

(25)

JPEE 98

JORNADAS PORTUGUESAS DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Lisboa, LNEC

25 a 28 de Novembro de 1998

Organizadas por:

GPEE - Grupo Português de Engenharia de Estruturas

GPBE - Grupo Português do Betão Estrutural

Patrocinadas por:

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)

Ordem dos Engenheiros (OE)

Editor

Comissão Organizadora

S. Pompeu Santos • Manuel Pipa

METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO



J. VINAGRE
Prof. Auxiliar
IST/ICIST
Lisboa



J. CAMARA
Prof. Associado
IST/ICIST
Lisboa

SUMÁRIO

Neste artigo são apresentados, de uma forma resumida, os fundamentos que conduziram ao estabelecimento de um método simplificado de avaliação dos efeitos de 2ª ordem para pilares inseridos em pórticos de betão armado e são mostrados alguns exemplos da sua aplicação.

1. INTRODUÇÃO

Em [1] e [2] foram discutidos os aspectos mais importantes relacionados com a quantificação dos efeitos de 2ª ordem em pilares isolados, procedendo-se neste artigo à análise do comportamento de elementos quando integrados em estruturas. O principal objectivo deste estudo é fundamentar uma metodologia simplificada de cálculo aplicável a pilares inseridos em estruturas lateralmente deformáveis. Procede-se à comparação dos resultados obtidos por aplicação do método proposto, a algumas estruturas, com os resultantes da aplicação dos métodos simplificados regulamentares (método da excentricidade adicional[3] e $P-\delta$ simplificado apresentado em [4]). Com recurso a um programa de análise não linear desenvolvido pelos autores[5], são efectuados estudos até à rotura, permitindo avaliar a eficiência das diferentes metodologias.

2. FUNCIONAMENTO CONJUNTO DE DOIS PILARES

Sendo certo que muitas das conclusões obtidas para o pilar isolado se mantêm válidas quando este se encontra inserido num conjunto de pilares-vigas, o envolvimento de novas variáveis

difículta consideravelmente o estudo deste problema. Limitando a introdução simultânea de todos esses factores, discutem-se seguidamente as características do funcionamento conjunto de pilares a partir da análise de uma estrutura muito simples, constituída por dois pilares e uma travessa axialmente indeformável, também adoptada em [6] (figura 1).

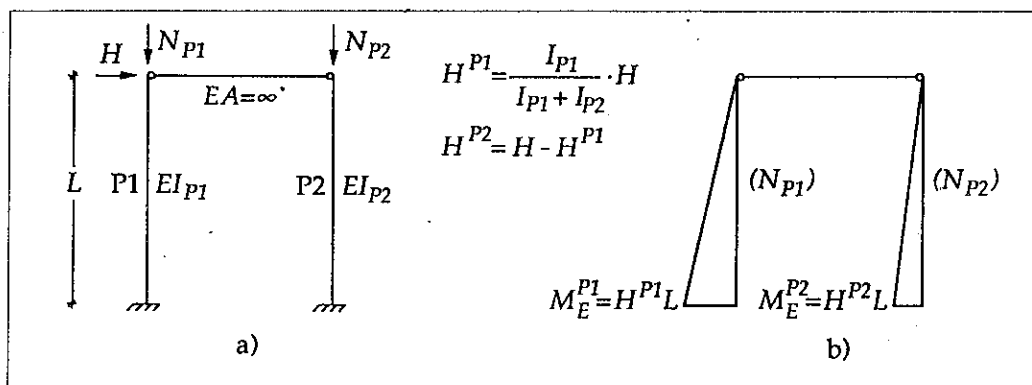


Figura 1 : Estrutura em estudo - a) modelo de cálculo; b) esforços elásticos.

Admita-se que um dos pilares, P1, é dimensionado para os esforços de 1ª ordem, (N^{P1}, M_E^{P1}) , obtidos numa análise elástica da estrutura, e que o outro, P2, é executado com uma quantidade de armadura superior à necessária (pilar com reserva de resistência). Considere-se que a história de carga, numa análise não linear, consiste na aplicação simultânea de dois esforços axiais distintos, em cada um dos pilares, N_{P1} e N_{P2} , e de uma força horizontal H actuando ao nível da travessa, consideradas monotonicamente crescentes até à rotura. Se se considerarem os pilares isolados e sujeitos à mesma história de carga, conclui-se que o pilar P1, estando pormenorizado com as armaduras correspondentes aos esforços de 1ª ordem, colapsa para uma carga inferior à de dimensionamento, devido aos efeitos de 2ª ordem. Por outro lado, o pilar P2, em que a armadura lhe confere uma reserva de resistência, atinge uma situação de equilíbrio estável, com esforços superiores aos elásticos, sem a ocorrência de rotura.

