ao fato de a velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos ser menor do que para um período de retorno de 50 anos. Os resultados para os diferentes métodos de avaliação no ELS de deslocamento horizontal foram diferentes. Isto ocorreu porque a resposta da estrutura para os diferentes deslocamentos horizontais é distinta.

A seguir, apresentam-se esquemas gráficos da verificação dos ELS de deslocamento horizontal considerados no dimensionamento. Para todos os casos, foram utilizados os resultados obtidos para a situação em que a velocidade básica do vento corresponde a um período de retorno de 50 anos (Tabela 3.a). O modelo estrutural foi avaliado considerando-se o dimensionamento otimizado para três ELS de deslocamento horizontal, a saber: deslocamento horizontal no topo, deslocamento horizontal relativo entre pisos e índice *DMI*. Para cada dimensionamento, os parâmetros de aceitação dos ELS de deslocamento horizontal foram verificados e ilustrados nos esquemas gráficos.

Nas Figuras 10, 11 e 12, são apresentados os resultados do modelo estrutural.

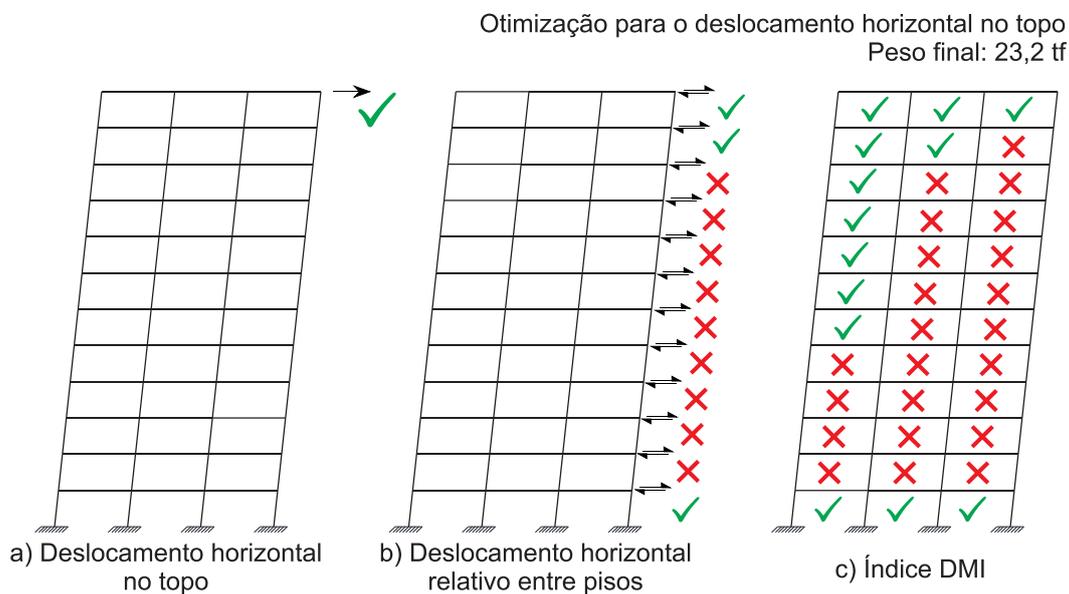


Figura 10. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.

