

Dimensionamento de pilares esbeltos segundo o Eurocódigo2. Caso da obra Swedwood-Ikea

A. Ferreira¹, B. Lima¹, P. Torres¹, R. Oliveira² e R. Sousa¹

RESUMO

O presente artigo tem como objectivo a apresentação da metodologia de dimensionamento de pilares, empregue numa obra recentemente construída. Trata-se de um complexo industrial, designado por “Fábrica Swedwood-Ikea em Paços de Ferreira”. Os edifícios que o compõe ocupam uma área sensivelmente igual a 680 x 280 m², apresentando uma altura acima do solo aproximadamente igual a 13m.

A consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento dos pilares (submetidos a flexão composta desviada) foi feita de acordo com o preconizado no Eurocódigo 2[1] (método da rigidez nominal), o que conduziu a uma solução significativamente mais económica do que aquela que resultaria da aplicação do REBAP[2]. Apresenta-se um exemplo numérico com as metodologias de cálculo adoptadas, comparando-se os resultados obtidos por aplicação dos dois regulamentos atrás referidos.

PALAVRAS-CHAVE

Rigidez nominal, encurvadura, flexão desviada.

¹ STRENG – Engenharia de Estruturas Lda, Porto, Portugal. geral@streng.pt

² Rui Oliveira Projectos, Unipessoal Lda, Porto, Portugal. ruimtroliveira@gmail.com

1. INTRODUÇÃO

A estrutura metálica da cobertura é constituída por madres e vigas principais treliçadas. As madres têm um vão de 18.00m e estão afastadas 6.00m. O vão das vigas principais é 36.00m. Todas as vigas são simplesmente apoiadas, pelo que não conferem qualquer continuidade de momentos aos pilares. Na direcção Y, os pilares funcionam em consola e com os deslocamentos no topo compatibilizados pelas vigas. Na direcção perpendicular, os sistemas de contraventamento da cobertura e fachadas constituem um apoio elástico na extremidade. Todos os pilares são pré-fabricados, com as armaduras seladas nas fundações.

O exemplo apresentado refere-se ao estudo de um pilar localizado no interior do armazém W2, ver Fig. 1. Adoptou-se betão da classe C30/37 e aço A500NR. O pilar em estudo tem uma secção de 0.70x0.80m² e altura de 15.12m. Assim sendo, o comprimento de encurvadura no plano YZ é 30,24m enquanto que no plano XZ é 23,05m (rigidez no apoio elástico de 850kN/m).

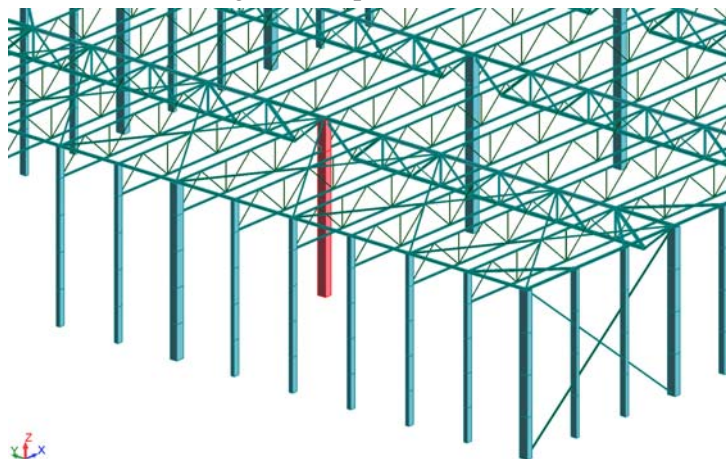


Figura 1. Pilares, vigas e contraventamentos da estrutura do corpo W2.

2. DIMENSIONAMENTO DO PILAR DE ACORDO COM EUROCÓDIGO2

2.1 Esforços actuantes

Os esforços de primeira ordem na base do pilar, para a combinação condicionante, são os seguintes: $N_{Ed} = 1640$ kN; $M_{0Ed,X} = 599$ kNm; $V_{0Ed,Y} = 39.6$ kN; $M_{0Ed,Y} = 68$ kNm; $V_{0Ed,X} = 4.5$ kN. De acordo com o EC2, o dimensionamento de pilares tendo em conta os efeitos de segunda ordem, pode ser feito por intermédio da consideração de uma rigidez nominal. Esta rigidez tem em conta os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (1)$$

O momento de cálculo total, incluindo o momento de segunda ordem, pode ser expresso como uma majoração do valor do momento flector resultante de uma análise linear, nomeadamente:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad (2)$$

Onde β representa um coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira e de segunda ordem e N_B representa a carga de encurvadura baseada na rigidez nominal.

