

ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO PELO MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM RIGIDEZ “κ” APROXIMADA E PELO MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA PARA EFEITOS DE 2º ORDEM

Augusto Figueredo Casagrande (1), Daiane dos Santos Silva (2);

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1)augustofcp@gmail.com, (2) dss.engcivil@gmail.com

RESUMO

Com o advento da norma de cálculo de estruturas de concreto armado, a NBR6118:2003, novas metodologias de dimensionamento de pilares foram introduzidas no meio técnico. Entre os métodos previsto na nova norma, destacam-se os métodos aproximados do pilar padrão: o método do pilar padrão com curvatura aproximada, e o método do pilar padrão com rigidez “κ” aproximada. Esses métodos aproximados são aplicados na maioria dos casos usuais de dimensionamento de pilares, e por isso são alvo de estudo do presente trabalho. Este artigo tem como objetivo analisar esses dois métodos com relação aos resultados de momentos totais e de área de aço resultantes e comparar esses valores entre si. Para isso, um arranjo estrutural com cargas usuais foi estudado. Desse arranjo foram selecionados 3 pilares, cada um representando uma situação de pilar em planta e, conseqüentemente, uma situação de carregamento, sendo um pilar intermediário (carga centrada), um pilar de extremidade (flexão composta normal) e um pilar de canto (flexão composta oblíqua). Os esforços solicitantes nesses pilares foram calculados, e em cada caso foi aplicado os dois métodos aproximados do pilar padrão para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem. Os resultados obtidos pelos dois métodos foram então comparados quanto a momentos totais e quanto a área de aço necessária. Os cálculo mostram diferenças de resultados de até 23,83% em relação a momentos totais e de até 14,35% quanto a área de aço necessária entre o método do pilar padrão com curvatura aproximada e o método do pilar padrão com rigidez “κ” aproximada.

Palavras-Chave: Método do pilar padrão com curvatura aproximada, método do pilar padrão com rigidez “κ” aproximada, efeitos de segunda ordem, dimensionamento de pilares.

1INTRODUÇÃO

A NBR6118:2003, que substitui a antiga NB-1, permite o cálculo dos efeitos de segunda ordem incidentes sobre pilares com índice de esbeltez inferior a 90 utilizando 4 métodos aproximados distintos, destacando-se dois deles: o *método do pilar padrão com rigidez “κ” aproximada* e o *método do pilar padrão com curvatura aproximada*. Nessa faixa de índice de esbeltez encontram-se a maioria das



situações usuais de dimensionamento, sendo, portanto, o seu estudo de grande importância para o cálculo estrutural. O objetivo do presente artigo é calcular os esforços e excentricidades provenientes dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado sujeitos a flexão composta normal e flexão composta oblíqua utilizando o *método do pilar-padrão com curvatura aproximada* e o *método do pilar-padrão com rigidez “k” aproximada*, analisando as diferenças de resultado entre os métodos e as respectivas áreas de armadura resultantes necessárias para suportar tais esforços.

Pilares são peças estruturais lineares, geralmente verticais, onde predominam as forças de compressão. São elementos de grande importância no arranjo estrutural já que recebem toda a carga acumulada dos pavimentos e transmitem às fundações. São responsáveis pelo suporte e estabilidade de toda a construção.

Apesar de estarem sob ações predominantemente de compressão, o dimensionamento de pilares é complexo. Na compressão as peças estão sujeitas a efeitos que causam equilíbrio instável ao longo da barra, como a flambagem e deslocamentos que geram excentricidades, mudando a distribuição das cargas e gerando novas solicitações. Esses fenômenos que mudam as condições de estabilidade e, por consequência, as condições de carregamento inicial, são chamados de *efeitos de segunda ordem*. Esses efeitos de segunda ordem criam excentricidades que, juntamente com as excentricidades iniciais das peças, geram momentos que solicitam o pilar também à flexão, gerando flexões compostas que podem ser tanto normais quanto oblíquas.

1.1 FLEXÃO COMPOSTA

Citando Carvalho (2009), “Um elemento está submetido à flexão normal quando o momento fletor em uma seção transversal tem a direção de um dos eixos centrais principais de inércia. Caso contrário, tem-se a flexão oblíqua.” Esses eixos passam pelo centro de gravidade da peça, são perpendiculares entre si e são caracterizados por terem o maior e o menor valor de inércia da seção. Quando a direção de um momento M aplicado coincide com uma direção principal de Inércia, tem-se uma flexão normal (Figura 01). Quando esse momento não coincide com uma direção

principal de inércia, tem-se uma flexão oblíqua (Figura 02).

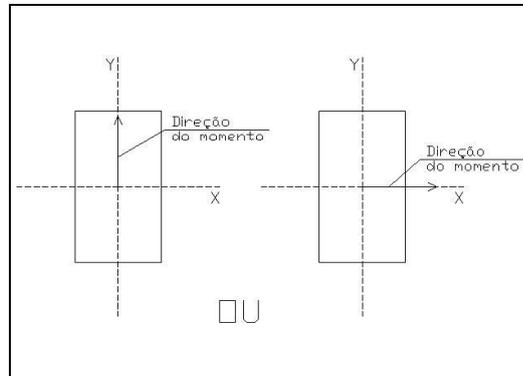


Figura 01 – Flexão normal

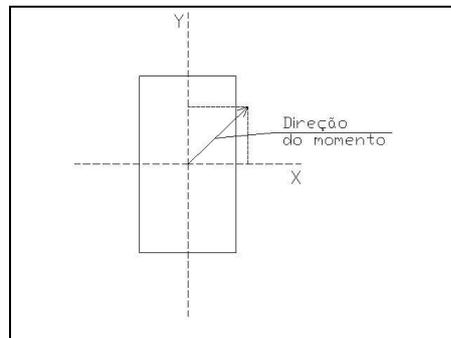


Figura 02 – Flexão oblíqua.

