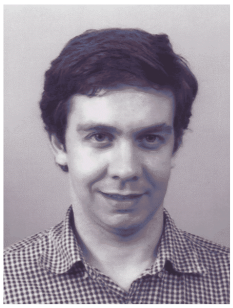
INFLUÊNCIA DA MODELAÇÃO DE ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS NO DIMENSIONAMENTO À ACÇÃO SÍSMICA



R. COSTA
Assistente 1º triénio
EST - UAlg
Faro

J.M.C. ESTÊVÃO
Eq. Prof. Adjunto
EST - UAlg
Faro

SUMÁRIO

Realizou-se um estudo paramétrico sobre a influência de elementos não estruturais, executados em betão, no dimensionamento de elementos estruturais de betão armado, face às acções sísmicas regulamentares.

1. INTRODUÇÃO

Os recentes eventos sísmicos têm vindo a realçar a influência de elementos, considerados como sendo não estruturais, na resposta sísmica de estruturas de betão armado. Por esse motivo, têm sido realizados alguns estudos sobre o comportamento não linear de estruturas que possuam irregularidades, induzidas por elementos não estruturais [1]. Esses estudos indicam que, apesar do aumento de rigidez e resistência global da estrutura, as irregularidades introduzidas pelo preenchimento parcial da estrutura, com elementos não resistentes, conduzem a uma diminuição da segurança dos elementos estruturais verticais confinantes.

A existência de pilares, cujo comprimento deformável em obra (muitas vezes sendo pilares curtos), é substancialmente diferente do comprimento deformável considerado no projecto, leva a que o dimensionamento desses elementos estruturais seja realizado muito abaixo do nível de segurança regulamentar. Esse facto poderá conduzir a roturas frágeis, devido ao agravamento do esforço transverso, como é ilustrado na figura 1.

Figura 1: Rotura frágil de um pilar devido ao preenchimento parcial da estrutura.

Neste contexto, realizou-se um estudo paramétrico da influência da existência de guardas de betão, nos resultados do esforço transverso nos pilares de betão armado adjacentes, dimensionados com base em análises lineares correntes e face às acções sísmicas regulamentares.

2. MODELOS CORRENTES DE ANÁLISE

As análises dinâmicas correntes pressupõem que o comportamento de um edifício, para efeito da verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, é equiparável ao de uma estrutura reticulada, constituída pelos elementos estruturais de betão armado.

A resposta da estrutura a um sismo é determinada através da resolução do sistema de equações diferenciais que regem o movimento das massas do oscilador [2]

$$[m]\left\{\ddot{d}_{(t)}\right\}+[c]\left\{\dot{d}_{(t)}\right\}+[k]\left\{d_{(t)}\right\}=-[m]\left\{1_{\alpha}\right\}a_{g\alpha(t)} \qquad (1)$$

em que: [m] é a matriz de massas do sistema; [c] é a matriz de amortecimento; [k] é a matriz de rigidez; $\{d_{(t)}\}$, $\{\dot{d}_{(t)}\}$ e $\{\ddot{d}_{(t)}\}$ são, respectivamente, os vectores dos deslocamentos relativos, velocidades relativas e acelerações relativas das massas; $a_{g\alpha(t)}$ é aceleração do solo de fundação induzida pelo sismo; $\{1_{\alpha}\}$ é um vector que correlaciona a direcção da componente de aceleração do sismo e a direcção do grau de liberdade.

O dimensionamento corrente de estruturas é feito com base nos resultados obtidos da resolução do sistema (1), admitindo comportamento linear e recorrendo ao método da sobreposição modal, sendo a acção sísmica definida através dos espectros de resposta que constam no RSA [3].

A não consideração dos elementos não estruturais, nomeadamente de elementos de betão fracamente armados, como é o caso de algumas guardas e platibandas, leva a uma redução dos valores dos elementos da matriz de rigidez. Essa diminuição da rigidez, conduz a uma

redução do valor da frequência fundamental, e, para as estruturas correntes, a um menor valor de aceleração espectral.

A adopção do denominado coeficiente de comportamento permite aferir os resultados obtidos no oscilador linear, tendo em conta o comportamento não linear do sistema estrutural. No entanto, tal prática pressupõe a existência de determinados níveis de ductilidade da estrutura.

As irregularidades induzidas pelos elementos não estruturais condicionam a ductilidade dos elementos adjacentes, pelo que, nessas circunstâncias, o coeficiente de comportamento deverá ser minorado.

O caso de estudo que se apresenta, permite avaliar a influência da modelação das guardas de betão, fracamente armado, no valor do esforço transverso dos pilares adjacentes.

3. CASO DE ESTUDO

3.1. Modelo da análise

O modelo estrutural adoptado foi o de um pórtico plano (3 graus de liberdade por nó), com encastramento total na base.