Analise-se agora o comportamento destes pilares, quando integrados na estrutura. A existência de uma travessa axialmente indeformável obriga a que os deslocamentos, no topo, sejam iguais. Sendo a deformada de um pilar em consola do tipo sinusoidal, é possível escrever

$$\delta_{\text{topo}} \approx \frac{l_o^2}{10} \cdot \frac{1}{r_{\text{base}}} \quad (1)$$

pelo que, quando a estrutura é solicitada, a curvatura nas secções de encastramento de ambos os pilares será da mesma ordem de grandeza (esta hipótese, constituindo uma aproximação, revelou-se, no entanto, bastante aceitável na gama de valores usualmente interessados na análise, conforme se verificou em estudos paramétricos efectuados em [7]). Assim, em qualquer instante e atendendo a (1), é possível escrever:

$$M_{P1} = (H - F) \cdot L + N_{P1} \cdot \frac{l_o^2}{10} \cdot \frac{1}{r_{\text{base}}} ; M_{P2} = F \cdot L + N_{P2} \cdot \frac{l_o^2}{10} \cdot \frac{1}{r_{\text{base}}} \quad (2)$$

sendo F a força na travessa. Do equilíbrio de momentos global na base dos pilares resulta:

$$\sum_{i=1}^2 M_i = H \cdot L + \sum_{i=1}^2 N_i \cdot \frac{l_o^2}{10} \cdot \frac{1}{r_{base}} \quad (3)$$

Nestas condições, o comportamento global da estrutura pode ser interpretado e analisado a partir do diagrama soma de momentos-curvaturas dos diferentes pilares, $(\sum M_i - l/r)$, como ilustrado na figura 2.

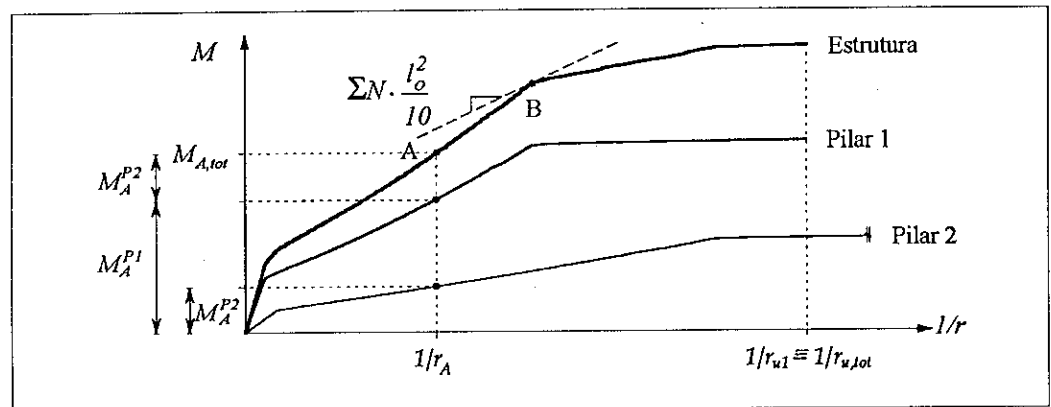


Figura 2 : Estrutura constituída por dois pilares unidos por uma travessa - diagramas de momentos-curvaturas dos pilares e diagrama soma $(\sum M_i - l/r)$.

Atendendo às características dos diagramas de momentos-curvaturas das secções de betão armado e à evolução dos momentos de 2ª ordem, pode afirmar-se que o colapso é condicionado pelo elemento mais rígido, quer se verifique um fenómeno de instabilidade (ponto B) ou de rotura dos materiais. Se os esforços axiais são moderados ($\nu < 0.4$), a acentuada quebra de rigidez, associada à entrada em cedência das armaduras do pilar mais rígido, condiciona a rotura por instabilidade (tanto mais quanto maior for a esbelteza dos elementos que compõem a estrutura). Se os esforços axiais são mais elevados, as curvaturas de rotura são reduzidas assim como o patamar de "cedência", continuando a rotura, regra geral, a ser condicionada pelo pilar que admite menores curvaturas (pilar mais rígido ou com maior esforço axial, quando semelhantes).