1.2 CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES QUANTO A SITUAÇÃO EM PLANTA

O posicionamento do pilar em planta afeta como as cargas verticais são transmitidas a ele, incluindo a consideração das excentricidades e a quais tipos de sollicitação estará sujeito (compressão simples, flexão composta normal ou flexão composta oblíqua). Em pilares cujo as vigas sobre eles são contínuas, as rotações transmitidas em ambas as extremidades da seção tem efeito negativo uma sobre a outra, sendo a resultante geralmente desprezível. Já em pilares que coincidem com a extremidade de uma viga (pilares de extremidade) ou duas (pilares de canto), ocorrem momentos significativos e que não podem ser ignorados.

Sendo assim, os pilares podem ser classificados como:

- **Pilares centrais ou intermediários**
 - ✓ Estão localizados no interior da construção.
 - ✓ Tem vinculação somente com vigas contínuas que, por recomendação da NBR

6118:2003, podem ser calculadas como simplesmente apoiadas sendo, portanto, nula a transmissão de momentos.

- ✓ Estão submetidos somente a compressão simples, sem flexão.
- ✓ Caracterizados pelo encontro de 4 vigas (atravessamento de 2 vigas contínuas) (Figura 03).

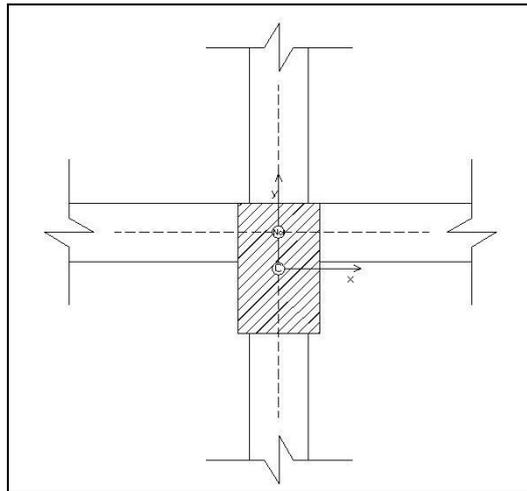


Figura 03 – Pilar central ou intermediário

- **Pilares laterais ou de extremidade**

- ✓ Estão localizados nas bordas da construção.
- ✓ Tem vinculação com vigas contínuas (paralela a borda da construção) e a extremidade de vigas (perpendicular a borda). Essa última condição de vinculação permite a transmissão de momentos.
- ✓ Estão submetidos a compressão e a flexão em uma direção (flexão composta normal).
- ✓ Caracterizados pelo encontro de 3 vigas (viga contínua atravessa em uma direção e outra morre em outra direção) (Figura 04).

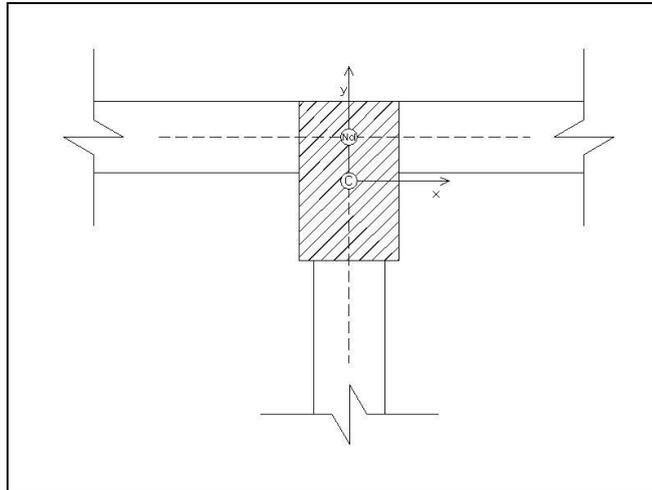


Figura 04 – Pilar lateral ou de extremidade

- **Pilares de canto**

- ✓ Estão localizados nos cantos das construções.
- ✓ Tem vinculação com extremidade de vigas nas duas direções principais, ocorrendo transmissão de momentos nos dois sentidos.
- ✓ Estão submetidos a compressão e a flexão em duas direções (flexão composta oblíqua).
- ✓ Caracterizado pelo encontro do fim de 2 vigas em direções diferentes (Figura 05).

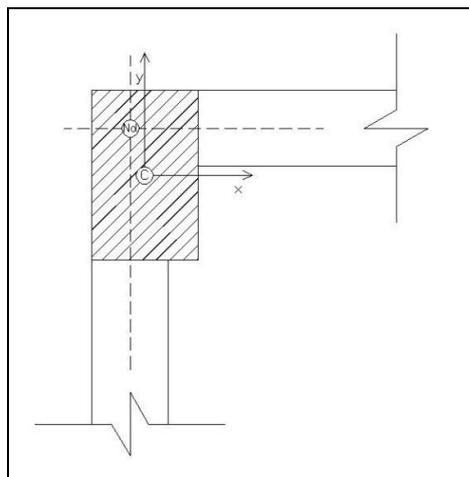


Figura 05 – Pilar de canto.

1.3 CÁLCULO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES DE CONCRETO ARMADO

Em uma análise inicial, os pilares de concreto armado estão sujeitos predominantemente à esforços de compressão. Esses esforços iniciais são considerados com linearidade física e geométrica, sendo que as deformações não influem na distribuição de tensões em uma primeira análise. Esses efeitos iniciais são denominados *efeitos de primeira ordem* e são estudados com a configuração geométrica das peças intactas.