O momento de primeira ordem M_{0Ed} inclui o efeito das imperfeições geométricas conforme definido no ponto 5.2 do EC2.

No presente caso, pelo facto do pilar numa das direcções ter um apoio elástico, e também pela realização de uma dispensa de armaduras a meia altura, não se considerou esta majoração de momentos, mas sim a solução de uma análise linear material e não linear geométrica do seguinte sistema estrutural:

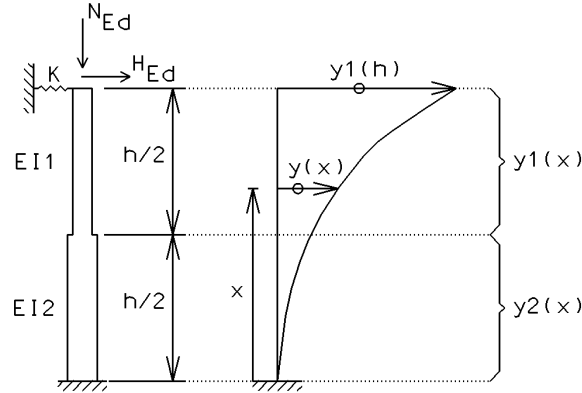


Figura 2. Sistema estrutural para o estudo dos pilares.

As rigidezes EI_1 e EI_2 correspondem às rigidezes nominais obtidas de acordo com o EC2 para os troços do pilar após e antes da dispensa de armaduras.

A solução do problema consiste na resolução da seguinte equação diferencial:

$$-EI_{1,2}Y''_{1,2}(x) = (Y_1(h)K - H_{Ed}) * (h - x) - N_{Ed}(Y_1(h) - Y_{1,2}(x)) \quad (3)$$

Esta expressão resulta da equação da elástica escrita para a secção x . De notar que as funções das deformadas são diferentes para o primeiro e segundo troço, pelo que aparece em $Y(x)$ os índices 1 ou 2 conforme se escreva a equação para uma secção após ou antes da dispensa de armaduras.

As soluções das equações diferenciais para cada um dos troços são as seguintes:

$$Y_1(x) = \sin\left(\sqrt{\frac{N_{Ed}}{EI_1}} * x\right) * C_1 + \cos\left(\sqrt{\frac{N_{Ed}}{EI_1}} * x\right) * C_2 + \frac{(H_{Ed} - Y_1(h) * K)}{N_{Ed}} * (h - x) + Y_1(h) \quad (4)$$

$$Y_2(x) = \sin\left(\sqrt{\frac{N_{Ed}}{EI_2}} * x\right) * C_3 + \cos\left(\sqrt{\frac{N_{Ed}}{EI_2}} * x\right) * C_4 + \frac{(H_{Ed} - Y_1(h) * K)}{N_{Ed}} * (h - x) + Y_1(h) \quad (5)$$

A determinação das constantes C_1 , C_2 , C_3 , C_4 e $Y_1(h)$ é obtida pela imposição das seguintes condições fronteira: $Y_2(0)=0$; $Y_2'(0)=0$; $Y_2(h/2)=Y_1(h/2)$; $Y_2'(h/2)=Y_1'(h/2)$ e $Y_1''(h)=0$. Tem-se assim um sistema linear de 5 equações e 5 incógnitas. As expressões das constantes não são apresentadas no texto por serem extremamente extensas.

Tomando $x=0$ e $x=h/2$ na segunda parcela da Eq. (3), tem-se o valor do momento total para estas secções:

$$M(0) = N * C_4 \quad (6)$$

$$M\left(\frac{h}{2}\right) = N * \sin\left(\sqrt{\frac{N}{EI_1}} * \frac{h}{2}\right) * C_1 + N * \cos\left(\sqrt{\frac{N}{EI_1}} * \frac{h}{2}\right) * C_2 \quad (7)$$

Para controlar a grandeza dos esforços axiais instalados, calcularam-se as cargas críticas do pilar em cada uma das direcções. Para tal, anulou-se o determinante da matriz referente ao sistema de equações do cálculo das constantes. A equação obtida é implícita, o que requer a utilização de um método numérico adequado para se obter o valor da carga critica correspondente ao primeiro modo de encurvadura.