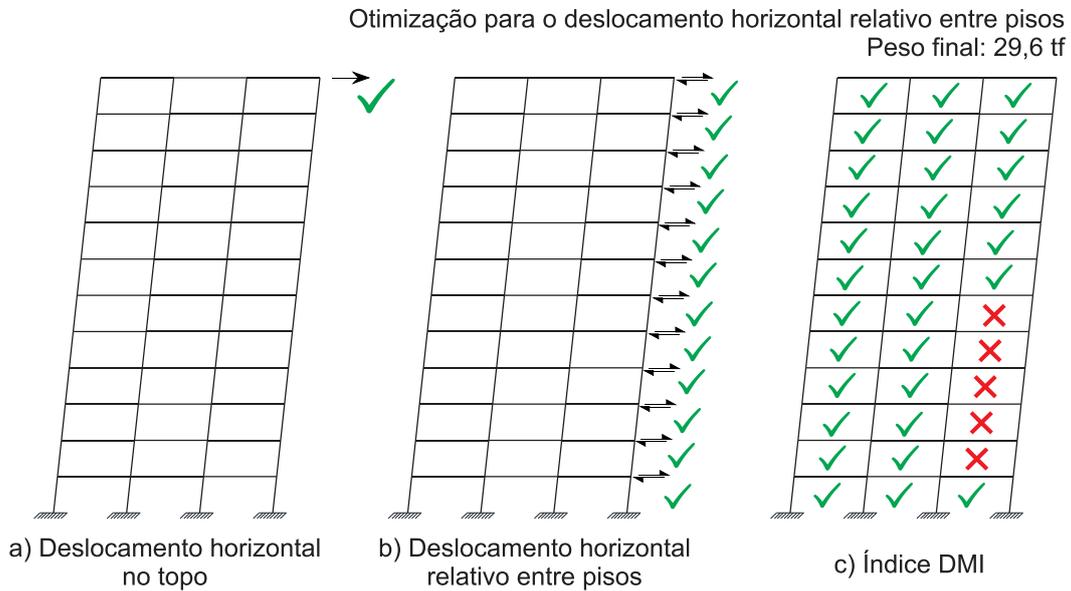


Figura 11. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.

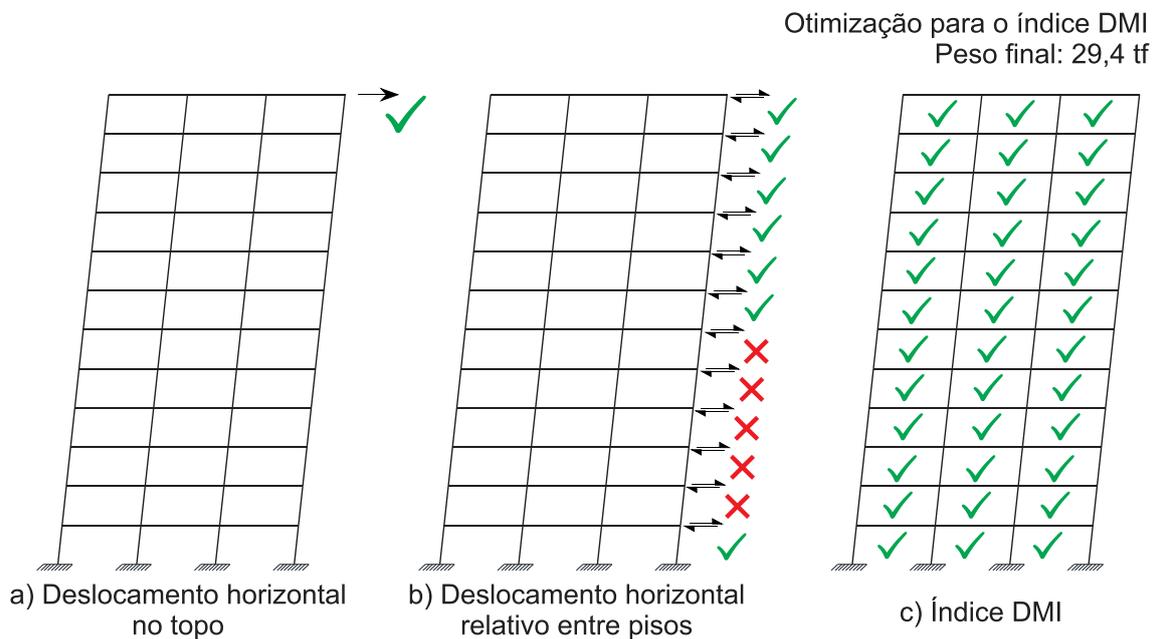


Figura 12. Caso 1 – Otimização para o índice DMI.