Com a compressão os pilares, geralmente com certa esbeltez, também estão sujeitos ao fenômeno da flambagem, que tende a flexionar a peça comprimida longitudinalmente e influi no estado inicial de tensões. Com isso, a flambagem faz surgir momentos e tensões significativas de flexão que não eram considerados na primeira análise e que devem ser somados à análise inicial. A esses efeitos dá-se o nome de *efeitos de segunda ordem*. Esses efeitos consideram a não-linearidade geométrica (deformações influem na linearidade da relação entre tensões e deformações) e a não linearidade física (que leva em consideração a fissuração).

Para o cálculo desses efeitos de segunda ordem, a NBR 6118:2003 permite o dimensionamento, em alguns casos, por métodos simplificados, em alternativa ao método geral, que necessita de cálculos complexos e trabalhosos. Esse é o caso das situações em que o pilar tem o índice de esbeltez abaixo de 90 ($\lambda \leq 90$) e tem seção e armadura constante ao longo da altura, o que compreende a maioria dos casos usuais de pilares. Para essa faixa de índice de esbeltez, a norma permite utilizar os *métodos aproximados*, ou seja, o *método do pilar padrão com curvatura aproximada* e o *método do pilar padrão com rigidez “k” aproximada* (BASTOS & OLIVEIRA NETO. 2004), que serão o objeto de estudo deste trabalho.

1.3.1 Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Como mencionado, o método engloba os pilares com $\lambda \leq 90$, seção constante e armadura simétrica ao longo do seu comprimento longitudinal. A não linearidade física e geométrica é levada em consideração de forma aproximada, sendo que:

- ✓ a não-linearidade geométrica é levada em conta supondo-se que a deformação seja senoidal;
- ✓ e a não-linearidade física é levada em conta por uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica, sendo essa:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (\text{Equação. 01})$$

com $1/r$ sendo a curvatura na seção crítica, h é a altura da seção na direção considerada e v expresso por:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot F_{cd}} \quad (\text{Equação 02})$$

com N_{sd} sendo a força normal solicitante de cálculo, A_c a área da seção de concreto e F_{cd} a resistência a compressão de cálculo do concreto.

O momento total máximo $M_{d,tot}$ é obtido por:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{l_g^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,min} \\ M_{1d,A} \end{cases} \quad (\text{Equação 03})$$

sendo $M_{1d,A}$ o momento de cálculo de primeira ordem.

Caso o momento de primeira ordem seja nulo ou menor que o mínimo, então o momento mínimo deve substituí-lo, sendo somado ao momento de segunda ordem.

O momento mínimo é calculado segundo a equação seguinte:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (\text{Equação 04})$$

com h sendo a altura da seção transversal, ou seja, a dimensão paralela a direção considerada.

A norma implica que, entre o momento total de primeira ordem e o limite mínimo de $M_{1d,min}$ seja considerado o maior valor. Ainda acrescenta que, em estruturas usuais, o

efeito das excentricidades acidentais está atendido quando o valor mínimo é considerado. Portanto, a esse valor só será necessário a soma dos efeitos de segunda ordem.

1.3.2 Método do pilar padrão com rigidez “κ” aproximada

Esse método é utilizado nas mesmas condições que o método anterior e parte das mesmas considerações. Porém, considera a não-linearidade física através de uma expressão aproximada da rigidez, sendo:

$$\kappa = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h \cdot N_d} \right) v \quad (\text{Equação 05})$$

O momento total máximo é obtido por:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot \kappa / v}} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases} \quad (\text{Equação 06})$$

Nota-se que $M_{d,tot}$ está presente na equação de κ , o que configura um cálculo iterativo. Porém, o trabalho de Bastos e Oliveira Neto (2004) sugere uma equação do segundo grau que exclui a necessidade de iteração:

$$19200 M_{d,tot}^2 + (3840 h N_d - \lambda^2 h N_d - 19200 \alpha_b M_{1d,A}) M_{d,tot} - 3840 \alpha_b h N_d M_{1d,A} = 0 \quad (\text{Equação 07})$$

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho consiste na utilização de dois diferentes métodos de cálculo e dimensionamento de pilares e a análise desses resultados em diferentes situações de carregamento. Para tanto, para a definição da estrutura estudada, foi utilizado um projeto arquitetônico de um edifício residencial simples (Figura 06), mas que contém todas as situações de carga de pilares que se pretende analisar. A edificação possui 5 pavimentos, sendo esses o pavimento térreo, 3 pavimentos-tipo e a cobertura,

todos com 3,00 m de altura de piso a piso (Figura 07). Seguem os demais dados utilizados no cálculo da estrutura:

- ✓ Edificação residencial;
- ✓ Estrutura em concreto armado;
- ✓ Laje em vigotas pré-moldadas com 12 cm de espessura;
- ✓ Carga total sobre lajes de 391 Kgf/m² (Peso próprio + sobrecarga acidental + sobrecarga permanente);
- ✓ Vigas de 12x45 cm e 12x65 cm;
- ✓ Consideração da rigidez na ligação viga-pilar pela aproximação proposta pela NBR6118:2003 no item 14.6.7.1;
- ✓ Pilares de 20x20 cm;
- ✓ Classe de agressividade “I”;
- ✓ Fck = 20 Mpa.

