

# Stability of reinforced concrete buildings with flat slabs: influence of frames with flat slab layers and inverted edge beams

## *Estabilidade em edifícios de concreto armado com lajes sem vigas: influência de pórticos formados por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas*

L. A. B. CICOLIN <sup>a</sup>  
cicolin@ceset.unicamp.br

J. R. FIGUEIREDO FILHO <sup>b</sup>  
jassonf@ufscar.br

### Abstract

This paper discusses several possible ways to evaluate reinforced concrete frames designed for multiple floor buildings using flat slabs, from the standpoint of instability and second-order loads. Based on floor designs with simple flat slab frames and regular distribution of columns, models with different numbers of floors are considered. The models do not involve highly rigid elements such as staircases and elevator shafts. The modeling adopts simplified criteria to design vertical loads, forming frames with slab bands representing beams of little height. Based on the results, an analysis is made of the validity of the application of the criteria without considering the second-order loads presented in the NBR6118:2003 code. A comparison is also made of the results with and without the use of inverted edge beams.

**Keywords:** instability, second-order loads, flat slabs.

### Resumo

O presente trabalho aborda maneiras possíveis de avaliar estruturas de concreto armado, sem vigas, destinadas a edifícios de múltiplos pavimentos quanto à instabilidade e necessidade de considerações de esforços de segunda ordem. A partir de plantas simples de estruturas em lajes planas, com distribuição regular de pilares, são considerados modelos com diferentes números de pavimentos. Os modelos não utilizam elementos de grande rigidez, como poços de elevadores e escadas. A modelagem utilizada adota os critérios simplificados para dimensionamento às ações verticais, formando pórticos com faixas de lajes admitidas como vigas de pequena altura. A partir dos resultados, analisa-se a validade da aplicação dos critérios para dispensa de consideração dos esforços globais de segunda ordem apresentados na NBR6118:2003. São comparados resultados para estruturas com e sem utilização de vigas invertidas na periferia.

**Palavras-chave:** instabilidade, segunda ordem, lajes lisas.

<sup>a</sup> Civil Engineer, PETROBRAS; Assistant Professor at CESET/Unicamp – email: cicolin@ceset.unicamp.br – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – Rodovia Washington Luis, Km 235, Caixa Postal 676 – 13565-905 – São Carlos, SP, Brazil

<sup>b</sup> Professor, Ph.D., Department of Civil Engineering, Federal University of São Carlos – email: jassonf@ufscar.br – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – Rodovia Washington Luis, Km 235, Caixa Postal 676 – 13565-905 – São Carlos, SP, Brazil

## 1. Introdução

### 1.1 Considerações iniciais

Os métodos construtivos e de projeto de obras civis têm evoluído na busca da racionalização e da eficiência no aproveitamento de recursos. Sendo a construção civil um setor onde as atividades consomem grande volume de recursos naturais e de energia, com impacto no meio ambiente, é importante construir de maneira rápida, com economia, segurança e qualidade. Os sistemas de lajes sem vigas (lajes lisas) atendem bem a essas prerrogativas, pois eliminar vigas acarreta na simplificação e diminuição de fôrmas e armaduras, com outras consequências diretas relacionadas, tais como economia de material e mão-de-obra, redução de prazos e de custos e maior qualidade da construção, todas visivelmente favoráveis no sentido da racionalização.

### 1.2 Características gerais dos sistemas de lajes sem vigas

Durante séculos as construções foram executadas em pedra e madeira, onde os assoalhos recebiam as cargas que eram levadas às vigas transversais, destas às vigas mestras e daí aos pilares. Com o aparecimento do concreto armado, as estruturas passaram a ser executadas com o mesmo princípio, portanto reticulares, o que prioriza esquemas resistentes às ações verticais. À medida que as edificações foram evoluindo, possuindo mais pavimentos e maior altura, surge a necessidade de resistir a ações de forças horizontais. Nas estruturas reticuladas, o esquema é bem definido. A ligação entre vigas e pilares, formando estruturas aporticadas, com comportamento adequado para ações de vento, permite boa resposta e desempenho seguro.

A evolução dos métodos construtivos, bem como os desempenhos dos materiais utilizados, mostrou ser vantajosa a eliminação de alguns elementos, com soluções mais enxutas e econômicas. Como exemplos, as estruturas com pavimentos em lajes lisas ou lajes cogumelo, que têm concepção totalmente diferente em relação aos sistemas convencionais. Nesses sistemas as lajes apóiam-se diretamente sobre os pilares. Na região da ligação pode haver um engrossamento do pilar (capitel) ou aumento da espessura da laje (ábaco, pastilha), nesse caso denominado pela NBR 6118:2003 [1] como lajes-cogumelo. Entretanto, é conveniente evitar os capitéis e ábacos, de modo a se obter tetos planos e lisos (lajes lisas, de acordo com a NBR 6118) para melhor aproveitar as vantagens do sistema.

Em relação aos aspectos construtivos, seus benefícios decorrem de um processo produtivo mais racional, que agiliza e simplifica a execução de diversas etapas (produção e montagem das fôrmas, confecção das armaduras, concretagem e execução das instalações). Nos aspectos arquitetônicos suas vantagens também são evidentes: maior pé direito disponível do pavimento, presença de tetos lisos com maior liberdade na definição dos espaços, maior esbeltez e melhores condições de ventilação e iluminação.

Existe maior facilidade para implementação das vantagens oferecidas pelo sistema de lajes lisas quando são possíveis a disposição regular de pilares (dispostos, em planta, em matriz com linhas e colunas alinhadas), vãos regulares e ações verticais com pequena variação nos valores em um mesmo painel e entre os diversos painéis que compõem

o pavimento. Por outro lado, as alturas das lajes resultam elevadas, devendo ainda ser observados os limites dados pela NBR 6118:2003 [1]: 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo.

O comportamento da laje quando submetida a cargas gravitacionais é assunto bastante explorado (Montoya [2], Figueiredo [3], Melo [4], Silva [5], Sylvany [6]). As formas de tratamento, as ferramentas de modelagem e dimensionamento possibilitam, inclusive, contornar dificuldades quando não é possível disposição de pilares de forma regular. Por outro lado, a ausência de vigas requer o equacionamento de três problemas para sua utilização:

#### a) Deslocamentos transversais

Sem elementos reticulados na concepção estrutural, os demais são de menor inércia, o que prejudica o desempenho do pavimento para esforços verticais, resultando em maiores deformações. Para solução, o uso da protensão pode resolver. Outra possibilidade é a colocação de vigas no contorno da estrutura, onde o problema é mais crítico e visível.

#### b) Punção da laje

A punção é um fenômeno sempre presente, e seu equacionamento merece cuidados e tratamento adequado (Leonhardt [7], Figueiredo [3], Montoya [2]). Entretanto, o ganho de resistência nos concretos atuais e o desenvolvimento de armaduras ou mecanismos industrializados para armar regiões sujeitas a tais esforços, baseados em muitos estudos e ensaios, resolvem esse problema de modo satisfatório.

#### c) Rigidez a esforços laterais

A preocupação com a estabilidade global do edifício, quando se trata de estruturas de múltiplos pavimentos, é maior em caso de pavimentos sem vigas. Inexistindo elementos para a formação de pórticos convencionais, a resistência às ações horizontais é deficiente, em comparação com as demais estruturas. Supera-se essa limitação, em parte, com núcleos rígidos ou paredes estruturais. O trabalho do conjunto formado por pilares e faixas de laje constituindo pórticos tem sido desprezado, pelo baixo valor de inércia dos elementos horizontais, em comparação às vigas. A intenção é avaliar a eficiência deste mecanismo, e as limitações para seu uso.

### 1.3 Justificativas e objetivos do estudo

Sendo os sistemas sem vigas pouco rígidos às ações horizontais, seu uso muitas vezes pode ser inviável, principalmente edifícios de múltiplos pavimentos. Alguns fatores, principalmente surgidos nos últimos anos, justificam estudos e avaliações que esclareçam melhor o problema. Dentre esses fatores destacam-se:

- Uma maior discussão em relação aos parâmetros utilizados para classificação das estruturas quanto ao desempenho em relação às ações horizontais, e a abordagem dada pela NBR 6118:2003 [1] quanto à estabilidade de estruturas para edifícios.