2.2 Determinação das armaduras necessárias

Pelos diagramas de interacção em flexão composta[3], verifica-se que para o esforço axial instalado, a função $\mu(\omega)$ é praticamente linear. De facto, efectuando-se uma regressão linear pelo método dos mínimos quadrados, o valor do coeficiente de determinação R^2 é praticamente igual a 1.00. Para a flexão em torno do eixo X obteve-se os seguintes diagramas:

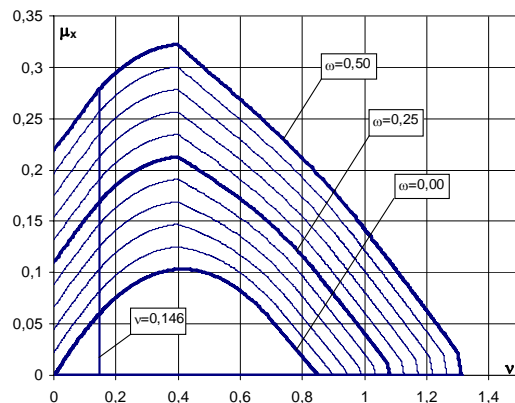


Figura 3. Diagramas de interacção $N_{Rd} - M_{Rd,X}$ em termos dos parâmetros adimensionais v e μ_x .

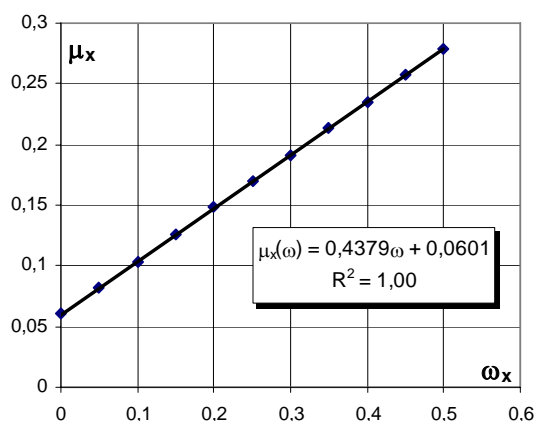


Figura 4. Regressão linear para obtenção da função $\mu_x(\omega)$ em $v=0.146$.

Procedendo-se da mesma forma para a flexão em torno do eixo Y, obtêm-se as funções $M_{Rd}(\omega)=b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \cdot \mu(\omega)$:

$$M_{Rd,X} = 3923 \cdot \omega_X + 538 \quad [\text{kNm}] \quad (8)$$

$$M_{Rd,Y} = 3354 \cdot \omega_Y + 471 \quad [\text{kNm}] \quad (9)$$

Relativamente à verificação em flexão desviada, o EC2 no ponto 5.8.9 (4) sugere o seguinte critério simplificado:

$$\left(\frac{M_{Ed,X}}{M_{Rd,X}} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed,Y}}{M_{Rd,Y}} \right)^a \leq 1.0 \quad (10)$$

Para os esforços actuantes, existem vários pares de valores $M_{Rd,X} - M_{Rd,Y}$ que satisfazem a Eq. (10). No boletim 16 do fib [5], é apresentado um procedimento de modo a calcular a solução óptima do par de valores $M_{Rd,X} - M_{Rd,Y}$. No entanto, este procedimento pressupõe que a armadura esteja concentrada nos cantos, e que a distância relativa destas às faces seja a mesma nas duas direcções. Deste modo, adoptou-se a metodologia abaixo descrita.

Sendo $M_{Rd,X}$ e $M_{Rd,Y}$ as funções lineares de ω atrás determinadas, a Eq. 10 fica da forma:

$$\left(\frac{M_{Ed,X}}{A\omega_X + B} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed,Y}}{C\omega_Y + D} \right)^a \leq 1.0 \quad (11)$$

Isolando a variável ω_Y :

$$\omega_Y \geq \frac{- \left\{ \left[1 - \left(\frac{M_{Ed,X}}{A\omega_X + B} \right)^a \right]^{\frac{1}{a}} * D - M_{Ed,Y} \right\} * \left\{ - \left[\left(\frac{M_{Ed,X}}{A\omega_X + B} \right)^a - 1 \right] \right\}^{-\frac{1}{a}}}{C} \quad (12)$$

Para um determinado par de esforços $M_{Ed,X}$ - $M_{Ed,Y}$, e conhecendo-se as funções lineares de $M_{Rd,X}$ e $M_{Rd,Y}$, é possível traçar as curvas $\omega_Y(\omega_X)$, se for admitido um valor para a . Na Fig. 5, a título exemplificativo, representa-se o aspecto destas funções para $M_{Ed,X} = 1500\text{kNm}$ e $M_{Ed,Y} = 500\text{kNm}$.