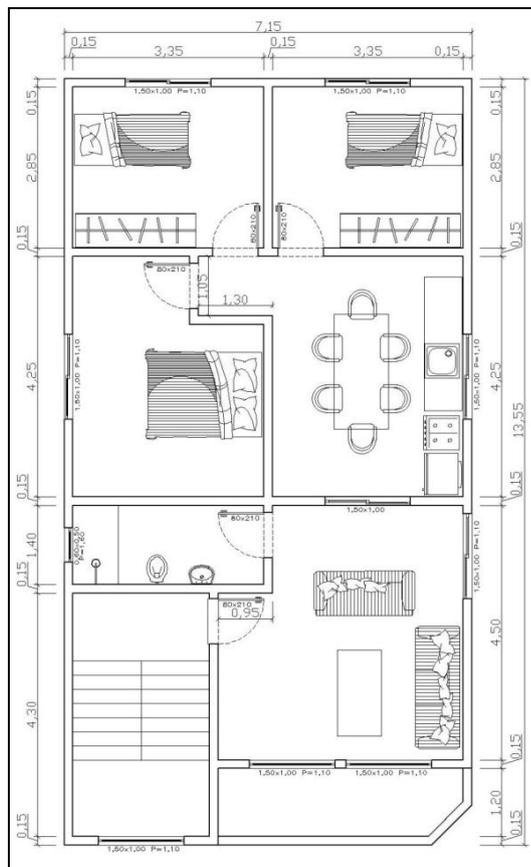


Figura 06 – Planta Baixa da edificação a ser estudada..

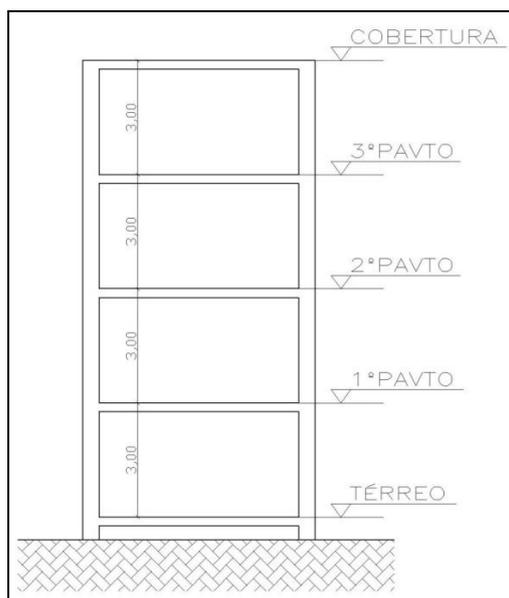


Figura 07 – Esquema de pavimentos.

As lajes não serão dimensionadas neste trabalho, sendo relevante somente seu peso e a sobrecarga atuante, que serão transmitidas às vigas e sequencialmente aos pilares. Tendo como base as recomendações de Carvalho & Figueiredo Filho (2007) sobre pré-dimensionamento de lajes pré-moldadas e fazendo uso de tabelas desenvolvidas em conjunto com Mesquita (1999), foram escolhidas lajes do tipo β_{12} . Será, portanto, considerado o peso próprio da laje igual a 141 Kg/m^2 , mais 200 Kg/m^2 da sobrecarga acidental e 50 Kg/m^2 de sobrecarga permanente, totalizando 391 Kg/m^2 . Todos os pavimentos serão carregados com esse valor, com exceção do térreo que não possui lajes. As escadas não serão consideradas no levantamento das cargas e o peso específico do concreto foi considerado igual a 2500 Kg/m^3 .

Os pilares, objeto de estudo deste trabalho, serão locados conforme apresentado na planta estrutural e todos terão geometria inicial quadrada de 20 cm de lado. A classe de agressividade associada ao ambiente da estrutura será a classe I, com agressividade fraca e com risco de deterioração insignificante, segundo a tabela 6.1 da NBR 6118:2003. A classe de agressividade também é importante na escolha da classe do concreto, sendo que, para os cálculos deste trabalho, será utilizado o mínimo referente à classe adotada, que é C-20 ($F_{ck}=20 \text{ MPa}$). O aço utilizado na armadura será o CA-50, com bitola $\geq 10 \text{ mm}$.

Para representar as 3 situações possíveis quanto à classificação dos pilares de

acordo com a posição em planta, os pilares escolhidos para o estudo serão o P2 (pilar de extremidade), P3 (pilar de canto) e P5 (pilar intermediário) (Figura 08).