- A aplicação de lajes lisas em edifícios baixos, em conjunto com novos sistemas de fechamento e divisórias (painéis de gesso acartonado, por exemplo) é interessante alternativa. Nesses casos pode não haver poços de elevadores e, para escadas, soluções pré-fabricadas podem ser a solução. Isso elimina dois elementos que constituem núcleos rígidos e que tradicionalmente são utilizados para resistir às ações horizontais.

- Mesmo no caso em que os poços de elevadores e caixas de escadas se fazem necessários, existe a necessidade de equacionar a localização dos mesmos em planta, compatibilizando interesse arquitetônico que nem sempre atende adequadamente à necessidade estrutural.
- A evolução das ferramentas e métodos computacionais para melhor avaliação de deslocabilidade, esforços de segunda ordem e não linearidade dos materiais.

A partir dessas premissas, lembrando que o trabalho está focado em estruturas de lajes lisas em concreto armado, maciças, podem ser relacionados os principais objetivos:

- a) Para análise de estruturas onde os efeitos de segunda ordem podem ser significativos, a NBR 6118:2003 [1], em seu item 15.4, apresenta definições e classificações das estruturas, apontando possíveis tratamentos, ainda que de modo simplificado. Pretende-se apontar possibilidades e limitações para uso dos mesmos.
- b) Avaliar as possíveis formas de tratamento de estruturas de edifícios compostos por pavimentos sem vigas no tocante à estabilidade e necessidade de consideração de efeitos de segunda ordem. Destaque se dará à influência de vigas posicionadas apenas nas bordas do pavimento, pois embora isso possa acarretar na perda de algumas vantagens, melhora o seu comportamento em relação à punção, em relação aos deslocamentos transversais nas bordas da laje (onde são mais perceptíveis), e ajudam no aumento da rigidez do edifício às ações laterais.
- c) Existem considerações aproximadas para tratamento de pavimentos projetados sem vigas. A NBR 6118:2003 [1], em seu item 14.7.8, prevê a possibilidade de dimensionamento do pavimento por processo elástico aproximado, quando os pilares se apresentam dispostos de forma regular. Nestes casos, e quando tais pavimentos fazem parte de estruturas de edifícios de múltiplos andares, pode-se considerar a formação de pórticos espaciais compostos por pilares e faixas de laje trabalhando como vigas chatas. Será avaliada a capacidade de tal esquema estrutural comportar-se de modo conveniente para ações horizontais, considerando simplificações coerentes com as adotadas no tratamento do pavimento.
- d) Será feita também uma avaliação da deformação horizontal destes edifícios e desempenho dos mesmos em relação a Estado Limite de Serviço relacionado a carregamentos horizontais.

## 2. Comportamento de edifícios em relação às ações laterais

A solicitação de estruturas de edifícios por ações horizontais e verticais simultaneamente indica a necessidade de analisar a estabilidade global. A variação dos esforços que surgem na estrutura como consequência da deformação devida às ações horizontais (efeitos de segunda ordem) dependerá principalmente da deformabilidade horizontal da estrutura e da magnitude dessas ações. O estado limite último de instabilidade em estruturas de concreto armado é apresentado na NBR 6118:2003 [1] como o que se atinge sempre que, ao crescer a intensidade de carregamento e, portanto, das deformações, houver elementos submetidos a flexão-compressão, em que o aumento da capacidade resistente não acompanha o aumento da solicitação.

**Tabela 1 – Redutores de inércia para consideração de não-linearidade física (NBR 6118:2003 (1)).**

Elemento	Redutor
Lajes	0,3
Vigas (armação assimétrica)	0,4
Vigas (armação simétrica)	0,5
Pilares	0,8

### 2.1 Estabilidade global de edifícios: contraventamento e deslocabilidade

Para dimensionar estruturas altas e esbeltas, sujeitas à instabilidade, existem ferramentas de avaliação, medindo ou estabelecendo limites para a dispensa de cuidados maiores. Citam-se o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_2$ , prescritos na NBR 6118:2003 [1].

Conceitos como contraventamento, estruturas de contraventamento e elementos contraventados aparecem em normas como a CEB-FIP-90 [8] e na NBR 6118:2003 [1]. A definição dos elementos de um edifício, encarregados de resistir aos esforços horizontais, cabe ao projetista. Franco [9] mostrou que o funcionamento espacial da estrutura é de fundamental importância, não devendo se desprezar a colaboração de elementos menos rígidos no funcionamento da mesma quando se trata de ações de vento.

#### 2.1.1 Análise global de primeira ordem

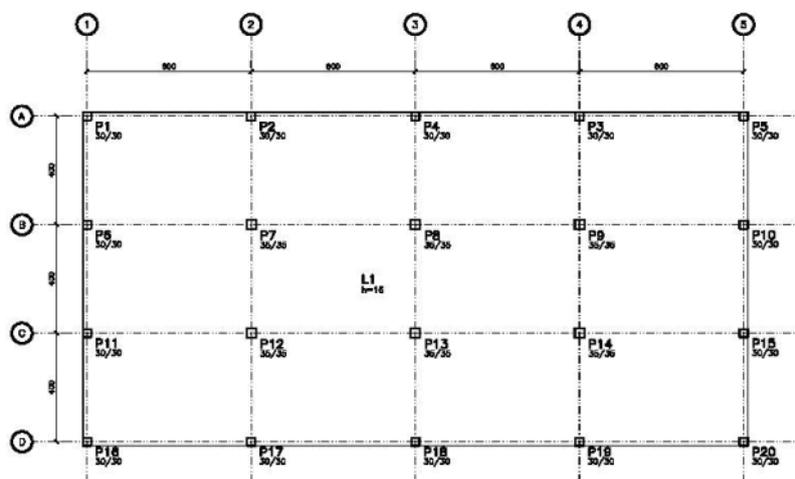
Uma vez que o edifício contenha elementos que definam claramente a estrutura para resistir às ações horizontais, pode-se efetuar uma análise global de primeira ordem, com combinação de carregamentos horizontais e verticais majorados. Na consideração da não linearidade física dos materiais, um artifício é a adoção de redutores para rigidez dos elementos de concreto. Valores apontados pela NBR 6118:2003 [1] estão na Tabela 1.

Segundo a NBR 6118:2003 [1] (item 15.2), os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados desde que não causem acréscimos superiores a 10% nos valores das reações e nas solicitações importantes da estrutura, resultantes da análise de primeira ordem. Esse limite é o mesmo do CEB-FIP-90 [8]. Estruturas de nós fixos são as que se enquadram nestes casos.

#### 2.1.2 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

Os primeiros estudos voltados para a avaliação dos efeitos de segunda ordem enfocavam apenas o comportamento de barras isoladas. Beck & König [10], com base na teoria de Eüler, desenvolveram os primeiros trabalhos de repercussão que envolveram estruturas como um todo, trabalhando em regime elástico-linear. Para isso, consideraram o edifício como equivalente a um pilar único, engastado na base e livre no topo, de seção constante, e sujeito a uma força vertical uniformemente distribuída ao longo do seu comprimento. Dessa forma, esse pilar possuía rigidez igual

Figura 1 - Planta do pavimento em malha retangular (tipo A)



à soma das rigidezes dos pilares isolados que participavam do contraventamento da estrutura. Propuseram então um parâmetro (parâmetro de instabilidade  $\alpha$ ) que possibilita classificar a estrutura como sendo de nós fixos ou de nós móveis.

O parâmetro é função da altura total da estrutura, da somatória de todas as cargas verticais atuantes com valor característico, e da somatória dos valores de rigidez de todos os pilares do edifício na direção considerada (para o caso de estruturas em pilares). Para estruturas aporricadas, a rigidez de cada pórtico é considerada como a de um pilar equivalente.

A estrutura é considerada de nós indeslocáveis quando se verifica:  
 $\alpha < 0,2 + 0,1 \cdot n$  para  $n \leq 3$  andares, ou;  
 $\alpha < 0,6$  se  $n \geq 4$  andares.

O cálculo e outras considerações a respeito de  $\alpha$  estão no item 15.5.2 da NBR 6118:2003 [1].

### 2.1.3 O coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  foi criado pelos engenheiros Mário Franco e Augusto Carlos de Vasconcelos (Franco & Vasconcelos [11]). É utilizado para mensurar a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, ou seja, aos efeitos da não linearidade geométrica, estimando a importância dos esforços de 2ª ordem em relação aos esforços de 1ª ordem.

As principais características do coeficiente são:

- Indicar se uma edificação é de nós móveis ou fixos, e avaliar se a mobilidade é excessiva;
- Servir para estimar a amplificação dos momentos de primeira ordem para a consideração dos momentos de segunda ordem, sem que seja necessário o cálculo destes.