Em [2] mostrou-se ser válida a relação entre a máxima excentricidade de 2ª ordem, admissível para um pilar, e a curvatura da secção crítica e que as expressões regulamentares permitem obter uma boa estimativa do seu valor. Assim, e tendo em consideração os comentários anteriores, é possível concluir que o deslocamento dos nós extremos dos pilares, quando integrados na estrutura, estará condicionado pelo valor da excentricidade de 2ª ordem do pilar mais rígido ($e_{2,min}$), ideia esta já preconizada, de forma simplificada, na BS 8110 [8].

Evidentemente que uma avaliação mais rigorosa dos efeitos de 2ª ordem só é possível a partir de métodos que envolvam uma análise global das estruturas. Os resultados das análises não lineares do exemplo referido permitem verificar a gradual diminuição da força transmitida ao pilar mais flexível chegando mesmo a ocorrer a inversão do sentido de actuação. O significado físico desta inversão corresponde à incapacidade revelada por este pilar de suportar os efeitos

de 2ª ordem, pelo que estes são transferidos para o pilar mais rígido através de esforço axial na travessa. A correcta simulação deste fenómeno a partir de métodos simplificados aplicados a análises elásticas não é possível. No entanto, definido o deslocamento lateral sofrido pela estrutura, o estabelecimento do equilíbrio na posição deformada (equivalente à análise da estrutura inclinada, à semelhança do que se faz no método $P-\delta$ simplificado, figura 3) permite, através da definição de uma força horizontal equivalente, ΔH , de alguma forma, a contabilização global deste efeito, conduzindo a resultados mais coerentes que os obtidos numa análise isolada dos pilares.

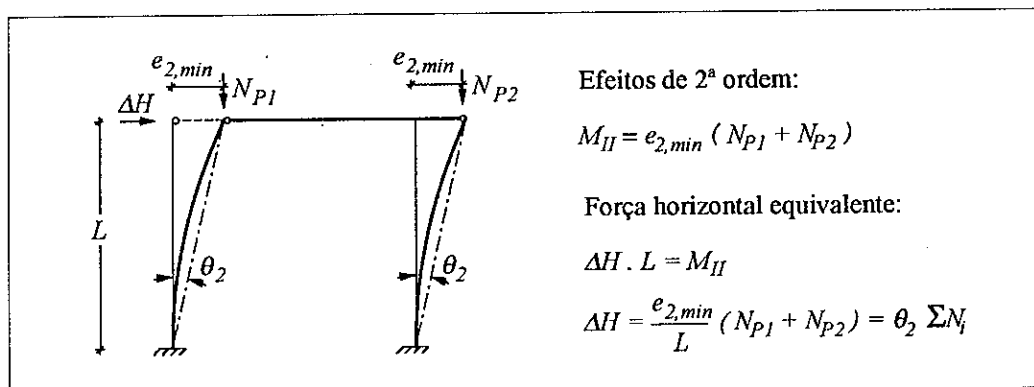


Figura 3 : Força horizontal equivalente aos efeitos de 2ª ordem.

3. MÉTODO PROPOSTO DE AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

No que respeita à generalização desta metodologia a sistemas porticados correntes de betão armado, é necessário, à semelhança dos restantes métodos simplificados, proceder a algumas adaptações. Os regulamentos (EC2[3], BS 8110[8], REBAP[9]) preconizam, quando se adopta o método da excentricidade adicional, que se afecte simultaneamente as duas secções extremas pelo mesmo momento adicional. Esta recomendação resulta de se admitir a hipótese de indeformabilidade axial dos pisos, passando as secções extremas do pilar a coincidir com as secções críticas, resultando acréscimos de momentos iguais. Na prática, tal não irá acontecer. Os acréscimos de momentos devidos aos efeitos de 2ª ordem são inferiores nas secções menos esforçadas numa análise de 1ª ordem (resultados equivalentes aos obtidos por imposição de uma deformação lateral à estrutura). No entanto, a adopção de valores idênticos para ambas as extremidades, sendo do lado da segurança e de simples aplicação, é usualmente adoptada. A transposição desta hipótese para o método proposto corresponde a admitir-se que o deslocamento do piso (e , consequentemente, dos nós extremos de todos os pilares) é, agora, igual ao dobro da excentricidade de 2ª ordem admissível para a secção crítica do pilar mais rígido (figura 4).