Foi utilizado o programa de cálculo automático SAP90 [4], para a análise modal e cálculo dos esforços nas secções, em regime elástico linear.

Na modelação, todas as secções são homogéneas, constituídas por betão armado da classe C20/25.

O comportamento dinâmico do sistema estrutural será o de um pêndulo invertido, com (n) massas e graus de liberdade (de translação), sendo (n) o número de pisos, onde as massas foram concentradas (m= 3.5 ton/m).

Na análise sísmica, avaliaram-se os efeitos de todos os modos de vibração do pórtico em questão, ou seja, tantos quanto o número de massas associadas, recorrendo-se aos espectros de resposta regulamentares, para os sismos tipo 1 e 2. Admitiu-se terreno tipo II e coeficiente de amortecimento modal de 5%, dado que são vulgarmente adoptados nos projectos correntes.

Para a quantificação dos esforços nas secções consideradas, foram realizadas combinações quadráticas completas.

Os resultados obtidos não incluem outra acção que não a sísmica.

Os elementos estruturais, vigas e pilares, foram modelados por elementos de barra com ligações de continuidade entre si. As guardas, foram modeladas por elementos finitos de casca, de forma rectangular.

Foram definidos dois tipos de pórticos (tipo A e B), como é ilustrado na figura 2, apresentando a existência de uma guarda de betão ao nível do primeiro piso elevado, ou ao nível do penúltimo piso elevado. Foram consideradas estas duas situações por serem correntes no parque habitacional português.

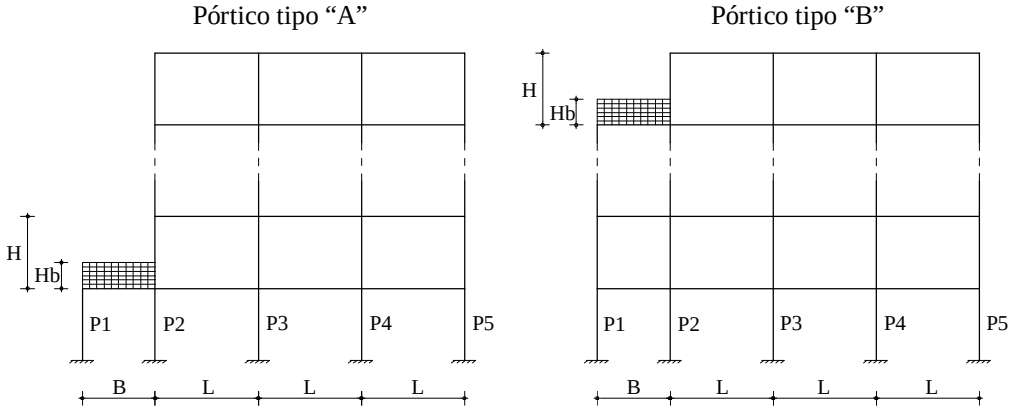


Figura 2: Representação dos pórticos analisados: tipo "A" e tipo "B".

O facto de se modelar uma estrutura do tipo corrente, e com um número fixo de vãos, prende-se com a objectividade que esta análise procura, a qual não seria possível com um aumento das variáveis em jogo.

3.2. Resultados

Com base na modelação anteriormente exposta, analisaram-se 70 pórticos diferentes.

O estudo foi efectuado para vãos de B= 2.50 e 5.00 m, o que, relativamente ao vão médio interior (L= 5.00 m), corresponde a 50% e 100%, respectivamente.

Para cada um destes grupos, considerou-se a variação de altura do edifício, bem como da guarda.

Relativamente à altura do edifício, foram considerados 5 casos, designadamente para n = 2, 3, 4, 5 e 6 pisos elevados.

Para a guarda utilizaram-se as alturas Hb= 0.75, 1.50 e 2.25 m, o que, comparativamente à distância entre pisos adoptada (H= 3 m), corresponde a 25%, 50% e 75%, respectivamente.

As vigas têm todas uma secção de 0.25×0.50 m, bem como os pilares.

Para a guarda, adoptaram-se elementos finitos de casca, rectangulares, com 10 cm de espessura.

Os valores obtidos da análise correspondem ao esforço transverso na ligação do pilar P2 à guarda.

Para cada tipo de pórtico (com o mesmo número de pisos e vão da guarda), realizaram-se quatro cálculos. O primeiro, sem inclusão da guarda, e os restantes três, correspondentes aos valores adoptados para a altura da guarda (Hb).

Os valores de esforço transverso obtidos para cada tipo de pórtico (V), em que a guarda foi considerada na análise, foram comparados com a situação sem inclusão da guarda (V_{ref}), verificando-se o seu incremento ($\Delta V = V - V_{ref}$).