A condição para que a estrutura seja considerada de nós fixos, é de que  $\gamma_z$  seja menor que 1,1 ( $\gamma_z < 1,1$ ). Quando isso ocorrer, não é necessária análise de segunda ordem. O cálculo e outras considerações sobre  $\gamma_z$  estão no item 15.5.3 da NBR 6118:2003 [1]. Para casos de edifícios com  $\gamma_z \leq 1,3$ , a NBR 6118:2003 [1] (item 15.7.2) permite que se faça uma análise aproximada para consideração dos esforços finais de segunda ordem, majorando-se os esforços horizontais da combinação considerada por um fator de  $0,95 \cdot \gamma_z$ .

## 2.2 Consideração de não-linearidade na análise de primeira ordem

Para considerar, simplificada, a fissuração e a não-linearidade física do material, as rigidezes são reduzidas com uso dos coeficientes apresentados na Tabela 1. Franco [12] indica, para vigas, os valores de 0,5 quando a armadura de flexão ocorre nas duas faces, e 0,4 quando a armadura existe apenas na face tracionada. A simplificação para um redutor único com valor 0,7 para vigas e pilares é sugerida na NBR 6118:2003 [1], item 15.7.3, para caso de contraventamento composto exclusivamente por vigas e pilares e que apresentem  $\gamma_z \leq 1,3$ .

## 3. Estruturas analisadas

### 3.1 Introdução

A NBR 6118:2003 [1] apresenta conceitos e recomendações a observar na análise da estabilidade global em edifícios sujeitos a ações também horizontais. Os processos aproximados (parâmetro  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$ ) permitem, para certos casos, dispensar a consideração dos esforços globais de segunda ordem. É uma maneira consagrada de avaliar a aceitação da estrutura e a dispensa de maiores cuidados quanto à instabilidade geral da mesma.

Serão analisados dois tipos de geometria em planta para a estrutura, cada uma representando edifícios com quatro, cinco, sete e dez pisos. Desta forma, são determinados oito modelos de edifícios diferentes. Para cada modelo, serão determinados, de acordo com o que propõe a NBR 6118:2003 [1], o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ .

### 3.2 Pavimentos totalmente sem vigas

#### 3.2.1 Geometria dos pavimentos em planta

Cada um dos dois pavimentos propostos é constituído de laje sem vigas, com altura de 16 cm (definida em função de dimen-

Tabela 2 – Alturas das estruturas de estudo; similaridade entre modelos

Estrutura com bordas livres	Estrutura com vigas de borda	Pavimentos	Altura (m)
EXAMP1A_4P	E1VA_04P	4	11,40
EXAMP1A_5P	E1VA_05P	5	14,20
EXAMP1A_7P	E1VA_07P	7	19,80
EXAMP1A_10P	E1VA_10P	10	28,20
EXAMP1B_4P	E1VB_04P	4	11,40
EXAMP1B_5P	E1VB_05P	5	14,20
EXAMP1B_7P	E1VB_07P	7	19,80
EXAMP1B_10P	E1VB_10P	10	28,20

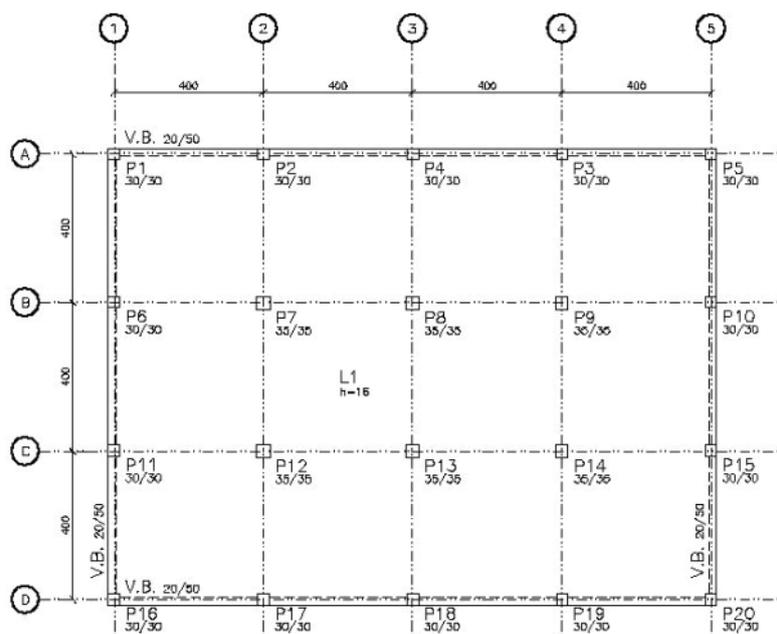
sionamento para ações verticais e verificação à punção), apoiada em 20 pilares quadrados. Os situados no contorno têm 30 cm de lado, e os centrais 35 cm. A diferença entre os dois casos está na modulação em planta. No primeiro caso (tipo A), os pilares formam uma malha retangular com vãos de 4,00 m em uma direção e 6,00 m na outra. As dimensões externas ficam assim definidas: 12,30 m × 24,30 m (Figura 1). No segundo caso (tipo B) a única diferença é que a modulação dos pilares em planta é quadrada, formando uma malha com vãos de 4,00 m, resultando para dimensões externas: 12,30 m × 16,30 m (a planta é semelhante à

da Figura 1, e não será mostrada). Essas duas geometrias foram utilizadas por Figueiredo [3] para estudo de flexão em lajes sem vigas, onde foi abordado o desempenho estrutural devido à ação das forças verticais.

### 3.2.2 Geometria dos edifícios quanto às dimensões verticais

Os modelos são constituídos com as lajes distantes uma das outras, verticalmente, de 2,80 m, definindo um pé direito de 2,64 m. Para a fundação, a distância será considerada 0,20 m maior, ad-

Figura 2 – Planta do pavimento em malha quadrada (tipo B)



mitindo os pilares engastados à fundação. O comprimento do pilar no primeiro pavimento foi tomado como 3,00 m. A Tabela 2 contém as características verticais de cada estrutura.

### 3.3 Pavimentos com vigas apenas nas bordas

#### 3.3.1 Geometria dos pavimentos em planta

As plantas são iguais às anteriores, tipos A e B, mantendo-se todas as demais dimensões e características (será mostrada apenas a do tipo B, malha quadrada, Figura 2). A diferença são as vigas invertidas nas bordas, de seção 20 cm × 50 cm.

#### 3.3.2 Geometria referente às dimensões verticais

São mantidas as dimensões e características dos edifícios A e B dos casos sem vigas: lajes com distância piso a piso de 2,80 m. A Tabela 2 apresenta as características verticais de cada estrutura (sem vigas e com vigas nas bordas). A cobertura é contada como um pavimento.

## 4 Características dos materiais, carregamentos, modelagem

### 4.1 Características dos materiais

Para a avaliação dos modelos, foram adotados os seguintes valores relativos às características mecânicas do concreto:  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ;  $E_{ci} = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} = 3,07 \text{ GPa}$ ;  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ . No processamento dos pórticos para a determinação do coeficiente  $\gamma_z$ , para a consideração aproximada da não linearidade física, os valores de rigidez dos elementos estruturais são reduzidos

(NBR 6118:2003 [1], item 15.7.3). Neste caso, os valores adotados são:  $0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$  para os pilares;  $0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$  para as vigas. A utilização do valor da redução referente a vigas (40%) se justifica pelo comportamento das faixas de laje utilizadas nos modelos ser semelhante ao de vigas contínuas no que se refere aos momentos fletores e armaduras, considerando que o detalhamento se realize obedecendo aos critérios e recomendações de modelo simplificado, conforme NBR 6118:2003 [1], item 14.7.8.

### 4.2 Carregamentos considerados

Os carregamentos adotados, relacionados nos itens a seguir, correspondem a valores usuais para estruturas de edifícios residenciais. As ações verticais estão de acordo com a norma NBR 6120:1980 [13] e as horizontais de acordo com a NBR 6123:1988 [14]. Os valores adotados são os mesmos para os dois tipos de edifícios, e também para as situações sem e com vigas de borda. As lajes do primeiro pavimento e pavimento tipo são consideradas idênticas. Para as lajes de cobertura a ação vertical considerada em todos os edifícios será a mesma, com valores diferentes em relação aos utilizados para o pavimento tipo. Os valores são adotados de maneira a ficarem próximos de situações reais de projeto, mas com o principal objetivo de permitir comparações.