Os acréscimos de força horizontal a aplicar, em cada piso, passam a ser obtidos a partir da expressão

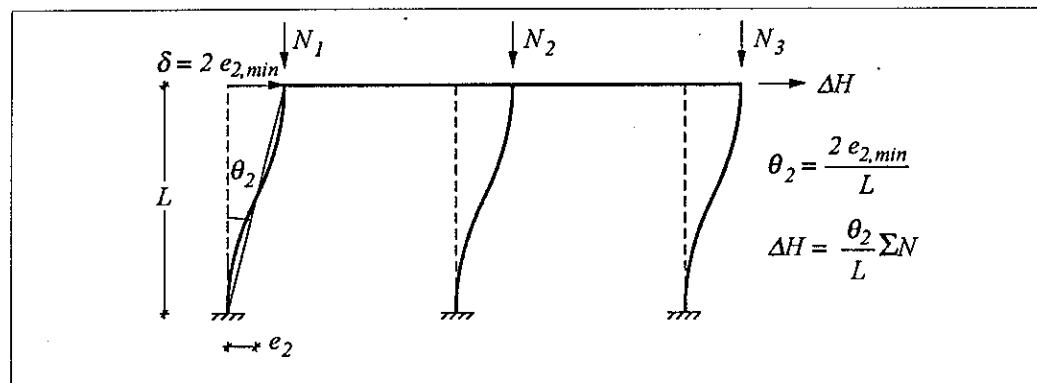


Figura 4 : Forças horizontais de acordo com o método proposto.

$$\Delta H = \frac{\theta_2}{L_{\text{piso}}} \sum N = \frac{2 \cdot e_{2,min}}{L_{\text{piso}}} \sum N \quad (4)$$

sendo $\sum N$ a totalidade das acções verticais a actuar no piso em análise, L_{piso} a altura do piso e $e_{2,min}$ a menor das excentricidades dos pilares do piso (considerados como pilares isolados).

Conclui-se, assim, ser possível simular os efeitos de 2ª ordem tendo em atenção as principais características da resposta da estrutura no seu conjunto. A sua aplicação a estruturas de betão armado sensíveis àqueles efeitos, pode, portanto, ser efectuada de acordo com a seguinte metodologia:

1. Avaliação do deslocamento previsível associado à rotura para o piso. Como já referido, este deslocamento está directamente relacionado com a menor das excentricidades de 2ª ordem dos pilares nele existentes. Em estruturas correntes, ela corresponderá, em princípio, à do pilar mais rígido. O cálculo desta excentricidade pode ser efectuado com recurso às expressões regulamentares propostas pelo EC2 [3].
2. Cálculo das forças horizontais equivalentes. Conhecido o deslocamento do piso e a distância entre os nós extremos dos pilares, é possível determinar a inclinação máxima admissível para a estrutura, representada por θ_2 na figura 4. Do produto desta inclinação com o somatório das acções verticais actuantes no piso, resultam as forças horizontais pretendidas.
3. Dimensionamento da estrutura para os esforços obtidos com as novas acções. A cada acção irá corresponder um conjunto de forças horizontais equivalentes, introduzidas com o sentido mais desfavorável, que podem ser associadas às acções na análise da estrutura.

Este procedimento de cálculo apresenta melhorias significativas em relação aos actualmente propostos (método da excentricidade adicional e $P-\delta$ simplificado). Saliente-se, em particular, que os efeitos de 2ª ordem passam a estar dependentes, no dimensionamento, quer das principais características do comportamento dos pilares considerados isolados (esbelteza, excentricidade de 2ª ordem), quer do comportamento conjunto da estrutura. De facto, a análise global da estrutura, com forças horizontais aplicadas ao nível de cada piso, permite traduzir,

nos pilares de um dado piso, a influência do deslocamento dos pisos superiores, permite a obtenção de diagramas de esforços equilibrados em todos os elementos e conduz a um agravamento diferenciado dos esforços nos pilares, de acordo com a sua rigidez (maiores acréscimos nos pilares mais rígidos e, conseqüentemente, maior eficácia da armadura introduzida). Convém ainda referir que a influência dos efeitos de 2ª ordem nas vigas e fundações, resultante do automático equilíbrio dos nós, obriga ao dimensionamento daqueles elementos para esforços compatíveis com os dos pilares conseguindo-se, desta forma, uma efectiva margem de segurança em relação àqueles efeitos.

4. ANÁLISE DE ALGUNS EXEMPLOS

Explicada a metodologia apresentam-se seguidamente alguns exemplos da sua aplicação, extraídos de [7]. Todas as estruturas foram dimensionadas de acordo com o método das excentricidades adicionais, $P-\delta$ simplificado e pelo método proposto, tendo-se posteriormente procedido à execução de análises não lineares com recurso ao programa NLA[5].