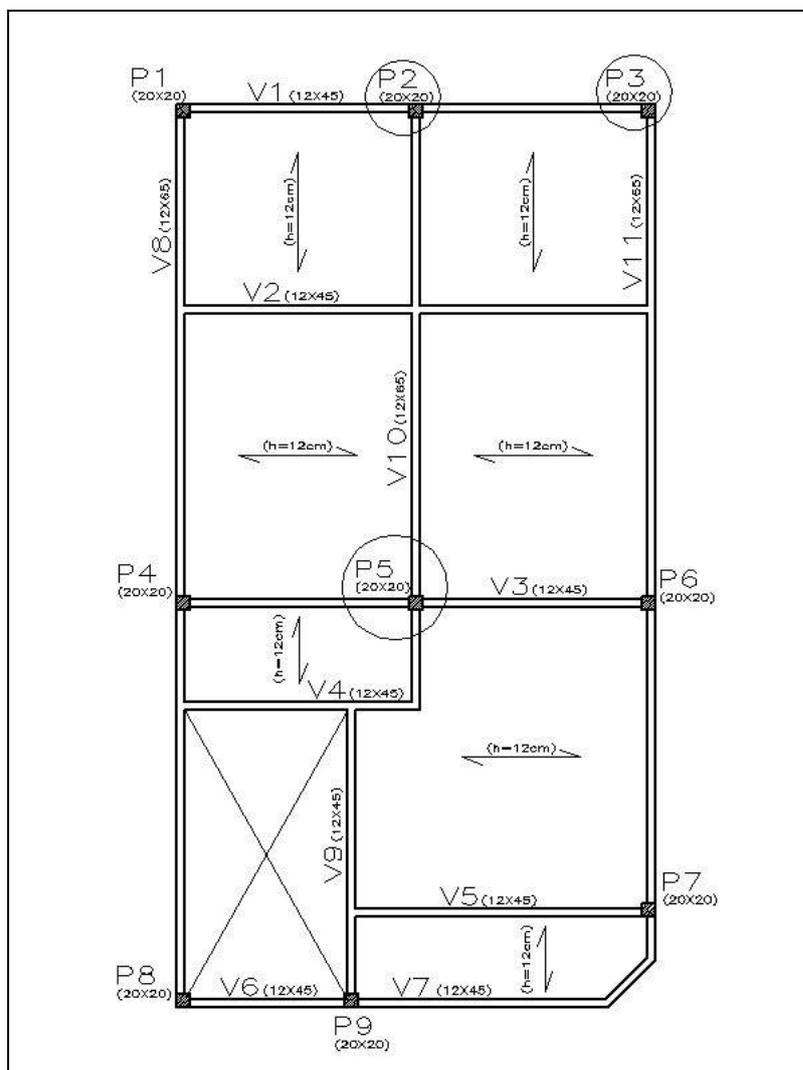


Figura 08 – Planta estrutural e indicação dos pilares estudados.

Com os dados obtidos das plantas e cargas determinadas acima, procede-se com o cálculo das solicitações provenientes das ações que incidem na edificação. O objetivo é obter as cargas e tensões que chegam até os pilares e, com esses valores, prosseguir com o dimensionamento das peças.

A determinação dos efeitos de segunda ordem incidentes sobre os pilares será feita através de dois métodos propostos pela NBR 6118:2003, sendo eles o *método do pilar padrão com curvatura aproximada* e o *método do pilar padrão com rigidez “k” aproximada*. Esses dois métodos serão aplicados, seguindo roteiro proposto por



Bastos & Oliveira Neto (2005), nos três pilares relacionados às situações de carregamento e resultarão em valores de esforços e áreas de aço necessárias. Os valores de cada método serão comparados entre si quanto ao momento total resultante e área de aço necessária.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O presente trabalho apresentou dois métodos simplificados para o cálculo de efeitos de 2ª ordem em pilares, previstos na norma NBR 6118:2003 : o *método do pilar padrão com curvatura aproximada* e o *método do pilar padrão com rigidez “κ” aproximada*. Para analisar os dois métodos e comparar seus resultados quanto a momentos totais resultantes e respectivas áreas de aço necessárias foi adotada uma estrutura de concreto armado com cargas usuais e selecionados 3 pilares para representar as três situações possíveis de posicionamento em planta e, conseqüentemente, diferentes situações de flexão composta. Os dois métodos foram aplicados nos 3 pilares (P5, P2 e P3) e os resultados obtidos de acordo com os procedimentos técnicos adequados de cálculo.

Para os pilares da estrutura foram calculados os esforços normais e momentos resultantes dos carregamentos usuais de uma edificação residencial. Esses esforços, juntamente com os dados físicos e geométricos das peças, foram usados para calcular os efeitos de 2º ordem, os momentos totais e a área de aço necessária para resistir a tais esforços. Seguem os resultados comentados.

3.1 PILAR INTERMEDIÁRIO (P5)

O pilar intermediário P5 foi dimensionado através do *método do pilar padrão com curvatura aproximada* e do *método do pilar padrão com rigidez “κ” aproximada*. Os resultados dos momentos totais ($M_{d\ tot}$) e da área de aço (A_s) foram comparados. As figuras 09 e 10 apresentam o comparativo dos resultados:

Tabela 01 – Dados de cálculo do pilar P5 (intermediário)

N_d (N)	λ_x	λ_y	λ_{1x}	λ_{1y}	$M_{1d,min}$ (N.m)
1271793,6	44,11	47,57	35	35	26707,7