#### 4.2.1 Cargas verticais permanentes

Nos pavimentos normais, em que se prevê uso habitacional (primeiro e tipo) os seguintes valores foram adotados para carregamento, sendo que o valor apresentado em (b) corresponde a enchimento, revestimento e piso:

**a)** Peso próprio: 4,4 kN/m<sup>2</sup>; **b)** Demais cargas: 1,1 kN/m<sup>2</sup>; **c)** Alvenaria: 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

O valor adotado para alvenaria (c), de 1,0 kN/m<sup>2</sup>, baseia-se no item 2.1.2 da NBR 6120:1980, aplicável para paredes e divisórias, em que a posição não esteja definida no projeto. Para a laje de cobertura o carregamento fica, sendo que o valor apresentado em (b) corresponde ao telhado e revestimentos:

**a)** Peso próprio: 4,4 kN/m<sup>2</sup>; **b)** Demais cargas: 1,1 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.2.2 Cargas verticais acidentais

Para carga acidental, correspondente ao uso, foi adotado o valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, recomendado pela NBR 6120:1980 [13] para a maioria dos ambientes de edifícios residenciais. Na cobertura foi adotado valor de 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.2.3 Forças horizontais, acidentais, devidas à ação do vento

As cargas devidas ao vento foram determinadas de acordo com a NBR 6123:1988 [14], com os seguintes parâmetros para a determinação da pressão e dos coeficientes de forma:

- Velocidade característica do vento: 45 m/s. Este valor corresponde à velocidade considerada pela norma citada na região da cidade de São Carlos.
- Fator topográfico  $S_1 = 1,0$ , para terreno plano ou fracamente acidentado.
- Fator de rugosidade  $S_2$ : para sua determinação, foram utilizados os seguintes dados:

Figura 3 – Direção e sentido para a ação de vento

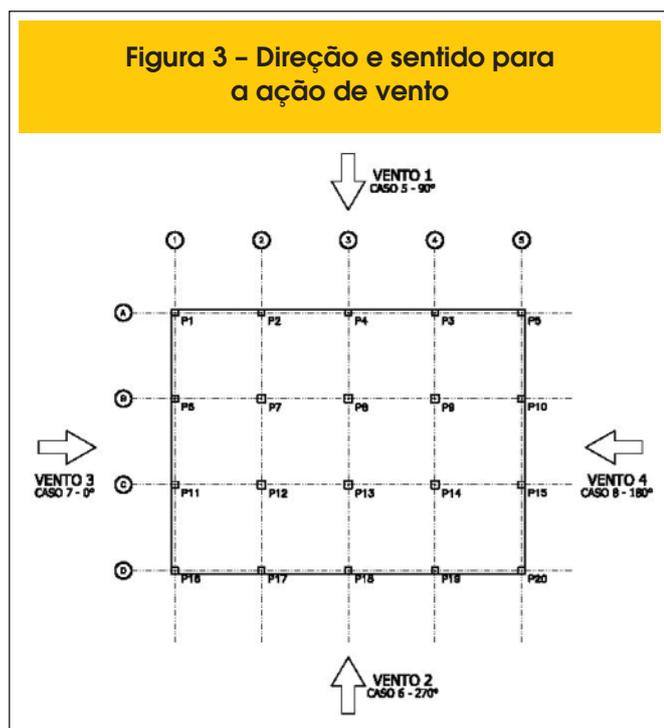


Tabela 3 - Coeficientes de arrasto para os edifícios em análise

Vento a zero graus							
Edifício	L1	L2	h	L1/L2	h/L1	C1	C1A
EXAMP1A_4P	12,30	24,30	11,40	0,51	0,93	0,85	0,77
EXAMP1A_5P	12,30	24,30	14,20	0,51	1,15	0,86	0,78
EXAMP1A_7P	12,30	24,30	17,00	0,51	1,38	0,88	0,79
EXAMP1A_10P	12,30	24,30	19,80	0,51	1,61	0,90	0,80
EXAMP1B_4P	12,30	16,30	11,40	0,75	0,93	1,01	0,85
EXAMP1B_5P	12,30	16,30	14,20	0,75	1,15	1,04	0,86
EXAMP1B_7P	12,30	16,30	17,00	0,75	1,38	1,06	0,88
EXAMP1B_10P	12,30	16,30	19,80	0,75	1,61	1,10	0,89
Vento a noventa graus							
Edifício	L1	L2	h	L1/L2	h/L1	C1	C1A
EXAMP1A_4P	24,30	12,30	11,40	1,98	0,47	1,16	0,97
EXAMP1A_5P	24,30	12,30	14,20	1,98	0,58	1,18	0,97
EXAMP1A_7P	24,30	12,30	17,00	1,98	0,70	1,21	1,01
EXAMP1A_10P	24,30	12,30	19,80	1,98	0,81	1,23	1,02
EXAMP1B_4P	16,30	12,30	11,40	1,33	0,70	1,14	0,92
EXAMP1B_5P	16,30	12,30	14,20	1,33	0,87	1,18	0,93
EXAMP1B_7P	16,30	12,30	17,00	1,33	1,04	1,20	0,95
EXAMP1B_10P	16,30	12,30	19,80	1,33	1,21	1,21	0,96

• Categoria de rugosidade I (superfícies lisas em grandes dimensões);

Edificação classe B (maior dimensão em planta entre 20 e 50 metros);

d) Fator estatístico  $S3 = 1,0$ .

Para cada edifício, serão considerados quatro casos de ação de vento, com direção e sentido em relação à planta conforme mostrado na Figura 3. Os casos 5, 6, 7 e 8 têm correspondência com os cálculos efetuados e com os resultados que serão posteriormente comentados.

Os coeficientes de arrasto foram determinados de acordo com as relações entre as dimensões em planta e altura, para os diversos edifícios. As relações e os coeficientes adotados encontram-se na Tabela 3. Os valores são os correspondentes a edificações paralelepípedicas em regime de baixa turbulência (coluna C1 na tabela). Os valores C1A mostrados são os correspondentes a vento em regime de alta turbulência. Aparecem apenas como dados comparativos, não utilizados nos modelos.

No caso dos pavimentos com vigas de borda, como as geometrias externas são mantidas, valem os mesmos coeficientes para determinação das ações horizontais. A rigor, existiria um pequeno aumento na altura pela presença da viga invertida na cobertura.

Tal fato foi desprezado na determinação dos coeficientes de arrasto, e portanto foram mantidos nesta situação os valores da Tabela 3, com a equivalência de geometria informada na Tabela 2. O sentido e a direção para as ações de vento são as já indicadas na Figura 3.

### 4.3. Ferramentas e métodos utilizados para modelagem estrutural

#### 4.3.1 Sistema computacional utilizado

Os oito modelos utilizados foram criados e analisados nos sistemas CAD/TQS (TQS Informática [15]), em sua versão 11.9.9. Os sistemas CAD/TQS são ferramentas para cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas de concreto. Consiste em uma série de subsistemas para modelagem de edifícios, com facilidades para entrada de dados e construção da estrutura. Para resolução do pavimento com a configuração proposta, as ferramentas mais adequadas são as que apresentam solução com analogia de grelhas ou elementos finitos. No caso deste trabalho, como a finalidade maior era o processamento de pórticos, foram definidas faixas de lajes, admitidas como vigas de pequena altura,