Os resultados das análises, para os sismos regulamentares tipo 1 e 2, estão apresentados nas figuras seguintes.

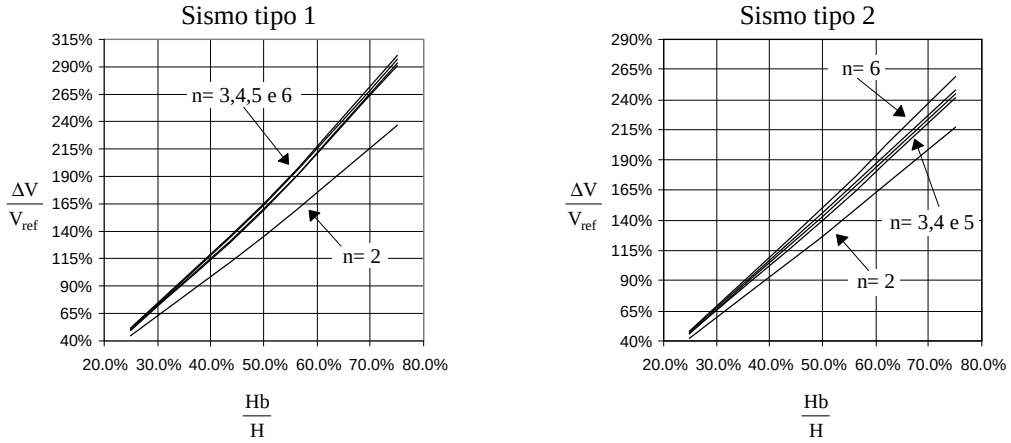


Figura 3: Aumento do esforço transverso no pórtico tipo "A", com B= 2.5 m.

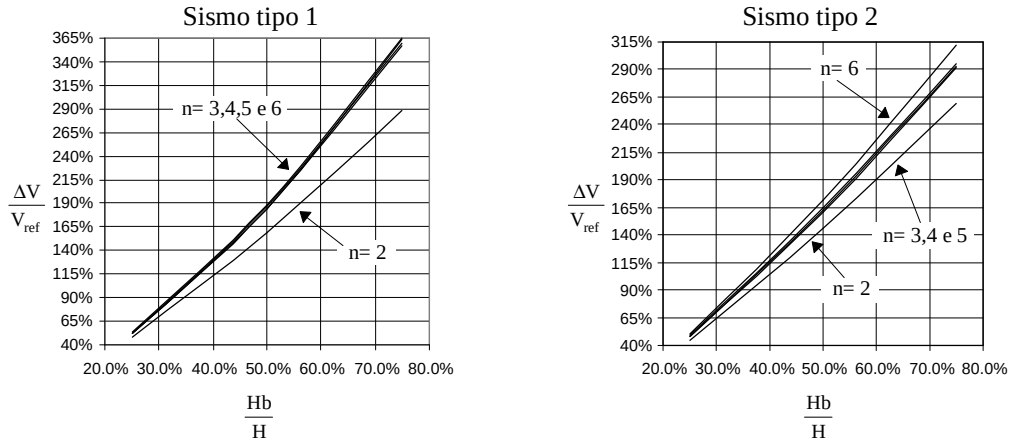


Figura 4: Aumento do esforço transverso no pórtico tipo "A", com B= 5 m.

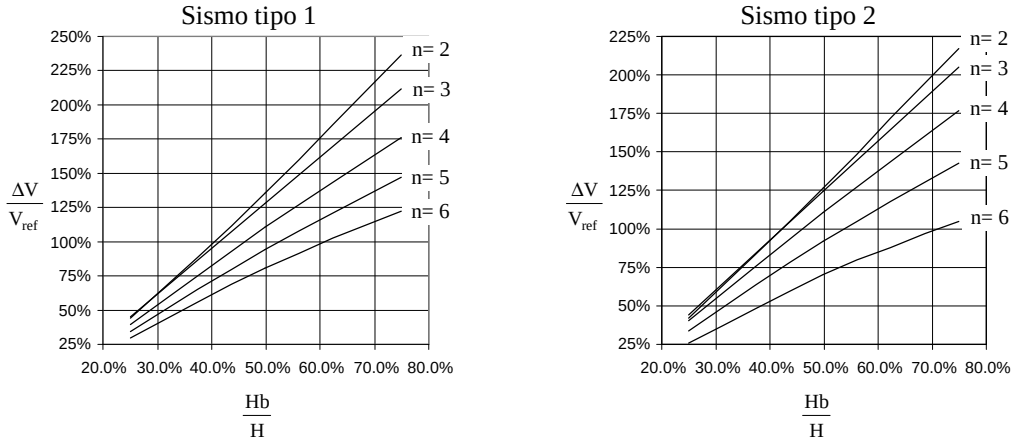


Figura 5: Aumento do esforço transverso no pórtico tipo "B", com B= 2.5 m.