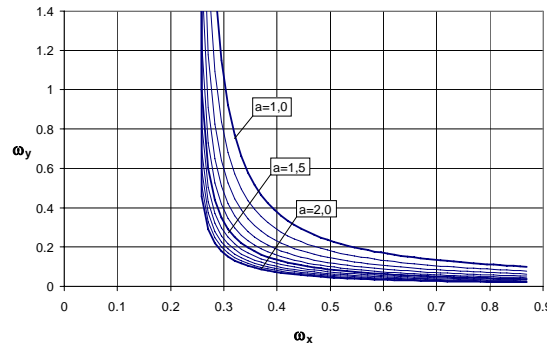


Figura 5. Funções $\omega_Y(\omega_X)$ para cada valor de a .

Tomaram-se em conta as variáveis da Fig. 6 para a distribuição de armaduras na secção do pilar:

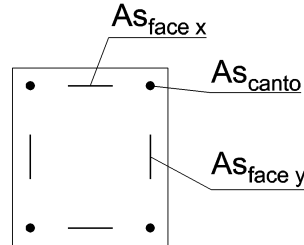


Figura 6. Variáveis para a distribuição de armaduras na secção.

Assim sendo, a percentagem mecânica de armadura ω_X é definida da seguinte forma:

$$\omega_X = \frac{(As_{faceX} + 2As_{canto}) * 2 * f_{syd}}{Ac * f_{cd}} \quad (13)$$

De forma análoga se define ω_Y . Podem, então escrever-se as áreas de armadura em cada face como funções de ω_X e ω_Y :

$$As_{faceX} = \frac{A_c f_{cd} \omega_X}{2 f_{syd}} - 2As_{canto} \quad (14)$$

$$As_{faceY} = \frac{A_c f_{cd} \omega_Y}{2 f_{syd}} - 2As_{canto} \quad (15)$$

Nota: f_{cd} com as unidades de f_{syd} ; As_{face} vem com as unidades de A_c sendo as mesmas que As_{canto} . Cada ponto de cada uma das funções da Fig. 5 representa um par de valores ω_X - ω_Y que verificam a Eq. (10) para o valor de a considerado. As Eqs. (14) e (15) demonstram a economia evidente de concentrar armaduras nos cantos, pois estas contribuem para a capacidade resistente nas duas direcções. Basta então estabelecer um limite máximo de armadura nos cantos, de modo a obter as armaduras nas faces, e consecutivamente a armadura total. No presente caso, não se considerou mais

que 1 ϕ 32+1 ϕ 25 agrupados em cada canto. Na Fig. 7 apresenta-se exemplificativamente as funções $As_{total}(\omega_X)$ para uma armadura máxima no canto de $1 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, obtidas a partir das Eqs. (12), (14) e (15), e para cada valor de a :

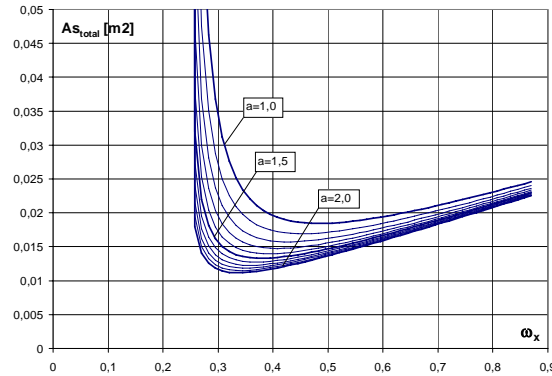


Figura 7. funções $As_{total}(\omega_X)$ para cada valor de a .

De acordo com o EC2, a depende da razão entre o esforço axial actuante e o esforço axial resistente, sendo portanto, função da armadura. Cada uma das funções $As_{total}(\omega_X)$ a que corresponde cada valor de a admitido, observa um valor mínimo de armadura (Fig. 7). Numa das funções, este valor mínimo é coerente com o valor de a dessa função, sendo então a abscissa desse ponto o valor óptimo de ω_X . O valor de ω_Y poderá ser obtido directamente através da Eq. (12), com ω_X e o valor de a da função em causa.