Adoptou-se, em todos os estudos, um betão da classe B25 e um aço A400. Para o aço adoptou-se a relação elasto-plástica sem endurecimento e, para o betão, a relação constitutiva hiperbólica preconizada pelo EC2 [3] e MC90 [4]. O formato de segurança adoptado encontra-se referido em [7] e [10]. Considerou-se uma relação $d/h=0.9$ para todos os elementos; pilares duplamente armados e vigas simplesmente armadas. Relativamente às opções de pormenorização, convém referir que nos pilares, a armadura das secções extremas foi mantida até ao elemento em que ocorre inversão do sinal dos momentos. Nas extremidades das vigas com momentos negativos, a armadura superior foi prolongada até ao elemento em que ocorre a inversão do sinal dos momentos, procedendo-se de igual modo para as armaduras inferiores. Nos elementos extremos foi colocada, na face inferior, uma armadura mínima para evitar problemas numéricos associados a eventuais alterações do diagrama de momentos. Finalmente, nas extremidades das vigas com momentos positivos, a armadura máxima de vão é prolongada até aos apoios, sendo colocada uma armadura mínima na face superior (objectivo idêntico ao acima referido).

4.1. Pilares unidos por biela

Este modelo estrutural, analisado no §2, foi considerado em [7] para a realização de um estudo paramétrico. Seguidamente apresentam-se os resultados de apenas um caso: estrutura constituída por um pilar de secção 0.50×0.50 (m x m), P1, e de outro com 0.50×0.40 (m x m), P2, simetricamente armados e com 4.33 m de altura, conforme ilustrado na figura 5. Os pilares foram discretizados em seis elementos de igual comprimento, tendo-se adoptado um carregamento que conduzisse, para os esforços elásticos e no pilar mais rígido, a um esforço axial reduzido igual a 0.8 e a uma percentagem de armadura igual a 1%. No quadro 1 apresentam-se as quantidades de armadura totais associadas aos diferentes métodos, A_s^{P1} e A_s^{P2} , os parâmetros de carga obtidos na rotura nas análises não lineares, Λ_{rot} (equivalendo a um parâmetro igual a 1.50 a aplicação da totalidade das acções de dimensionamento), o deslocamento no topo do pilar, δ_{topo} e o momento na base dos pilares, M_{rot}^{P1} e M_{rot}^{P2} .

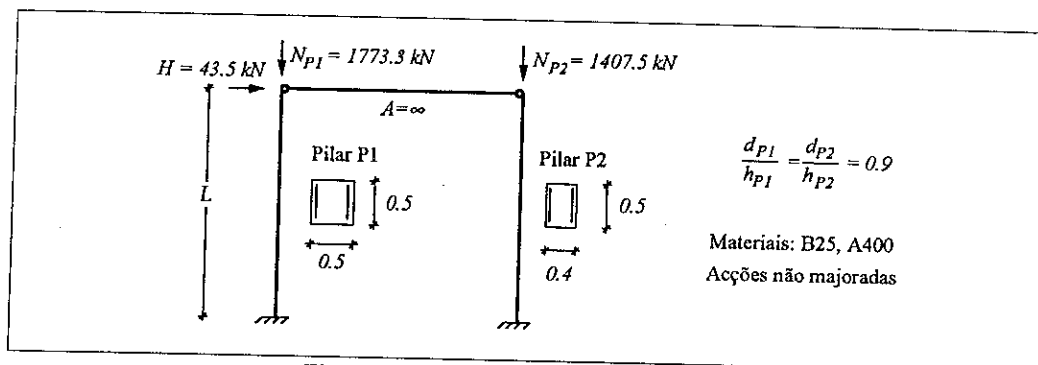


Figura 5 : Estrutura - geometria e acções.

Quadro 1 : Resultados correspondentes à estrutura composta por dois pilares unidos por biela.

Mét. Dimensionamento	$A_s^{P1}/2$ (cm ²)	$A_s^{P2}/2$ (cm ²)	Λ_{rot}	δ_{topo} (cm)	M_{rot}^{P1} (kNm)	M_{rot}^{P2} (kNm)
Sem efeitos 2ª ordem	12.50	7.25	1.256	3.3	254.4	75.5
Excent. Adicional	19.80	16.92	1.504	3.3	281.2	160.7
P-δ Simplificado	19.33	11.61	1.459	3.4	294.3	128.5
Método Proposto	21.25	12.92	1.497	3.2	304.5	133.2

Saliente-se o aumento do parâmetro de carga em todos os casos em que se consideraram os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento e o menor acréscimo total da quantidade de armadura ($A_s^{P1} + A_s^{P2}$) associado à metodologia proposta, correspondendo-lhe um parâmetro de carga de rotura semelhante ao método da excentricidade adicional (melhor eficiência dos acréscimos de armadura introduzidos). Estas conclusões são extensíveis a todo o estudo efectuado.