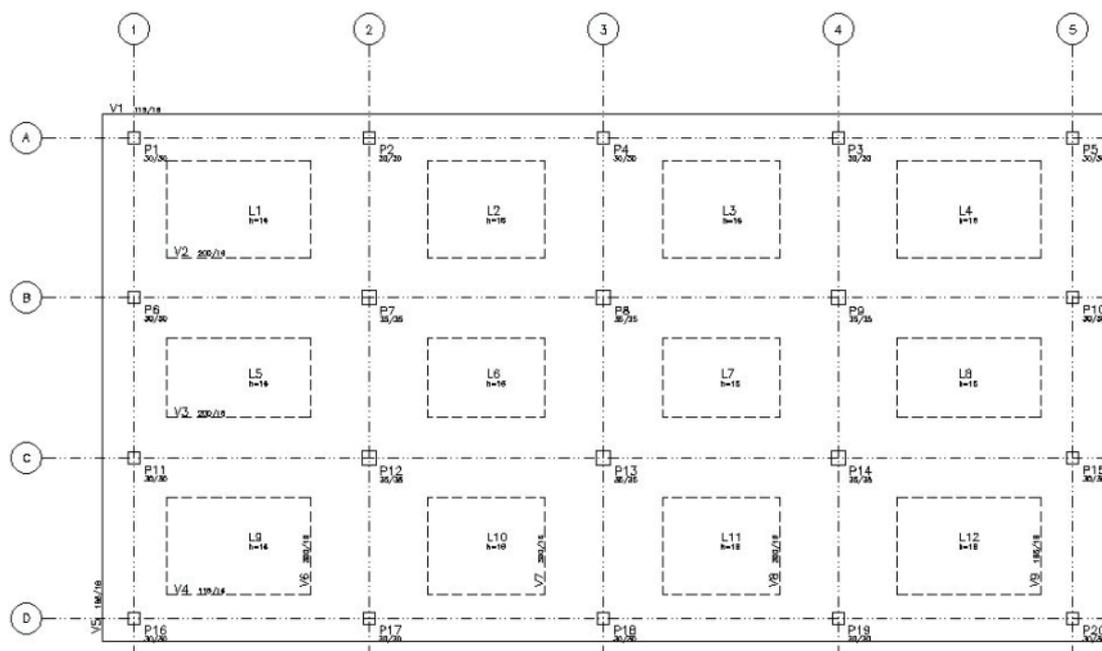
Table 4 - Dimensions of the floor beams

Edifício tipo A		b <sub>w</sub> (cm)			seção	Edifício tipo B		b <sub>w</sub> (cm)			seção
VIGAS	EIXOS	esq.	dir.	total	(cm)	VIGAS	EIXOS	esq.	dir.	total	(cm)
V1 = V4	A=D	15	100	115	115/16	V1 = V4	A=D	15	100	115	115/16
V2 = V3	B=C	100	100	200	200/16	V2 = V3	B=C	100	100	200	200/16
V5 = V9	1=5	15	150	165	165/16	V5 = V9	1=5	15	100	115	115/16
V6=V7=V8	2=3=4	150	150	300	300/16	V6=V7=V8	2=3=4	100	100	200	200/16

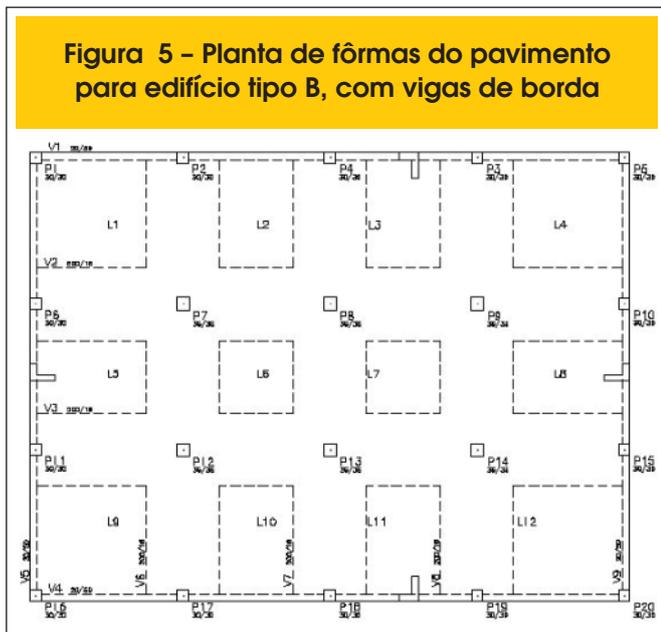
Tabela 5 - Dimensões das vigas dos pavimentos

Edifício tipo A		b <sub>w</sub> (cm)			seção	Edifício tipo B		b <sub>w</sub> (cm)			seção
VIGAS	EIXOS	esq.	dir.	total	(cm)	VIGAS	EIXOS	esq.	dir.	total	(cm)
V1 = V4	A=D	-	-	20	20/50	V1 = V4	A=D	-	-	20	20/50
V2 = V3	B=C	100	100	200	200/16	V2 = V3	B=C	100	100	200	200/16
V5 = V9	1=5	-	-	20	20/50	V5 = V9	1=5	-	-	20	20/50
V6=V7=V8	2=3=4	150	150	300	300/16	V6=V7=V8	2=3=4	100	100	200	200/16

Figura 4 - Planta de fôrmas do pavimento para edifício tipo A, sem vigas de borda



**Figura 5 – Planta de fôrmas do pavimento para edifício tipo B, com vigas de borda**



com a geometria proposta para os métodos simplificados. Dentro dos sistemas CAD/TQS, existe um sistema de pórtico tridimensional, onde se realiza o cálculo dos coeficientes que medem a instabilidade. Os pórticos, assim como as forças de vento, são definidos a partir da estrutura espacial gerada pelo modelador.

#### 4.3.2. Definição da geometria dos elementos estruturais dos pórticos

##### 4.3.2.1. Pavimentos sem vigas

Ao se efetuar a geração do modelo, pela criação das plantas para os pavimentos e cobertura, os pilares (os externos têm 30 cm de lado, e os centrais 35 cm), de maneira automática, farão parte dos pórticos responsáveis ao trabalho quando da ação do carregamento horizontal. Os edifícios de sete e dez pavimentos teriam necessidade de pilares mais robustos, mas houve a opção em manter todas as seções de pilares iguais, para melhor avaliação dos resultados. Para a definição dos elementos horizontais dos pórticos, são tomadas faixas de lajes, admitidas como vigas de pequena altura. O critério foi o de adotar a seção que se utiliza para o processo elástico aproximado, descrito, por exemplo, na NBR 6118:2003 [1], em sua seção 14.7.8. As larguras adotadas para as vigas ficam definidas tomando-se, a partir da linha de centro definida pelo alinhamento dos pilares, 25% da distância a cada pilar. A geometria de cada viga fica, por este critério, definida, e as dimensões são mostradas na Tabela 4. As vigas referidas na tabela, no caso dos pavimentos com malha retangular, são mostradas na Figura 2.

##### 4.3.2.2. Pavimentos com vigas de borda

Os pórticos definidos para a verificação de estabilidade dos oito edifícios são os mesmos, com a diferença das vigas, invertidas nas bordas. A seção das vigas é função da capacidade resistente às ações verticais (20 cm × 50 cm), não se considerando a colaboração de mesa de compressão. As larguras das faixas de lajes, admi-

tidas como vigas internas, foram as mesmas adotadas nos modelos sem vigas. As seções de vigas são as da Tabela 5. As colunas centrais informam a dimensão de  $b_w$  das faixas de lajes admitidas como vigas (faixas centrais). Também vale a observação quanto à inadequação das dimensões de pilares para os edifícios mais altos.

#### 4.3.3 Plantas de fôrmas

##### 4.3.3.1. Pavimentos sem vigas

Os edifícios tipos A e B tem as dimensões já apresentadas na Tabela 4. A planta de fôrmas para o modelo em malha retangular é a da Figura 4. Para simular o comportamento dos pórticos, deixando as vigas centradas nos pilares, as vigas laterais foram deslocadas. Para que esse artifício não resultasse em valores maiores e irreais de cargas verticais, houve uma compensação nos valores fornecidos pelo sistema automaticamente para as vigas. Em relação às cargas, é importante notar que a consideração feita no método simplificado, das cargas serem tomadas em duplicidade em áreas das vigas, resultaria valores de coeficientes impróprios para comparação; cuidou-se então para que os valores das ações verticais não fossem considerados em duplicidade.

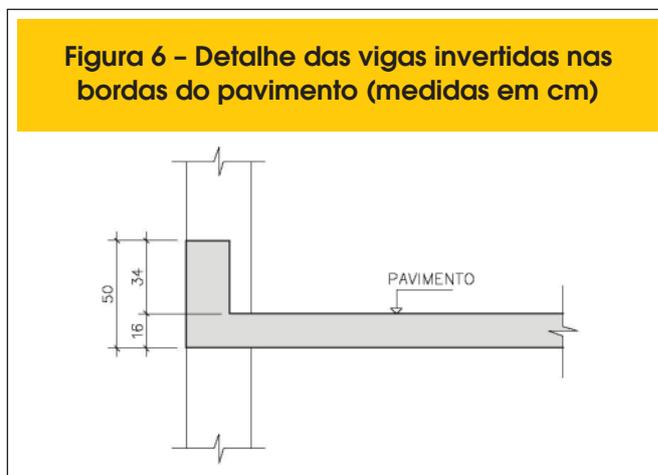
##### 4.3.3.2. Pavimentos com vigas de borda

Para os edifícios tipos A e B com vigas de borda invertidas as dimensões são as da Tabela 5; a Figura 5 apresenta a planta de fôrmas do pavimento com malha quadrada. Um detalhe típico de uma borda, em elevação, é mostrado na Figura 6. Os carregamentos foram lançados de modo a manter equivalência com os dados dos itens anteriores, para validade da comparação.