Note-se, no caso em que a armadura máxima admitida para os cantos seja mais que a suficiente para resistir aos esforços aplicados, os gráficos das Figs. 5 e 7 deixam de ter sentido. Neste caso, na Eq. (12) ω_X fica igual a ω_Y , e a variável a passa a depender apenas de ω_Y . Trata-se então de resolver por um método numérico, uma equação implícita tendo como unica incógnita ω_Y .

2.3 Método iterativo adoptado

Uma vez que a determinação dos esforços actuantes depende do valor da rigidez nominal, e esta por sua vez depender da armadura, torna-se necessário implementar um procedimento iterativo.

A Eq. (1), considerando a flexão em cada direcção, pode ser escrita da seguinte forma (para o exemplo em estudo):

$$EI_X = 78113.8 + 595400\omega_X \quad [\text{kNm}^2] \quad (16)$$

$$EI_Y = 40933.8 + 463600\omega_Y \quad [\text{kNm}^2] \quad (17)$$

Durante o procedimento iterativo, para ter em conta a dispensa, tomou-se o valor de ω_X da metade inferior do pilar, igual ao dobro da metade superior. O valor de ω_Y é constante em toda a altura.

1ª Iteração ($\omega_X = \omega_Y = 0.200$)

Para a primeira iteração arbitrou-se $\omega_X = \omega_Y = 0.200$, que neste caso corresponde aproximadamente a 1% de armadura. Assim sendo tem-se: $EI_{1,X}=137653 \text{ kNm}^2$; $EI_{2,X}=197194 \text{ kNm}^2$; $EI_{1,Y}=EI_{2,Y}=133654 \text{ kNm}^2$. Com o procedimento de 2.1 calculam-se os esforços de segunda ordem: $M_{Ed,X} = 2956 \text{ kNm}$; $M_{Ed,Y} = 62 \text{ kNm}$; $f_{amp,X}=2956/599=4.94$; $f_{amp,Y}=62/68=0.92$; $P_{crit,X}=1969 \text{ kN}$; $P_{crit,Y}=9261 \text{ kN}$.

Note-se que o momento de segunda ordem $M_{Ed,Y}$ na base, é ligeiramente inferior ao de primeira devido à existência da mola no topo. Na verificação final das armaduras de projecto não se considerou esta redução.

Os momentos resistentes para os valores de ω assumidos no inicio da iteração, pelas Eqs. (8) e (9) são: $M_{Rd,X} = 1323 \text{ kNm}$; $M_{Rd,Y} = 1142 \text{ kNm}$.

Os esforços de segunda ordem actuantes, de acordo com 2.2 conduzem às seguintes necessidades de percentagem mecânica de armadura: $\omega_X = 0.662$ (é necessário $M_{Rd,X} = 3135$ kNm); $\omega_Y = 0.201$ (é necessário $M_{Rd,Y} = 1146$ kNm).

2ª Iteração ($\omega_X = 0.662$; $\omega_Y = 0.201$)

Os valores das rigidezes nominais são: $EI_{1,X}=275221$ kNm²; $EI_{2,X}=472328$ kNm²; $EI_{1,Y}=EI_{2,Y}=134210$ kNm². Obtêm-se os seguintes esforços de segunda ordem: $M_{Ed,X} = 869$ kNm; $M_{Ed,Y} = 62$ kNm; $f_{amp,x}=1.45$; $f_{amp,y}=0.92$; $P_{crit,X}=4486$ kN; $P_{crit,Y}=9283$ kN.

Os momentos resistentes para os valores de ω considerados são: $M_{Rd,X} = 3135$ kNm; $M_{Rd,Y} = 1146$ kNm. Para os esforços de segunda ordem, têm-se as seguintes necessidades de percentagem mecânica de armadura: $\omega_X = 0.103$ (é necessário $M_{Rd,X} = 941$ kNm); $\omega_Y = 0.103$ (é necessário $M_{Rd,Y} = 815$ kNm).

Iterações seguintes

Para a terceira iteração, não se considera $\omega_X = \omega_Y = 0.103$. Com este resultado, conclui-se apenas que os valores assumidos na segunda iteração ($\omega_X = 0.662$; $\omega_Y = 0.201$) estabelecem um limite superior dos valores procurados. De facto, para a terceira iteração não faz sentido tomar $\omega_X = \omega_Y = 0.103$, pois na primeira se concluíra que $\omega_X = \omega_Y = 0.200$ é insuficiente.