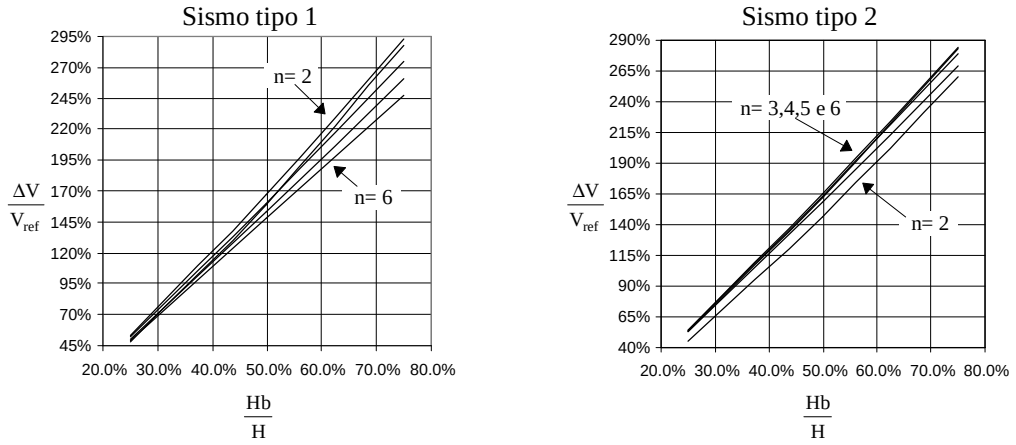


Figura 6: Aumento do esforço transverso no pórtico tipo "B", com B= 5 m.

4. CONCLUSÕES

Após a construção e estudo dos gráficos apresentados, concluiu-se que existe grande pertinência na modelação dos elementos de betão armado, não estruturais, na verificação da segurança em relação ao estado limite último de resistência ao esforço transverso, dos pilares adjacentes

De facto, conclui-se que o acréscimo de esforço transverso, derivado da inclusão destes elementos, não é negligenciável, dado que os valores obtidos oscilaram entre 29% e 365%, o que corresponde a um factor de agravamento entre 1.29 e 4.65, em relação à situação em que a guarda não foi considerada na análise.

Em relação aos resultados dos pórticos do tipo "A", podemos concluir que o aumento do esforço transverso é independente do número de pisos, exceptuando o caso de dois pisos (n=2). Este facto verifica-se para ambos os sismos (tipo 1 e 2), e é independente do vão da guarda (B). Para o sismo tipo 2, um maior número de pisos (n=6), induz um aumento no valor de ΔV, comparativamente a n=3,4 e 5. Neste tipo de pórtico, o aumento do vão da guarda conduz a um agravamento do aumento de esforço transverso.

Os resultados obtidos para os pórticos do tipo "B", levam-nos a concluir que o agravamento do valor de ΔV é sensível aos valores das diversas variáveis intervenientes na análise. Para o vão da guarda B=2.5 m, verifica-se uma redução do agravamento de ΔV com o aumento do número de pisos, tanto para o sismo tipo 1, como para o sismo tipo 2. Para o vão B= 5 m, este cenário mantém-se para o sismo tipo 1, mas com menor dispersão de resultados. Em relação ao sismo tipo 2, além do agravamento ser menor do que para o sismo tipo 1, apresenta um padrão semelhante ao verificado para os pórticos do tipo "A".

As análises realizadas indicam que o agravamento do valor de esforço transverso, provocado pela existência de guardas de betão, é maior para um sismo de magnitude moderada e a pequena distância focal (tipo 1). Este tipo de sismo, muitas vezes com características impulsivas, poderá desencadear roturas frágeis em pilares adjacentes a este tipo de elementos não estruturais, e, consequentemente, o colapso da estrutura para acelerações de pico muito inferiores aos valores preconizados na regulamentação portuguesa.

Será da maior importância que futuras regulamentações nacionais contemplem estas situações, que existem em número elevado nos edifícios construídos em Portugal. Para tal, serão necessários estudos nesse sentido, que sejam generalizáveis para o universo de casos, apoiados em análises não lineares, visando quantificar o agravamento do esforço transverso.

5. REFERÊNCIAS

[1] Negro, P. ; Colombo, A. - "Irregularities induced by nonstructural masonry panels in framed buildings". *Engineering Structures*, 1997, Vol. 19, nº 7, p. 576-585.

[2] Clough, R.W. ; Penzien, J. - *Dynamics of Structures*. 2ed. McGraw-Hill International Editions, 1993, 648 p.

[3] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-lei nº235/83, de 31 de Maio. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda, 1983.

[4] Wilson, E.L. ; Habibullah, A. - SAP90. Computers and Structures Inc., Berkeley, 1989.