4.2. Pórtico de um tramo

Considere-se agora o caso de um pórtico simples, composto por dois pilares e uma viga, apresentando-se seguidamente os resultados de um dos exemplos analisados em [7]. A secção dos pilares é de 0.3x0.3 (mxm), a viga de 0.20x0.433 (mxm), sendo o vão da viga, igual à altura do pilar, de 4.83 m (pilares com esbelteza igual a 60). As acções consistem em dois esforços axiais de 957.6 kN no topo dos pilares e de uma força horizontal de 37.5 kN (valores majorados).

Quadro 2 : Resultados correspondentes ao pórtico constituído por dois pilares e uma viga.

Mét. Dimensionamento	$A_s^{Pilares}$ (cm ²)				A_s^{Viga} (cm ²)		ANL	
	P1 _{inf}	P1 _{sup}	P2 _{inf}	P2 _{sup}	V _{esq}	V _{dir}	Λ_{rot}	δ_{rot} (cm)
Sem efeitos 2ª ordem	5.29	4.31	5.52	2.81	3.32	3.32	1.171	4.1
Excent. Adicional	8.28	7.16	8.70	7.58	3.32	3.32	1.286	4.9
P-δ Simplificado	7.84	6.47	8.42	7.07	4.79	4.79	1.442	4.4
Método Proposto	8.43	6.98	9.05	7.61	5.07	5.07	1.490	4.4

Neste exemplo, embora se tenham obtido acréscimos de armadura semelhantes, em ambos os pilares, para o método proposto, o parâmetro de carga na rotura foi muito superior ao obtido

com o método da excentricidade adicional. Este facto está directamente relacionado com o aumento de armadura verificado nas secções mais esforçadas das vigas, indispensável para que ocorra a mobilização dos acréscimos de armadura dos pilares (já anteriormente referido em [11]).

4.3. Pórtico de vários pisos

A finalizar apresenta-se a aplicação da metodologia proposta a um pórtico de maior dimensão (pórtico intermédio de um edifício, constituído por dois vãos e quatro pisos). Na figura 6 apresenta-se a sua geometria e as acções consideradas no dimensionamento. As dimensões dos elementos foram escolhidas de forma a obter pilares com esbeltezas superiores a 35, esforços axiais reduzidos próximos de 0.6 e elementos com diferentes secções no mesmo piso. Para este estudo considerou-se apenas a combinação de acções em que a acção variável de base é o vento. A imperfeição geométrica foi introduzida sob a forma de forças horizontais, sendo estas incluídas directamente nas acções.

No quadro 3 apresentam-se os valores das forças horizontais totais em cada piso (incluindo a imperfeição geométrica) correspondentes aos métodos proposto e $P-\delta$ simplificado. Está também tabelado o valor do deslocamento horizontal do topo da estrutura, δ_{topo} , resultante da análise elástica, a excentricidade de 2ª ordem do pilar mais rígido, $e_{2,min}$, e a inclinação equivalente do piso, θ_2 , necessários para o cálculo das forças horizontais equivalentes. As forças horizontais foram obtidas tendo em conta o peso de cada acção na combinação em causa (considerou-se, para a sobrecarga, um coeficiente de combinação ψ_o igual a 0.7), sendo de assinalar a significativa diferença entre os valores obtidos pelos dois métodos.

Quadro 3 : Forças horizontais de acordo com os métodos proposto e $P-\delta$ simplificado.