## 5. Resultados para os casos de edifícios de lajes lisas sem quaisquer vigas

Os resultados para os parâmetros de instabilidade  $a$  e o coeficiente  $\gamma_z$  referentes aos oito casos foram apresentados por Cicolin [16], para cinco casos de carregamento e várias combinações, sendo um caso para as cargas verticais, e quatro casos de ações horizontais (vento). Em seguida foram consideradas dezesseis combinações de Estado Limite Último. Para o Estado Limite de

**Figura 6 – Detalhe das vigas invertidas nas bordas do pavimento (medidas em cm)**



Serviço considerou-se  $\gamma_{12} = \psi_1 = 0,3$  que corresponde à combinação freqüente conforme item 11.7 da NBR 6118:2003 [1]. As principais conclusões, resumidas, estão na seção 7.

## 6. Resultados para os casos dos edifícios de lajes lisas com vigas de borda

Neste item, as mesmas estruturas são avaliadas com a introdução de vigas invertidas na periferia. Tal procedimento deve melhorar o desempenho dos pórticos em relação às ações horizontais, com menores deslocamentos horizontais em serviço. Adicionalmente essas vigas facilitam o detalhamento, por enrijecer as bordas e proporcionar ligações mais eficientes com os pilares. Nas periferias das lajes, com fechamento em alvenaria, a presença de vigas invertidas não causa incômodo arquitetônico. Na seção 6.1 são mostrados gráficos dos valores obtidos.

### 6.1 Resultados encontrados para o parâmetro de instabilidade $\alpha$

Os resultados obtidos para o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , para cada um dos oito modelos, estão na Tabela 6, juntamente com os

dos edifícios similares sem vigas de borda. Os casos de carregamento e combinações são os mesmos utilizados no item anterior. As representações gráficas dos valores estão nas Figuras 7 e 8 (edifício tipo A) e Figuras 9 e 10 (edifício tipo B).

### 6.2 Resultados encontrados para o coeficiente $\gamma_z$

Os valores de  $\gamma_z$  estão na tabela 7, juntamente com os obtidos para os edifícios sem vigas periféricas. Os casos de carregamento e combinações são os mesmos utilizados nos itens anteriores.

### 6.3 Resultados dos deslocamentos máximos e deslocamentos máximos entre pisos

A avaliação de deslocamentos obedeceu aos mesmos critérios e teve o mesmo tratamento anterior. Os valores obtidos estão mostrados nas Tabelas 8 e 9 (para valores de deslocamento total de cada edifício) e nas Tabelas 10 e 11 (para deslocamento horizontal máximo entre pavimentos).

A verificação em estado limite de serviço é feita para a combinação freqüente, com a consideração de  $\gamma_{12} = \psi_1 = 0,3$ .

Tabela 6 – Valores dos parâmetros de instabilidade  $\alpha$

Pavimentos em borda livre			Pavimentos com vigas de borda		
Edifício	Casos 5 e 6	Casos 7 e 8	Edifício	Casos 5 e 6	Casos 7 e 8
EXEMP1A_4P	0,51	0,63	E1VA_04P	0,47	0,52
EXEMP1A_5P	0,59	0,74	E1VA_05P	0,54	0,60
EXEMP1A_7P	0,73	0,93	E1VA_07P	0,66	0,74
EXEMP1A_10P	0,90	1,16	E1VA_10P	0,82	0,92
EXEMP1B_4P	0,46	0,46	E1VB_04P	0,41	0,40
EXEMP1B_5P	0,54	0,54	E1VB_05P	0,48	0,46
EXEMP1B_7P	0,67	0,67	E1VB_07P	0,59	0,57
EXEMP1B_10P	0,83	0,83	E1VB_10P	0,73	0,70

Figura 7 – Parâmetros de instabilidade  $\alpha$ . Edifícios tipo A; casos 5 e 6

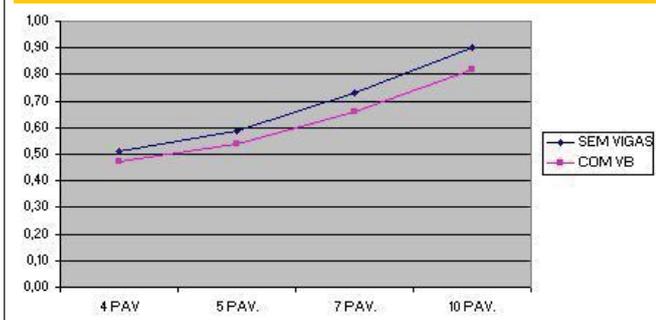
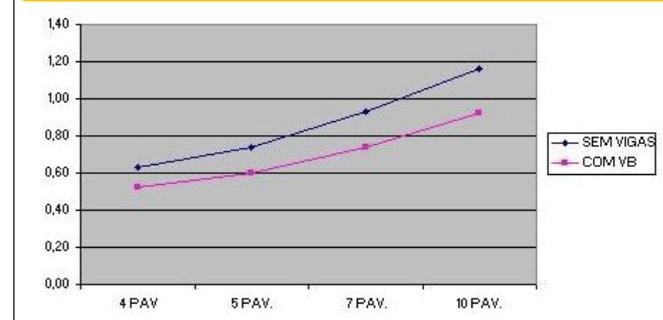
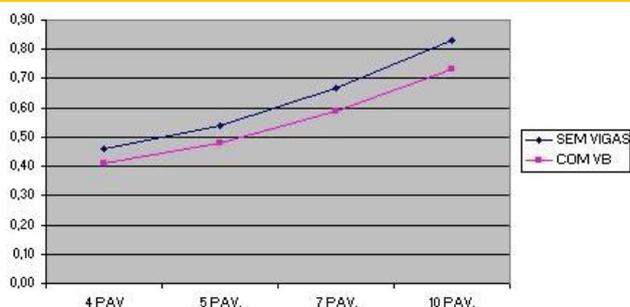


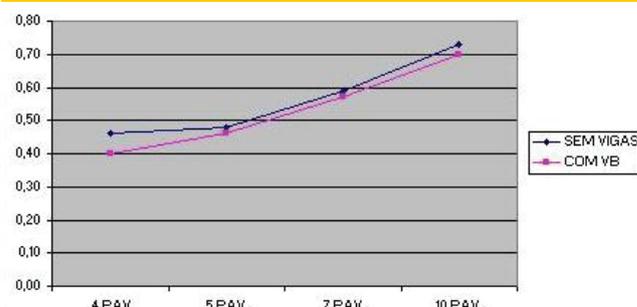
Figura 8 – Parâmetros de instabilidade  $\alpha$ . Edifícios tipo A; casos 7 e 8



**Figura 9 – Parâmetros de instabilidade  $\alpha$  .  
Edifícios tipo B; casos 5 e 6**



**Figura 10 – Parâmetros de instabilidade  $\alpha$  .  
Edifícios tipo B; casos 7 e 8**



**Tabela 7 – Valores de coeficientes  $\gamma_2$**

Pavimentos em borda livre			Pavimentos com vigas de periferia		
Edifício	Casos 5 e 6	Casos 7 e 8	Edifício	Casos 5 e 6	Casos 7 e 8
EXEMP1A_4P	1,06	1,09	E1VA_04P	1,05	1,06
EXEMP1A_5P	1,08	1,13	E1VA_05P	1,07	1,08
EXEMP1A_7P	1,13	1,22	E1VA_07P	1,11	1,13
EXEMP1A_10P	1,21	1,39	E1VA_10P	1,17	1,22
EXEMP1B_4P	1,05	1,05	E1VB_04P	1,04	1,04
EXEMP1B_5P	1,07	1,07	E1VB_05P	1,05	1,05
EXEMP1B_7P	1,11	1,10	E1VB_07P	1,08	1,08
EXEMP1B_10P	1,17	1,17	E1VB_10P	1,13	1,12

**Tabela 8 – Valores de deslocamentos máximos, em cm (casos 5 e 6)**

Deslocamentos máximos – Casos 5 e 6					
Pavimentos em borda livre			Pavimentos com vigas de periferia		
EDIFÍCIO	displ <sub>h</sub> (cm)	displ <sub>h</sub> relativo	EDIFÍCIO	displ <sub>h</sub> (cm)	displ <sub>h</sub> relativo
EXEMP1A_4P	0,34	h/3334	E1VA_04P	0,32	h/3530
EXEMP1A_5P	0,57	h/2479	E1VA_05P	0,53	h/2683
EXEMP1A_7P	1,25	h/1582	E1VA_07P	1,12	h/1765
EXEMP1A_10P	2,85	h/989	E1VA_10P	2,51	h/1125
EXEMP1B_4P	0,26	h/4350	E1VB_04P	0,23	h/4967
EXEMP1B_5P	0,44	h/3208	E1VB_05P	0,38	h/3609
EXEMP1B_7P	0,97	h/2048	E1VB_07P	0,80	h/2463
EXEMP1B_10P	2,19	h/1287	E1VB_10P	1,180	h/1567

Os deslocamentos representam valores relativos. Tais valores devem respeitar os limites já citados ( $h/1700$  para deslocamentos horizontais máximos e  $h_i/850$  para deslocamentos horizontais máximos entre pavimentos).