Para a terceira iteração, obteve-se ω_X e ω_Y por intermédio de uma interpolação linear. Na Fig. 8 representa-se esta interpolação para ω_X .

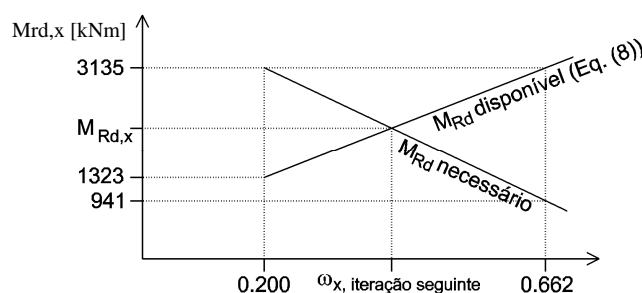


Figura 8. Interpolação linear para obtenção de ω_X da iteração seguinte.

Para ω_Y procedeu-se de forma análoga. À medida que se vai obtendo resultados nas iterações seguintes, o intervalo de valores possíveis das percentagens mecânicas de armadura vai diminuindo. O processo atinge a convergência quando esse intervalo é inferior a um valor previamente estabelecido. No Quadro 1 resumem-se os valores admitidos e os resultados de cada iteração:

Quadro 1. Resumo das iterações efectuadas.

Iteração	% mecânica de armadura admitida		% mecânica de armadura necessária		intervalo de valores possíveis	
	ω_X	ω_Y	ω_X	ω_Y	ω_X	ω_Y
1ª	0.200	0.200	0.662	0.201	$0.200 \leq \omega_X \leq 0.662$	$0.200 \leq \omega_Y \leq 0.201$
2ª	0.662	0.201	0.103	0.103	$0.200 \leq \omega_X \leq 0.662$	$0.200 \leq \omega_Y \leq 0.201$
3ª	0.409	0.200	0.167	0.167	$0.200 \leq \omega_X \leq 0.409$	$0.200 \leq \omega_Y \leq 0.200$
4ª	0.337	0.200	0.228	0.200	$0.228 \leq \omega_X \leq 0.337$	$0.200 \leq \omega_Y \leq 0.200$
5ª	0.310	0.200	0.253	0.200	$0.253 \leq \omega_X \leq 0.310$	$0.200 \leq \omega_Y \leq 0.200$
6ª	0.298	0.200	0.268	0.200	$0.268 \leq \omega_X \leq 0.298$	$0.200 \leq \omega_Y \leq 0.200$

Pelo processo iterativo determinou-se a armadura de projecto - $97,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ - (ver Fig. 9) que conduziu aos seguintes resultados na base: $M_{Ed,X} = 1563$ kNm; $M_{Ed,Y} = 61$ kNm; $f_{amp,x}=2.61$; $f_{amp,y}=0.90$; $P_{crit,X}=2429$ kN; $P_{crit,Y}=8265$ kN.

Para os esforços finais (sem considerar no entanto a redução em $M_{Ed,Y}$), as necessidades de armadura na base e a meia altura do pilar, são pouco inferiores à armadura admitida.