Observa-se que, na otimização para o deslocamento horizontal no topo (Figura 10), o deslocamento horizontal no topo foi atendido, enquanto nove dos 12 pavimentos e 23 das 36 *DDZ* não atenderam aos limites de deslocamento horizontal estabelecidos na Tabela 2. O peso de aço ao final do processo de otimização foi de 23,2 tf.

Na otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos (Figura 11), tanto o deslocamento horizontal no topo quanto os deslocamentos horizontais relativos entre todos os pisos consecutivos foram atendidos. Entretanto, 5 das 36 *DDZ* apresentaram um índice *DMI* acima do limite estabelecido (Tabela 2). O peso final foi de 29,6 tf.

Nota-se que, na otimização para o índice *DMI* (Figura 12), o deslocamento horizontal no topo, assim como todas as *DDZ* atenderam aos limites de deslocamento horizontal. Os 5 pavimentos marcados com um “X” vermelho na Figura 12b apresentaram deslocamentos horizontais relativos acima do limite máximo estabelecido na Tabela 2 (Figura 12b) porque não foi computada a influência dos deslocamentos verticais relativos. Neste caso, os deslocamentos verticais relativos entre pilares atenuam os deslocamentos horizontais relativos, de forma que para todas as *DDZ* o *DMI* é inferior ao limite de distorção *DDI*. O peso final foi de 29,4 tf.

Outros estudos de caso estão documentados em Sakiyama (2015).

#### 4 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada uma metodologia de dimensionamento otimizado de estruturas planas de aço, considerando os ELU e os ELS de deslocamentos horizontais. A metodologia foi desenvolvida com o auxílio de uma ferramenta computacional implementada para integrar um algoritmo de dimensionamento de elementos estruturais de aço, um algoritmo de otimização da rigidez pelo PTV e o aplicativo de análise estrutural SAP2000. Foram avaliados o efeito da metodologia sobre a economia de aço e a potencialidade para o estudo do desempenho estrutural em estruturas metálicas reticuladas planas de edifícios usuais.

Os resultados obtidos indicam que a metodologia de dimensionamento otimizado foi eficiente na economia de aço dos modelos estruturais analisados. A otimização da rigidez pelo PTV permitiu a redução dos deslocamentos horizontais dos modelos estruturais com o mínimo acréscimo de aço necessário. A ferramenta computacional possibilitou a avaliação do desempenho estrutural frente às ações horizontais do vento, dando subsídios ao projetista para a tomada de decisões de projeto no ELS de deslocamentos horizontais. A integração do algoritmo de dimensionamento no ELU e o programa de análise estrutural SAP2000 permitiu a execução de sucessivas iterações da metodologia de dimensionamento otimizado.

O deslocamento horizontal relativo entre pisos é aquele que apresenta o maior potencial de dano a elementos não estruturais e, portanto, deve ser o principal parâmetro no controle de deslocamentos horizontais de edifícios altos. Entretanto, a avaliação desses deslocamentos pelo método tradicional, que considera apenas a componente horizontal dos deslocamentos provocados pela ação do vento, é incompleta, podendo tanto subestimar como superestimar a distorção por cisalhamento de cada *DDZ* num mesmo pavimento, por ignorar a influência dos deslocamentos verticais relativos. Uma avaliação mais realista e consistente da potencialidade de dano nos elementos não estruturais pode ser obtida por meio do índice *DMI*. Este índice considera os deslocamentos horizontais relativos – provocados pela ação do vento – e os deslocamentos verticais relativos – provocados pela combinação de ações gravitacionais e do vento – de uma *DDZ* da estrutura. Usando esta abordagem é possível identificar se os deslocamentos sofridos nas *DDZ* caracterizam uma distorção por cisalhamento ou um movimento de corpo rígido.