Os valores destacados em negrito indicam os casos em que os valores resultaram superiores aos permitidos. Com a presença das vigas, apenas os edifícios de 10 pavimentos superaram o limite estabelecido.

## 7. Conclusões

### 7.1 Considerações iniciais

Para que a análise seja coerente, as estruturas devem ser represen-

tativas em relação aos tipos efetivamente construídos; refletir o comportamento das estruturas usuais; apresentar simplicidade para o entendimento do comportamento e dos resultados. Em qualquer escolha, em algum grau perdem-se vantagens das características pretendidas. Não se pode esquecer, também, do uso de pilares de forma bastante ineficiente, notadamente no caso dos edifícios de 10 pavimentos. As seções para tais casos deveriam ser aumentadas em razão da carga vertical. O aumento de seção, e principalmente a alteração da inércia, fazendo com que a mesma fosse utilizada privilegiando a direção onde os parâmetros se mostraram mais deficientes, modificariam os resultados de forma positiva.

Cabe destacar ainda que os valores considerados para esforços de vento são os mais elevados para o território nacional. Edifícios

**Tabela 9 – Valores de deslocamentos máximos, em cm (casos 7 e 8)**

Deslocamentos máximos – Casos 7 e 8					
Pavimentos em borda livre			Pavimentos com vigas de periferia		
EDIFÍCIO	displ <sub>h</sub> (cm)	displ <sub>h</sub> relativo	EDIFÍCIO	displ <sub>h</sub> (cm)	displ <sub>h</sub> relativo
EXEMP1A_4P	0,18	$h/6496$	E1VA_04P	0,14	$h/8119$
EXEMP1A_5P	0,30	$h/4478$	E1VA_05P	0,23	$h/6137$
EXEMP1A_7P	0,66	$h/3014$	E1VA_07P	0,49	$h/4031$
EXEMP1A_10P	1,51	$h/1873$	E1VA_10P	1,09	$h/2591$
EXEMP1B_4P	0,17	$h/6637$	E1VB_04P	0,15	$h/4967$
EXEMP1B_5P	0,29	$h/4849$	E1VB_05P	0,24	$h/5872$
EXEMP1B_7P	0,64	$h/3098$	E1VB_07P	0,51	$h/4378$
EXEMP1B_10P	1,48	$h/1900$	E1VB_10P	1,14	$h/2786$

**Tabela 10 – Valores de deslocamentos máximos entre pisos, em cm (casos 5 e 6)**

Deslocamentos máximos entre pisos – Casos 5 e 6					
Pavimentos em borda livre			Pavimentos com vigas de periferia		
EDIFÍCIO	displ <sub>h</sub> (cm)	displ <sub>h</sub> relativo	EDIFÍCIO	displ <sub>h</sub> (cm)	displ <sub>h</sub> relativo
EXEMP1A_4P	0,12	$h_i/2418$	E1VA_04P	0,11	$h_i/2579$
EXEMP1A_5P	0,17	$h_i/1659$	E1VA_05P	0,16	$h_i/1801$
EXEMP1A_7P	0,28	$h_i/990$	E1VA_07P	0,25	$h_i/1104$
EXEMP1A_10P	0,46	$h_i/604$	E1VA_10P	0,41	$h_i/685$
EXEMP1B_4P	0,09	$h_i/3193$	E1VB_04P	0,08	$h_i/3609$
EXEMP1B_5P	0,13	$h_i/2146$	E1VB_05P	0,11	$h_i/2518$
EXEMP1B_7P	0,22	$h_i/1288$	E1VB_07P	0,18	$h_i/1542$
EXEMP1B_10P	0,35	$h_i/791$	E1VB_10P	0,29	$h_i/956$

Tabela 11 – Valores de deslocamentos máximos entre pisos, em cm (casos 7 e 8)

Deslocamentos máximos entre pisos – Casos 7 e 8					
Pavimentos em borda livre			Pavimentos com vigas de periferia		
EDIFÍCIO	displ <sub>n</sub> (cm)	displ <sub>n</sub> relativo	EDIFÍCIO	displ <sub>n</sub> (cm)	displ <sub>n</sub> relativo
EXEMP1A_4P	0,06	hi/4685	E1VA_04P	0,05	hi/5865
EXEMP1A_5P	0,09	hi/3210	E1VA_05P	0,07	hi/4090
EXEMP1A_7P	0,15	hi/1907	E1VA_07P	0,11	hi/2506
EXEMP1A_10P	0,24	hi/1152	E1VA_10P	0,18	hi/1557
EXEMP1B_4P	0,06	hi/4787	E1VB_04P	0,05	hi/5625
EXEMP1B_5P	0,09	hi/3239	E1VB_05P	0,07	hi/3930
EXEMP1B_7P	0,14	hi/1941	E1VB_07P	0,12	hi/2410
EXEMP1B_10P	0,24	hi/1159	E1VB_10P	0,19	hi/1496

construídos em regiões sujeitas a menor incidência de vento terão desempenho melhor.

## 7.2 Dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem

Ao tratar da dispensa de consideração dos esforços globais de segunda ordem, a NBR 6118:2003, em seu item 15.5, apresenta dois processos aproximados para classificar a estrutura como sendo de nós fixos ou móveis; se fixos, não é necessário cálculo rigoroso. No caso das estruturas aqui tratadas, em que as faixas de lajes foram consideradas como vigas chatas compondo pórticos, o limite para a estrutura ser considerada de nós fixos é  $\alpha_1 \leq 0,5$ . Por outro lado, quando é utilizado o coeficiente  $\gamma_z$  para classificação, o mesmo deve apresentar valor inferior a 1,1.

Tabela 12 – Comparação: parâmetros  $\alpha$  e coeficientes  $\gamma_z$ 

Edifício	Casos 5 e 6		Casos 7 e 8	
	$\alpha$	$\gamma_z$	$\alpha$	$\gamma_z$
EXEMP1A_4P	0,51	1,06	0,63	1,09
EXEMP1A_5P	0,59	1,08	0,74	1,13
EXEMP1A_7P	0,73	1,13	0,93	1,22
EXEMP1A_10P	0,90	1,21	1,16	1,39
EXEMP1B_4P	0,46	1,05	0,46	1,05
EXEMP1B_5P	0,54	1,07	0,54	1,07
EXEMP1B_7P	0,67	1,11	0,67	1,10
EXEMP1B_10P	0,83	1,17	0,83	1,17

Os resultados foram aceitáveis para algumas situações quando se utiliza o coeficiente  $\gamma_z$ . Entretanto, a existência de casos em que o valor de  $\gamma_z$  classifica a estrutura como sendo de nós rígidos com o valor de  $\alpha$  muito acima do limite mostra claramente que os parâmetros apóiam-se em premissas diferentes. Os valores ( $\alpha$  e  $\gamma_z$ ) resultantes foram agrupados na Tabela 12.