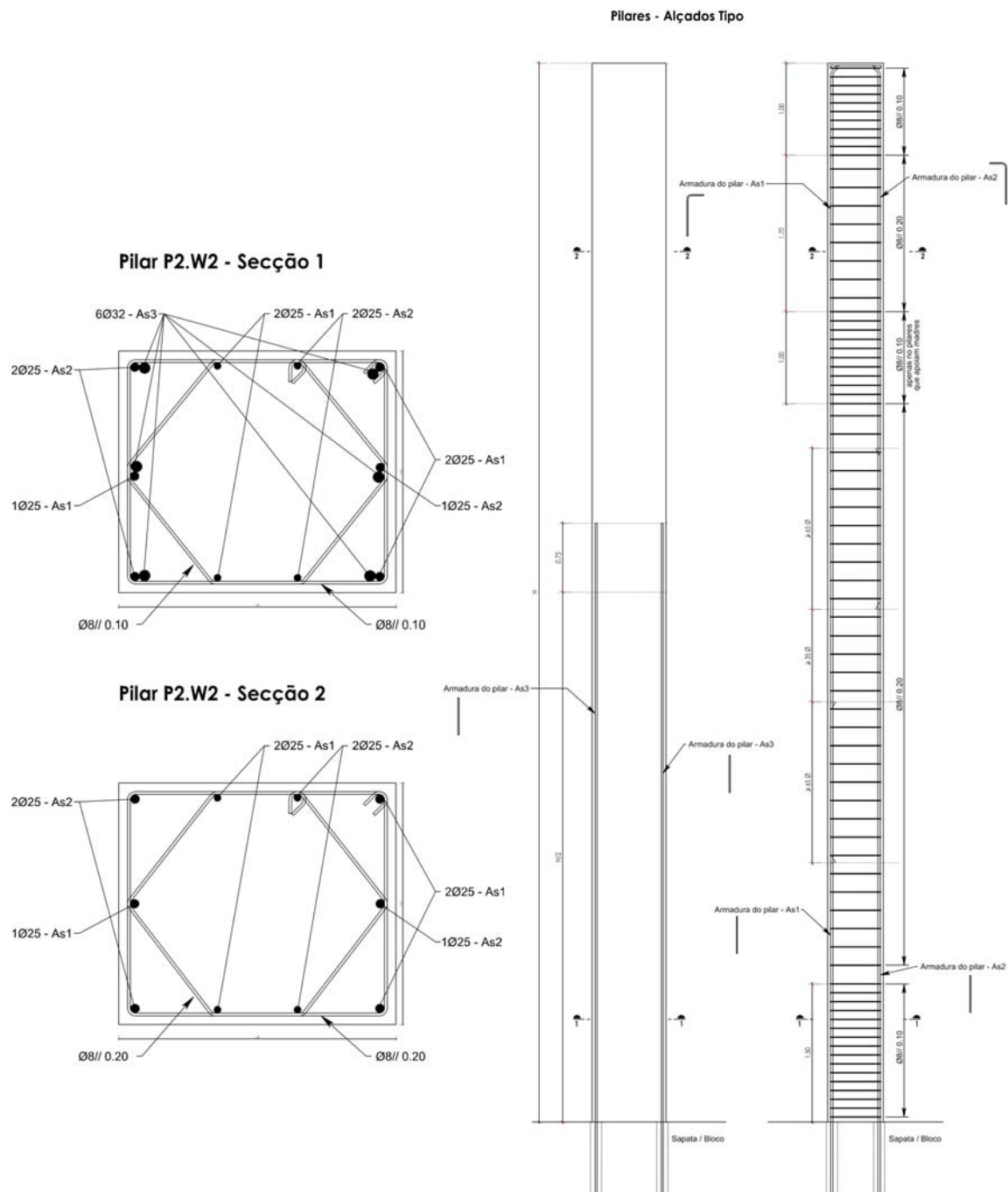


Figura 9. Armaduras do pilar P2.W2.

3. DIMENSIONAMENTO DO PILAR DE ACORDO COM REBAP

Os esforços de primeira ordem, não incluindo os efeitos das imperfeições geométricas são os seguintes: $N_{sd} = 1640$ kN; $N_{sg} = 689$ kN; $M_{sd,X} = 525$ kNm; $M_{sg,X} = 97$ kNm; $M_{sd,Y} = 68$ kNm; $M_{sg,Y} =$

25 kNm. As excentricidades valem: $e_x = e_a + e_2 + e_c = 0,101 + 0,572 + 0,045 = 0,717\text{m}$ (e_x é a excentricidade correspondente ao momento $M_{sd,x}$); $e_y = 0,077 + 0,380 + 0,015 = 0,472\text{m}$. Obtêm-se então os momentos de segunda ordem: $M_{sd,x} = 1702\text{ kNm}$; $M_{sd,y} = 841\text{ kNm}$. Estes esforços conduzem a uma necessidade de armadura de $222,85 \times 10^{-4}\text{ m}^2$.

4. COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS REGULAMENTOS

Apresentam-se no Quadro 2 os resultados de cada um dos dimensionamentos:

Quadro 2. Resumo comparativo dos dois regulamentos.