Método do pilar padrão com curvatura aproximada

	$M_{d,tot}$ (N.m)	A_s (cm ²)
x	35546,5	34,82
y	34287,7	

Método do pilar padrão com rigidez "k" aproximada

	$M_{d,tot}$ (N.m)	A_s (cm ²)
x	39881,6	36,8
y	37675	

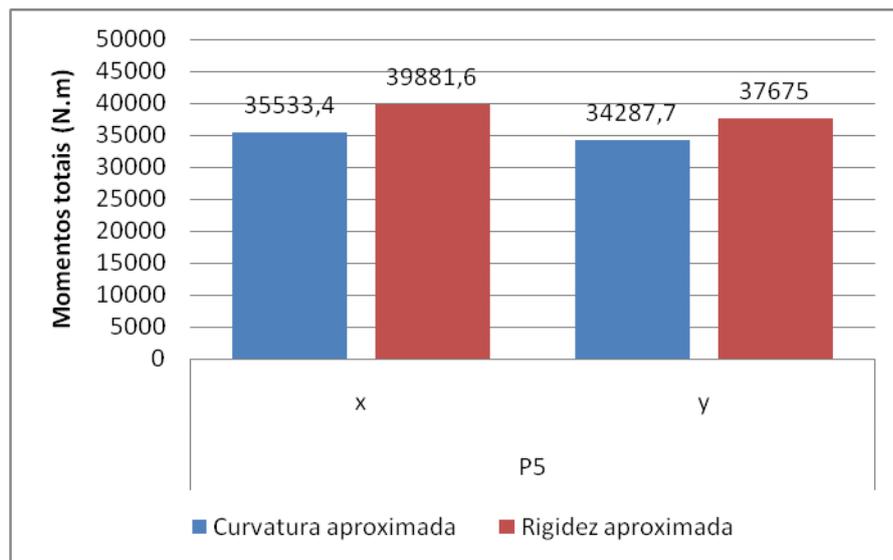
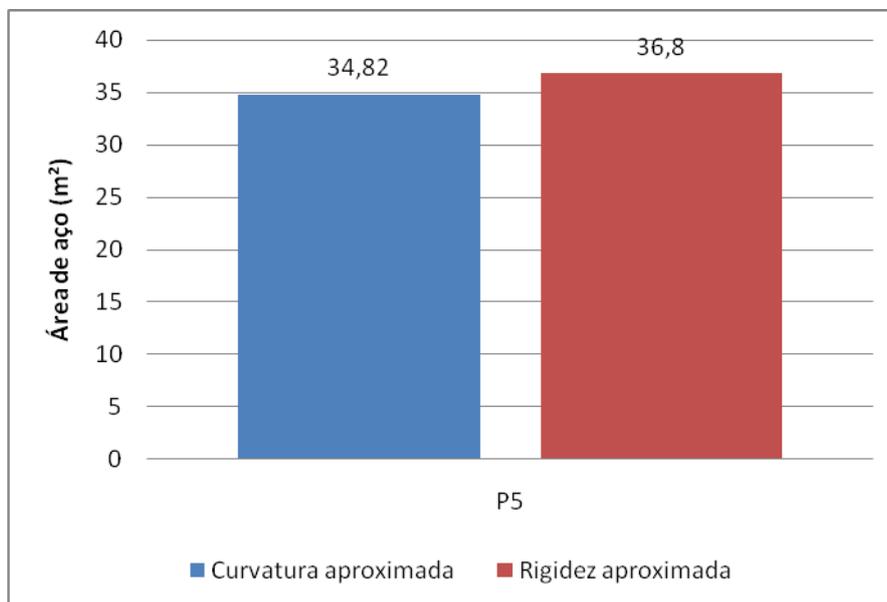


Figura 09 – Comparativo de momentos totais ($M_{d,tot}$) para P5


 Figura 10 – Comparativo de áreas de aço (A_s) para P5

O método do pilar padrão com rigidez “ κ ” aproximada resultou em valores de momento total nos eixos x e y, respectivamente, 12,24% e 9,88% mais altos que os resultados obtidos pelo método da curvatura aproximada. No caso da área de aço resultante desses momentos, conseqüentemente, o método do pilar padrão com rigidez “ κ ” aproximada apresentou valores 5,69% superiores ao método do pilar padrão com curvatura aproximada.

Em pesquisa realizada por Bastos & Oliveira Neto (2004), os autores concluíram que o método da rigidez “ κ ” aproximada resultou em áreas de aço inferiores ao método da curvatura aproximada, diferente do presente trabalho. Porém, a utilização de ábacos de Venturini (1987) diferentes nos dois trabalhos para a obtenção de “ ω ” dificulta as comparações. Bastos & Oliveira Neto (2004) também notam a diminuição da diferença dos resultados entre os dois métodos com o aumento da força normal, o que também é notado no presente trabalho, porém não de forma conclusiva.

Como optou-se por trabalhar com geometrias quadradas para os pilares, é possível notar também que, neste caso, a diferença de momentos entre as direções deu-se unicamente por causa da diferença entre a altura das vigas contínuas conectadas a esse pilar. Essa dimensão das vigas influi diretamente no comprimento de flambagem (e conseqüentemente no índice de esbeltez), que é o único fator que

muda no cálculo dos momentos entre as duas direções nos dois métodos.

3.2 PILAR DE EXTREMIDADE (P2)

O pilar de extremidade P2 foi dimensionado através do *método do pilar padrão com curvatura aproximada* e do *método do pilar padrão com rigidez "k" aproximada*. Os resultados dos momentos totais ($M_{d\ tot}$) e da área de aço (A_s) foram comparados e estão representados, respectivamente, nas figuras 11 e 12.

Tabela 02 – Dados de cálculo do pilar P2 (extremidade)

N_d (N)	λ_x	λ_y	λ_{1x}	λ_{1y}	$M_{1d,min}$ (N.m)
742879,2	47,57	44,11	35	66,73	15600,5
Método do pilar padrão com curvatura aproximada					
	$M_{d,tot}$ (N.m)	A_s (cm ²)			
X	23398,3	18,40			
Y	26098,4				
Método do pilar padrão com rigidez "k" aproximada					
	$M_{d,tot}$ (N.m)	A_s (cm ²)			
X	23295,7	18,40			
Y	26098,4				