Piso	L_{piso} (m)	δ_{topo} (cm)	$e_{2,min}$ (m)	$\theta_2 = \frac{2e_{2,min}}{L}$	ΔH_{CP}^{MP} (kN)	ΔH_{SC}^{MP} (kN)	ΔH_{tot}^{MP} (kN)	ΔH_{tot}^{MC90} (kN)
0-1	3.00	0.97	0.011	7.33E-3	2.64	0.95	4.60	2.10
1-2			0.015	10.00E-3	3.60	1.30	5.81	2.10
2-3			0.010	6.67E-3	2.40	0.86	4.30	2.10
3-4			0.015	10.00E-3	3.60	1.30	5.81	2.10

Na figura 6 encontra-se representada a discretização adoptada, nas análises não lineares, e apresentam-se as armaduras resultantes do dimensionamento a partir dos esforços elásticos (A_s^E), por aplicação do método da excentricidade adicional pilar a pilar (A_s^{EC2}) e pelo método proposto (A_s^{MP}). Dada a significativa diferença dos acréscimos de força horizontal correspondentes ao método $P-\delta$ simplificado, e para não sobrecarregar a figura, não se apresentam as quantidades de armadura respectivas. A análise dos valores permite confirmar as conclusões estabelecidas nos estudos anteriores: o método proposto conduz, sistematicamente, a maiores quantidades de armadura no pilar mais rígido e a menor quantidade de armadura total. Outra importante diferença entre os dois métodos reside no acréscimo de armaduras nas vigas e na obtenção de esforços equilibrados nas ligações às fundações (permitindo o seu correcto dimensionamento)

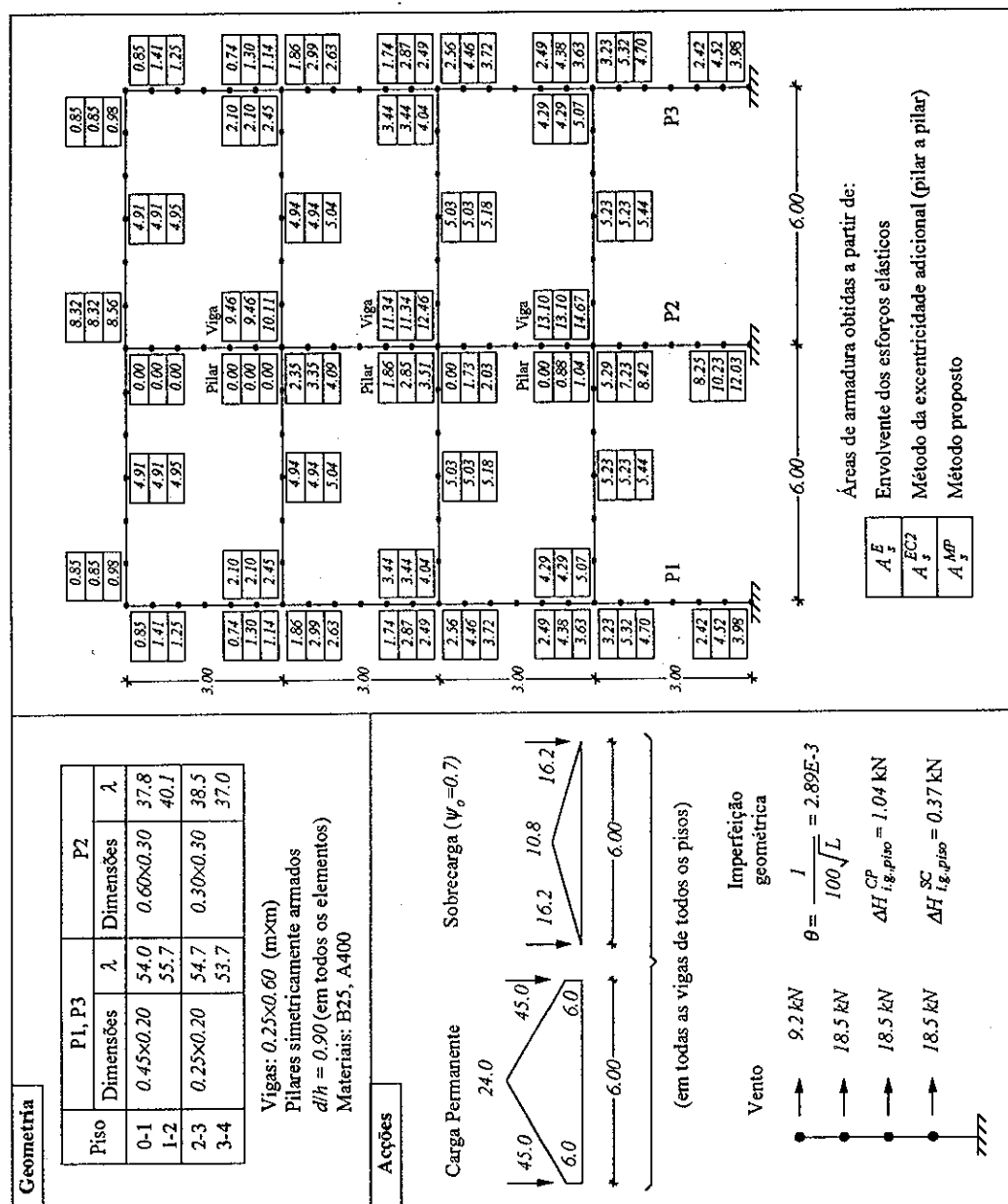


Figura 6 : Pórtico de dois vãos e quatro pisos - geometria e ações.