	<i>EC2</i>		<i>REBAP</i>	
Momentos de primeira ordem sem imperfeições geométricas/ excentricidade accidental [kNm]	$M_{0Ed,x} - N_{ed} \cdot \theta_i \cdot h$	525	$M_{sd,x}$	525
	$M_{0Ed,y}$	68	$M_{sd,y}$	68
Esforços de primeira ordem com imperfeições geométricas/ excentricidade accidental [kNm]	$M_{0Ed,x}$	599	$M_{sd,x} + e_{a,x} \cdot N_{sd}$	691
	$M_{0Ed,y}$	68	$M_{sd,y} + e_{a,y} \cdot N_{sd}$	194
excentricidades totais [m]	e_x	0,633	e_x	0,717
	e_y	- 0,004	e_y	0,472
Dif. entre o momento de 1ª ordem (sem imp. geom.) e o de 2ª [kNm]	$M_{Ed,x} - M_{0Ed,x} + N_{ed} \cdot \theta_i \cdot h$	1038	$N_{sd} \cdot (e_{a,x} + e_{2,x} + e_{c,x})$	1176
	$M_{Ed,y} - M_{0Ed,y}$	-7	$N_{sd} \cdot (e_{a,y} + e_{2,y} + e_{c,y})$	773
Momento de cálculo total [kNm]	$M_{Ed,x}$	1563	$M'_{sd,x}$	1702
	$M_{Ed,y}$	61	$M'_{sd,y}$	841
Factor de amplificação de momentos	$f_{amp,x} = M_{Ed,x} / M_{0Ed,x}$	2,609	$f_{amp,x} = M'_{sd,x} / (M_{sd,x} + e_{a,x} \cdot N_{sd})$	2,463
	$f_{amp,y} = M_{Ed,y} / M_{0Ed,y}$	0,897	$f_{amp,y} = M'_{sd,y} / (M_{sd,y} + e_{a,y} \cdot N_{sd})$	4,335
Armaduras [$\times 10^{-4}\text{ m}^2$]	97,34		222,85	

Nota: De acordo com ponto 5.8.9(2) do EC2, as imperfeições geométricas apenas têm de ser consideradas na direcção mais desfavorável. Por esse motivo, $M_{0Ed,y}$ é igual ao momento de primeira ordem sem imperfeições geométricas.

Como se pode verificar, para a flexão em torno do eixo x, os momentos de cálculo nem diferem muito nos dois regulamentos ($\pm 9\%$). O mesmo já não acontece na direcção perpendicular, onde já se observam diferenças significativas. Enquanto que no EC2, os acréscimos de momentos dependem dos momentos de cálculo de primeira ordem, tal não acontece no REBAP. Desta forma, para a flexão em torno do eixo y, o momento de cálculo do REBAP é bastante superior ao calculado pelo EC2, pois os momentos de primeira ordem nesta direcção são bastante reduzidos.

Neste caso, também se verifica que os efeitos resultantes das imperfeições geométricas do EC2, são inferiores aos devidos à excentricidade accidental do REBAP. A armadura obtida pelo REBAP é substancialmente superior à do EC2 (mais do dobro).

5. CONCLUSÕES

Embora aparentemente atraente pela sua simplicidade, o modo do REBAP considerar os efeitos de segunda ordem, pode conduzir a sobredimensionamentos consideráveis, quando comparado com o EC2. O procedimento de cálculo apresentado, para a consideração dos efeitos de segunda ordem segundo o EC2, envolve um cálculo iterativo visto depender da quantidade de armadura colocada. Para ultrapassar tal desvantagem recorreu-se à programação do procedimento descrito.

6. AGRADECIMENTOS

Nesta obra estão envolvidas as seguintes entidades, às quais os autores agradecem pelo seu papel nesta realização: Swedwood Portugal – Indústria de Madeiras e Mobiliário Lda (Dono de Obra); Mesquita Construção; Martifer Construções.

7. REFERÊNCIAS

- [1] EN 1992-1-1:2004, *Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN.
- [2] REBAP – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Dec. Lei nº 349-C/83. Imprensa Nacional, Casa da Moeda.
- [3] Ferreira, Alípio e Azevedo, Álvaro – *Cálculo da Capacidade Resistente e Dimensionamento de Armaduras de Secção Quaisquer de Betão Armado e Pré-esforçado Sujeitos a Flexão Composta Desviada*, 2º Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-esforçadas, Porto, Grupo Português de Pré-esforçado. 1988.
- [4] FIP-Recommendations - *Practical design of structural concrete*. FIP-Commission 3 “Practical Design”. SETO, London, 1999. 113 p. ISBN 1 874266 48 4.
- [5] fib-technical report-bulletin 16 - *Design Examples for the 1996 FIP recommendations ‘Practical design of structural concrete’*. Task Group 1.1 “Design applications”. Fib, Lausanne, 2002. 193 p. ISBN 2-88394-056-8.