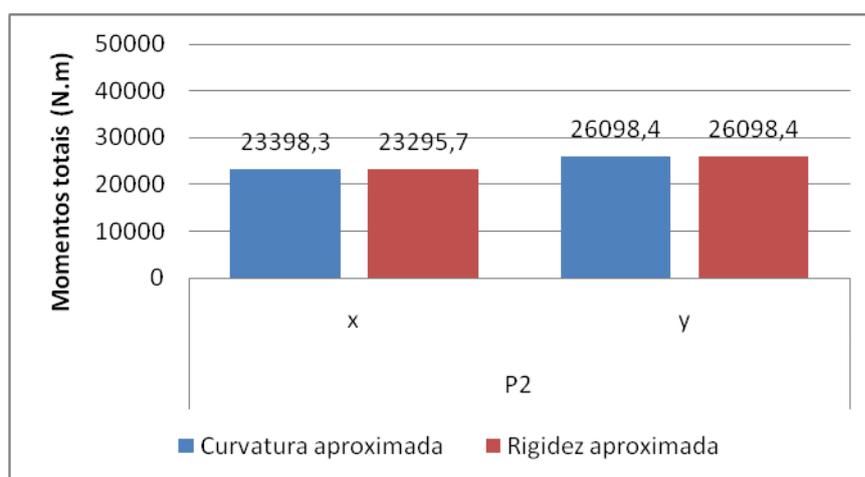
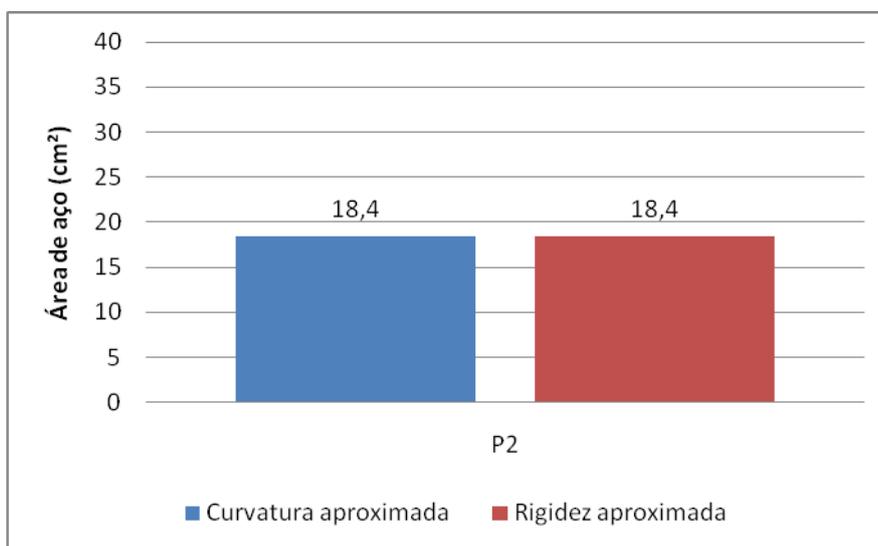


Figura 11 – Comparativo de momentos totais ($M_{d\ tot}$) para P2.


 Figura 12 – Comparativo de áreas de aço (A_s) para P2

Neste caso, não houve diferença significativa nos momentos totais dos dois métodos de cálculo de efeitos de segunda ordem aplicados. Os momentos utilizados nos cálculos das áreas de aço, ou seja, da direção com o maior momento solicitante, foram justamente os que dispensaram o cálculo dos efeitos de segunda ordem ($\lambda < \lambda_1$), resultando em áreas de aço iguais pros dois métodos.

Analisando os momentos resultantes da direção x, que considerou os efeitos de segunda ordem, nota-se que os resultados entre os métodos são semelhantes. Para esta questão é necessário um maior número de exemplos de cálculo e situações de projeto para traçar uma tendência entre os dois métodos e verificar em quais circunstâncias a diferença pode ser considerada significativa estatisticamente.

3.3 PILAR DE CANTO (P3)

O pilar de canto P3 foi dimensionado através do *método do pilar padrão com curvatura aproximada* e do *método do pilar padrão com rigidez “k” aproximada*. Os resultados dos momentos totais ($M_{d\ tot}$) e da área de aço (A_s) foram comparados. As figuras 13 e 14 apresentam o comparativo dos resultados:

Tabela 03 – Dados de cálculo do pilar P3 (canto)

N_d (N)	Λ_x	λ_y	λ_{1x}	λ_{1y}	$M_{1d,min}$ (N.m)
319866,0	47,57	44,11	35	67,84	6717,2

Método do pilar padrão com curvatura aproximada

	$M_{d,tot}$ (N.m)	A_s (cm ²)
x	12421,1	5,26
y	13516,6	

Método do pilar padrão com rigidez "k" aproximada

	$M_{d,tot}$ (N.m)	A_s (cm ²)
x	10030,5	4,60
y	13516,6	

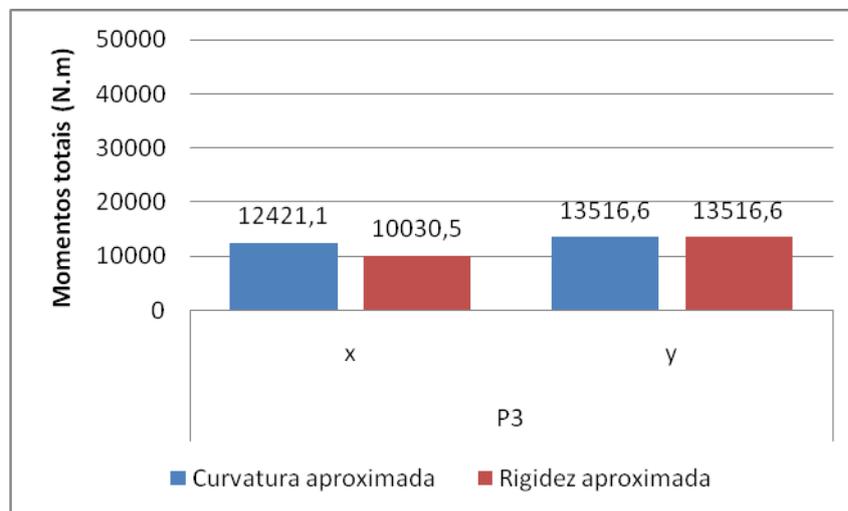


Figura 13 – Comparativo de momentos totais ($M_{d,tot}$) para P3.