---

\* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As simulações demonstraram que o que a ABNT NBR8800:2008 prescreve na nota *m* da Tabela C.1 parece não corresponder à realidade. Nos pórticos rígidos, as deformações de cisalhamento das barras contribuíram com apenas 9% para os deslocamentos horizontais, o que é muito pouco. A norma estabelece ainda que não devem ser consideradas as deformações axiais dos pilares. Entretanto, observou-se, no caso analisado, que as deformações axiais dos pilares podem produzir deslocamentos verticais relativos que podem incrementar as distorções por cisalhamento nos painéis da estrutura, que são as principais causas de danos nos elementos não estruturais dos edifícios.

Não existe nas normas técnicas brasileiras uma especificação acerca da velocidade básica do vento que deve ser considerada para os ELS. Tradicionalmente, adota-se a mesma velocidade básica utilizada para os ELU, para a qual há uma probabilidade de 63% de que seja excedida em um período de retorno de 50 anos. O ELS de deslocamento horizontal excessivo está relacionado, principalmente, à potencialidade de danos em elementos não estruturais. Isto posto, é preciso estabelecer um equilíbrio entre o custo de evitar os danos e o custo de repará-los. Dimensionar uma estrutura de forma a assegurar a não ocorrência de danos em elementos não estruturais devidos aos deslocamentos horizontais para um período de 50 anos é uma solução conservadora e cara, uma vez que os danos serão evitados pelo aumento da rigidez dos elementos estruturais. Atualmente, diversos autores sugerem, para efeito de verificação do ELS de deslocamentos horizontais, considerar a velocidade básica do vento correspondente a um período de retorno de 10 anos.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPQ, à FAPEMIG e à UFV pelo suporte para a realização desta pesquisa e ao engenheiro Robert P. DeScenza, da Thornton Tomasetti, pelas informações fornecidas.

## REFERÊNCIAS

- 1 ABNT, NBR 8800. “Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.” Rio de Janeiro, 2008.
- 2 ABNT, NBR6123. “Forças devidas ao vento em edificações.” Rio de Janeiro, 1988.
- 3 Baker, W. F. “Sizing Techniques for Lateral System in Multi-Story Steel Buildings.” Proceedings of the Fourth World Congress, Tall Buildings: 2000 and Beyond. Hong Kong: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1990. 857-868.
- 4 Barrar, C. D. “Structural Optimization Using the Principle of Virtual Work and an Analytical Study on Metal Buildings.” Blacksburg, Virginia, 2009.
- 5 Charney, F. A. “Economy of steel framed buildings through identification of structural behavior.” ASCE, 1993. 12-1-13-33.



- 6 Charney, F. A. "Wind drift serviceability limit state design of multistory buildings." Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1990a: 203-212.
- 7 Forrest-Brown, G.; B. Samali. "Practical Optimisation of Framed Structures Using Virtual Work Principles." Proceedings of the Fourth World Congress, Tall Buildings: 2000 and Beyond. Hong Kong: Council of Tall Buildings and Urban Habitat, 1990. 1019-1029.
- 8 Griffis, L.G. "Serviceability Limity States Under Wind Load." Engineering Journal, 1993: 1-15.
- 9 Henige Jr., R. A. "Structural Optimization to Limit Natural Periods." Proceedings of the 1991 Structures Congres. Indianapolis, Indiana: ASCE, 1991. 253-260.
- 10 Sakiyama, F. I. H. Metodologia para análise e dimensionamento otimizados de estruturas planas de aço [Dissertação de Mestrado]. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa; 2015.
- 11 Velivasakis, E. E., e R. DeScenza. "Design Optimization of Lateral Load Resisting Frameworks." Proceedings of the Eight Conference on Electronic Computation. Houston, Texas: ASCE, 1983. 130-143.
- 12 Wada, A. "Drift Control Method for Structural Design of Tall Buildings." Los Angeles, California: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1991. 425-434.