resultante do método proposto. A posterior execução de análises não lineares, adoptando a metodologia dos estudos anteriores, permitiu obter os seguintes parâmetros de carga: $\Lambda_{rot}^E = 1.356$ (sem efeitos de 2ª ordem); $\Lambda_{rot}^{P-\delta} = 1.387$ (método $P-\delta$ simplificado); $\Lambda_{rot}^{EC2} = 1.431$ (método da excentricidade adicional); $\Lambda_{rot}^{MP} = 1.514$ (método proposto). Estes valores confirmam as conclusões anteriormente obtidas, evidenciando as potencialidades do método proposto (que permite assegurar o nível de segurança pretendido para a estrutura). Relativamente aos valores

dos restantes métodos realça-se a subavaliação das forças horizontais pelo método $P-\delta$ simplificado e a não mobilização da capacidade resistente das secções condicionantes dos pilares, no método da excentricidade adicional, devido à limitação de esforços imposta pelas vigas.

5. CONCLUSÕES

Neste artigo procedeu-se à apresentação de um método simplificado de avaliação dos efeitos de 2ª ordem em estruturas porticadas de betão armado e à ilustração da sua aplicação em algumas estruturas. Os resultados obtidos e a sua análise permitiram concluir que o método proposto conduz a uma melhor distribuição dos acréscimos de armadura, devidos aos efeitos de 2ª ordem, pelos elementos (melhor eficiência). Este método apresenta a vantagem de conjugar a simplicidade e clareza de cálculo (introdução dos efeitos de 2ª ordem numa análise global da estrutura) com a transposição dos conceitos aplicados ao pilar isolado para o pilar inserido em estruturas. Do estudo ficou também realçada a necessidade de se proceder ao equilíbrio dos acréscimos de esforços de 2ª ordem nos nós de ligação pilares-vigas e pilares-fundações. O recurso ao método da excentricidade adicional, aplicado pilar a pilar, ao não implicar aquele equilíbrio não permite a mobilização dos acréscimos de armadura introduzidos nos pilares (dada a incapacidade dos restantes elementos de suportarem maiores esforços).

REFERÊNCIAS

- [1] Vinagre, J.; Camara, J. - *Método $P-\delta$ simplificado de avaliação dos efeitos de 2ª ordem*. Artigo submetido para publicação em revista, 1998.
- [2] Vinagre, J.; Camara, J. - *Método da excentricidade adicional: análise das propostas regulamentares*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº 45, 1998, 11 p.
- [3] Eurocódigo 2 - *Projecto de estruturas de betão. Parte 1: regras gerais e regras para edifícios*. ENV 1992 - 1.1, 1991.
- [4] CEB-FIP Model Code 1990. *Design Code*. Comité Euro-International du Béton, 1993.
- [5] Vinagre, J. - *Análise física e geometricamente não linear de pórticos planos - Programa NLA*. Relatório IC, DT2/97, Março, 1997, 56 p.
- [6] Azeredo, M. - *Instabilidade de colunas usando o método da coluna padrão*. Jornadas sobre a Aplicação da Nova Regulamentação de Estruturas, FEUP, 1988, p. 3.242-3.260.
- [7] Vinagre, J. - *Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de betão armado*. Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Março, 1997, 423 p.
- [8] British Standards Institution - *BS 8110 Structural use of concrete. Part 1: code of practice for design and construction*, 1985.
- [9] *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado*. Imprensa Nacional-Casa da Moeda, Lisboa, 1985, 210 p.
- [10] Camara, J.; Vinagre, J. ; Pinto, A. - *Metodologia para a verificação da segurança em análises não lineares* - 5º Enc. Nac. Sobre Estruturas Pré-Esforçadas, FEUP, 1994, 11 p.
- [11] Vinagre, J.; Bártolo, A.; Camara, J. - *Avaliação e discussão dos efeitos de 2ª ordem em edifícios*. 5º Encontro Nacional Sobre Estruturas Pré-Esforçadas, FEUP, Porto, 1994, p. 1-13.