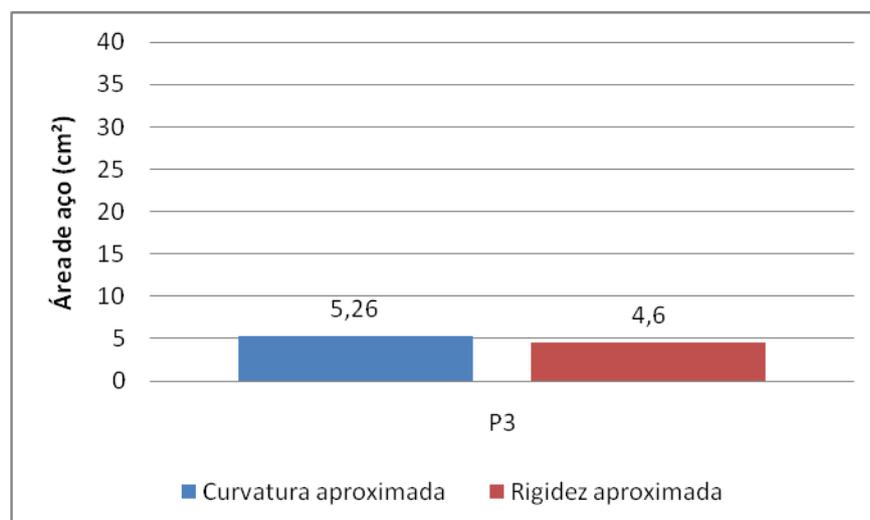


Figura 14 – Comparativo de áreas de aço (A_s) para P3

Na direção x, onde foram considerados os efeitos de segunda ordem ($\lambda_1 < \lambda < 90$), houve diferença de 23,83% entre os métodos aplicados no cálculo do momento total. Na direção y, como foi dispensada a consideração dos efeitos de segunda ordem ($\lambda < \lambda_1$), não há diferença em $M_{d\ tot}$. Na área de aço resultante houve diferença de 14,35% entre o *método da curvatura aproximada* e o *método da rigidez “k” aproximada*.

CONCLUSÕES

O presente trabalho teve o objetivo de avaliar os métodos aproximados do pilar-padrão para dimensionamento de pilares de concreto armado, previstos na NBR 6118:2003. Os métodos foram aplicados em 3 situações diferentes de localização em planta (intermediário, de extremidade e de canto) e, conseqüentemente, 3 diferentes situações de flexão composta. Os resultados foram analisados e as seguintes observações podem ser feitas:

- No cálculo do índice de esbeltez limite λ_1 , o valor de α_b tem grande influência. Com as simplificações nas considerações de M_A e M_B ($M_A = -M_B$), α_b ou é igual a 1 ou igual ao mínimo, que é $\alpha_b=0,40$. A consideração do valor mínimo levou à dispensa da consideração dos efeitos de 2° em uma das duas direções em duas situações calculadas, o que pode resultar em momentos totais diferentes aos obtidos através de cálculos mais específicos de M_A e M_B .
- Nos pilares intermediários de seção quadrada, a diferença nos momentos entre as direções x e y se dá, unicamente, pela altura das vigas superior e inferior ligadas a ele. As dimensões verticais das vigas influem diretamente sobre a consideração do comprimento de flambagem que, por sua vez, influi no índice de esbeltez do pilar. Portanto, as maiores solicitações se darão na direção de maior índice de esbeltez.
- Bastos & Oliveira Neto (2004) citam em seu trabalho que o método da rigidez “k” aproximada resulta em áreas de aço menores com relação ao método da curvatura aproximada, mas que essa diferença diminui com o aumento da força normal aplicada. Nos pilares estudados essa tendência não se confirmou, já que



para o pilar P5 (intermediário) o método do pilar padrão com rigidez “k” aproximada apresentou valores maiores de área de aço. Mais exemplos de cálculo são necessários para confirmar uma tendência nos resultados e investigar o motivo dessa tendência, especialmente separando os pilares por situação de “localização em planta”.

Ainda são necessários maiores estudos na área de cálculo de pilares segundo a NBR 6118:2003. Neste sentido, fica como sugestão para trabalhos futuros o cálculo com diferentes forças normais, especialmente com cargas mais elevadas para avaliar o comportamento dos dois métodos em situações mais solicitadas. Sugere-se também um estudo com a comparação dos métodos aproximados com ensaios de ruptura em laboratório para a avaliação da previsão de cargas últimas. Também pode-se comparar os métodos aproximados com o resultado de softwares comerciais de cálculo estrutural e com o método geral previsto na NBR 6118:2003 para contribuição nessa linha de pesquisa.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – procedimento**: NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.

BASTOS, Paulo Sérgio dos S.; OLIVEIRA NETO, Luttgardes. Dimensionamento de pilares intermediários segundo a NBR 6118:2003. IBRACON (2004)

BASTOS, Paulo Sérgio dos S.; OLIVEIRA NETO, Luttgardes. Dimensionamento de pilares de extremidade segundo a NBR 6118:2003. IBRACON (2004)

BASTOS, Paulo Sérgio dos S.; OLIVEIRA NETO, Luttgardes. Dimensionamento de pilares de canto segundo a NBR 6118:2003. IBRACON (2004)

CARVALHO, Roberto C.; FIGUEIREDO FILHO, Jasson R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118. São Carlos, SP: EdUFSCar 3ª Edição., 2007, 368p.

CARVALHO, Roberto C.; PINHEIRO, Libânio M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Vol. 2. São Paulo, SP: Pini, 2009, 589p.

ISAIA, Geraldo C. Concreto: Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo, SP: IBRACON, 2005, 1600p.