Apenas o caso do edifício B, com 4 pavimentos, obedeceu aos dois critérios, podendo ser classificado nas duas direções como estrutura de nós rígidos. Nota-se claramente a diferença entre os resultados apontados pelos dois métodos, ao confrontar os números da Tabela 12. As estruturas indicadas como de nós fixos pelos parâmetros  $\alpha$  tem o equivalente em  $\gamma_z = 1,05$  (EXEMP1B\_4P) ou  $\gamma_z = 1,06$  (EXEMP1A\_4P - casos 5 e 6), sendo este último próximo do limite ( $\alpha = 0,51$ ). Por outro lado, existem situações em que o valor de  $\gamma_z$  indica a classificação da estrutura como de nós rígidos, quando o valor de  $\alpha$  encontra-se muito acima do limite. O melhor exemplo deste caso é o edifício B, com sete pavimentos, casos 7 e 8.

Em relação aos valores de deslocamento máximo e deslocamento máximo entre pisos, em serviço, eles são maiores que os admitidos, para os edifícios mais altos: casos de 7 e 10 pavimentos. Isto é coerente com a classificação das estruturas, como sendo de nós móveis, dada pelos processos simplificados. Valores de deslocamentos máximos entre pisos, também são extrapolados. Maiores detalhes podem ser vistos em Cicolin [16].

## 7.3 Influência das vigas de periferia

A utilização de vigas na periferia resultou em melhora significativa no desempenho de todas as estruturas. Todos os parâmetros avaliados (deformações, parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$ ) apresentaram indicativos de melhor desempenho com a presença das vigas invertidas nas bordas.

Observa-se em geral a diminuição nos valores de  $\alpha$  com a introdução das vigas nas bordas, mas as estruturas mais altas continuam sendo classificadas como de nós deslocáveis. Com o limite

$\alpha_1 = 0,5$  para considerar a estrutura como de nós indeslocáveis, apenas três dos oito modelos se enquadram nesta situação: o edifício tipo A, com quatro pavimentos, e os edifícios tipo B com quatro e cinco pavimentos.

Em relação aos coeficientes  $\gamma_z$ , os valores para os edifícios com vigas situam-se no intervalo [1,05; 1,12], enquanto que para os edifícios sem vigas o intervalo é [1,06; 1,39]. Pelo critério da NBR 6118:2003 [1], as estruturas de nós indeslocáveis (valores inferiores a 1,10) nesses casos seriam os edifícios tipo A de quatro e cinco pavimentos, e os edifícios tipo B de quatro, cinco e sete pavimentos.

A alteração de valores de  $\gamma_z$  é proporcionalmente maior para as estruturas mais altas. No entanto, permanecem casos em que  $\alpha$ , com valor superior a 0,50, indica estruturas de nós móveis, enquanto que os valores de  $\nu_z$  ficam abaixo de 1,10, mostrando estrutura possível de tratamento com considerações conforme item 15.7.2 da NBR 6118:2003 [1].

Em relação aos valores de deslocamento máximo e deslocamento máximo entre pisos, em serviço, com o uso de vigas de periferia, eles diminuiriam e apenas os edifícios de 10 pavimentos apresentaram-se não conformes quanto aos deslocamentos máximos.

Considerando que a introdução de vigas nas bordas não apresenta impacto negativo para a obra no tocante a seu aspecto arquitetônico, nem dificulta de forma significativa as etapas de construção e montagem de formas, armação e concretagem, sua utilização se justifica. Aliado a tais vantagens, existe ainda a considerar:

- solução para a deformabilidade nas bordas livres;
- solução para o problema da punção em pilares laterais e de cantos;
- melhor detalhe de ligação entre pilares da periferia e lajes.

As seções utilizadas para as vigas de periferia nos modelos estudados poderiam ser otimizadas visando resultados ainda melhores para o desempenho as ações horizontais. No caso dos modelos com vãos entre pilares de 6,00 m, as seções de vigas funcionariam com mais eficiência utilizando maior inércia. No entanto, como comparação com os dados relativos aos modelos com borda livre, o uso de seção 20/50 fornece importante indicativo.

Existem casos específicos em que a introdução de vigas invertidas na periferia pode influir na execução de atividades específicas durante a fase construtiva. Um exemplo é o caso de edifícios com uso de soluções em banheiros prontos. O uso deste recurso é possível, salvo casos especiais, quando existe a possibilidade de entrada da estrutura pronta por uma das laterais do pavimento. Neste local, pelo menos até a colocação das células no pavimento indicado, é necessário que o piso esteja nivelado na borda do mesmo.

#### 7.4 Considerações finais

Em estruturas mais altas de edifícios, com uso de lajes lisas e pilares distribuídos com regularidade, pode-se afirmar apenas que a consideração dos pórticos não deve ser desprezada, e pode ser uma consideração positiva. Entretanto, os resultados de valores altos nos parâmetros que medem a instabilidade, aliados a já citada restrição na consideração dos pilares, não permitem conclusões mais efetivas quanto à utilização apenas dos pórticos.

Cabe lembrar que os casos tratados, por apresentarem simetria perfeita em relação aos dois eixos principais, resultam em estruturas com excelente desempenho, fugindo ao inconveniente de

centro de aplicação da força horizontal resultante, em planta, fora do centro de torção do pavimento. O uso de elementos rígidos, como caixas de escada, normalmente resulta em estruturas com desempenho negativo quanto a esse aspecto.

O desempenho ao estado limite de serviços, quando se consideram apenas os valores numéricos, é um fato preocupante. Entretanto, o uso de pilares com dimensões reduzidas não permite conclusão definitiva.

Em relação ao resultado dos parâmetros apresentados pela NBR 6118:2003 [1], nota-se vantagem na utilização de coeficiente  $\gamma_z$ . Em apenas um caso, com valor acima de 1,30 não seria possível realizar a estimativa dos valores de segunda ordem pela majoração de valores. Considerando que em tal caso os pilares foram utilizados de maneira ineficiente, pode-se avaliar que, com pouca melhora na inércia dos elementos, seria grande a chance de se obter uma estrutura de desempenho adequado.

Destaca-se novamente que a utilização de vigas na periferia resultou em melhora significativa no desempenho de todas as estruturas e em todos os parâmetros avaliados (deformações, parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$ ), indicando que se deve sempre analisar a possibilidade do seu emprego, principalmente quando invertidas.

A evolução das ferramentas para análise estrutural aponta para o tratamento das estruturas como formadas por pórticos tridimensionais. A análise completa de tais estruturas, com segunda ordem, e consideração de não-linearidade de uma forma mais precisa, podem melhorar as respostas. E tornar mais competitiva a utilização de sistemas com pavimentos em lajes sem vigas.

## 8. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.
- [02] MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A.G.; CABRÉ, F. M. Hormigón armado. 13ª. Edição. Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona, 2ª. tiragem. 1994.
- [03] FIGUEIREDO FILHO, J. R. Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução. Tese de Doutorado. EESC-USP. São Carlos, dezembro de 1989.
- [04] MELO, F. A. P.; FONTE, A. O. C.; HOROWITZ, B. Análise estrutural de lajes planas sob a ação de carregamento vertical, comparando modelos numéricos com experimentais. In: XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Punta Del Este, Uruguai, 2000. 15p.
- [05] SILVA, L.R ; GUIMARÃES, G.N. Laje treliçada x laje cogumelo: uma análise de custo. In: 42º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Belo Horizonte MG, 2002.
- [06] SYLVANY, T. T.; PINHEIRO, L. M. Deslocamentos transversais em lajes-cogumelo. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2005. 120 p.
- [07] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto. Interciência, Rio de Janeiro, 1978.
- [08] CEB-FIP Model Code 1990 – final draft (1991). Bulletin D'Information nº 203, 204 e 205. Lausanne, 1991.

- [09] FRANCO, M. Alguns problemas relativos á ação do vento em edifícios de grande altura. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1967.
- [10] BECK, Hubert; KÖNIG, Gert. Haltekräfte im skelettbau (Forças de confinamento em estruturas de esqueleto). Beton und Stahlbetonbau 62, jan-fev 1967, pp. 7-15. Berlim, 1967. Tradução para o português do Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos em publicação do Instituto de Engenharia.
- [11] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C Avaliação prática dos efeitos de segunda ordem nos edifícios de concreto armado. In Rio Colloquium on CEB-FIP Model Code 90, 1991.
- [12] FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. Publicação do Instituto de Engenharia. São Paulo, 1985.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento. NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.
- [15] TQS INFORMÁTICA LTDA. Sistemas CAD/TQS para windows, versão 11.9.9. Manuais. São Paulo, 2004.
- [16] CICOLIN, L. A. B; FIGUEIREDO FILHO, J. R.. Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes sem vigas. Anais do 50º Congresso Brasileiro do Concreto. CBC2008. Salvador, BA, 2008.