

Ensaaios de Vigas de Betão Armado. Roturas Típicas.



Sofia Pires¹



Filipa Fernandes¹



Sérgio Lopes¹



Ricardo Carmo²

RESUMO

No presente artigo é exposto um estudo sobre a influência da área de armadura transversal e da área de armadura longitudinal no comportamento de vigas de betão armado à rotura. Para analisar a influência destes 2 parâmetros desenvolveu-se um programa experimental que permitiu avaliar o tipo de rotura, a evolução da fendilhação, o desenvolvimento das curvaturas médias nas secções críticas e a inclinação das bielas comprimidas. A partir da análise dos resultados obtidos verificou-se que os procedimentos adoptados pela regulamentação actual, relativamente à quantidade de armadura transversal, garantem uma margem de segurança significativa em relação ao estado limite último de resistência ao esforço transversal. O programa de ensaios foi definido de forma a provocar roturas típicas com fins didáticos.

PALAVRAS-CHAVE

Betão armado, vigas, comportamento estrutural, esforço transversal.

¹ Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, 3030-290 Coimbra, Portugal. sergio@dec.uc.pt

² Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Apartado 10057, Coimbra, Portugal.

1. INTRODUÇÃO

Estamos ainda num período de adaptação no ensino superior e certamente que, em geral, o formato das teses de mestrado pré-Bolonha não será o mais indicado para as novas teses. Atendendo às novas exigências na formação dos alunos uma das novas possibilidades nesta área poderá passar pela elaboração de estudos de cariz experimental mas com um objectivo pedagógico. Alguns docentes do departamento de civil da Universidade de Coimbra decidiram envolver alguns dos alunos em trabalhos deste tipo. Neste artigo apresenta-se o programa desenvolvido em 2 teses de mestrado elaboradas no âmbito dos novos cursos pós-Bolonha.

Programou-se uma série de ensaios laboratoriais de modo a salientar-se certos aspectos do comportamento de vigas de betão armado, nesta perspectiva foram dimensionados modelos próprios para provocar situações típicas de comportamento de rotura. Uma das teses incide sobre o comportamento das vigas à flexão e a outra foca o comportamento ao esforço transversal. As vigas têm vários tipos de rotura (à flexão e ao esforço transversal), os quais dependem da área de armadura aplicada, da resistência dos materiais e da forma como se dispõem as armaduras. O programa é particularmente importante do ponto de vista didáctico, pois compara a previsão de comportamento teórico com o experimental, explicando as implicações da escolha de uma determinada disposição construtiva nesse comportamento.

Actualmente, processa-se a uniformização, a nível europeu, da implementação da regulamentação para o dimensionamento de elementos de betão armado. Assim sendo, e no sentido de reforçar o objectivo pedagógico do presente estudo, apresenta-se de seguida uma comparação de diferentes métodos de cálculo utilizados neste trabalho, nomeadamente, entre aqueles que se baseiam na regulamentação antes do EC2 [2] e o próprio EC2.

1.1 Método de cálculo do esforço transversal resistente segundo o EC2 [2] e o REBAP [4]

No que diz respeito ao esforço transversal, o REBAP, determina a resistência ao esforço transversal com base na treliça de Mörsch. O esforço transversal resistente, V_{Rd} , obtido pela Eq. (1), entra com a contribuição do betão, materializada no parâmetro V_{cd} , termo correctivo da treliça de Mörsch.

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (1)$$

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \quad (2)$$

$$V_{wd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3)$$

O REBAP considera, simplificada, uma inclinação para as diagonais de compressão $\theta = 45^\circ$, ao passo que o EC2 assume para esta inclinação o intervalo $22^\circ < \theta < 45^\circ$. Considera ainda que uma das formas de rotura por esforço transversal pode ser o esgotamento das escoras comprimidas de betão pelo que, o valor do esforço transversal resistente é limitado pela Eq.(4).

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d \quad (4)$$

O EC2 ao contrário do REBAP, não considera a contribuição do betão para o cálculo do esforço transversal resistente, Eq. (5). No que diz respeito à limitação do esforço transversal resistente para que não haja esmagamento das escoras comprimidas de betão, o cálculo é muito diferente do definido pelo REBAP, ver Eq. (6).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad (5)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\sigma_{cw} b_w z \omega_1 f_{cd}}{(\omega_{12} \cot \theta + \omega_{22})} \quad (6)$$

Estas expressões referem-se ao caso comum de armaduras de esforço transversal verticais ($\alpha = 90^\circ$).

1.2 Método de cálculo da curvatura segundo o EC2 [2] e o CEB – FIP Model Code 1990[1]

A curvatura média de qualquer secção de um determinado elemento é dada pela relação:

$$\frac{1}{r} = \frac{|e_{cm}| + |e_{tm}|}{d} \quad (7)$$

Para se utilizar a expressão para cálculo da curvatura que vigora em ambos os regulamentos, é necessário efectuar dois cálculos prévios, ver Quadro 1. No primeiro cálculo, admitiu-se que toda a secção do elemento contribui para a rigidez à flexão, isto é, tanto o aço como o betão se encontram a trabalhar à tracção e à compressão (Fase não fendilhada). No segundo cálculo, considera-se que as secções estão fendilhadas e o betão não resiste à tracção (incluindo o betão entre fendas, “tension stiffening effect”), pelo que apenas a armadura longitudinal de tracção resiste à força de tracção (Fase fendilhada).

Quadro 1. Expressões para o cálculo da curvatura em estado não fendilhado e fendilhado.

Fase não fendilhada (estado I)	Fase fendilhada (estado II)
$y_E = \frac{\frac{b \cdot h^3}{12} + a_s (A_s \cdot d + A_s' \cdot a)}{b \cdot a + a_s (A_s + A_s')}$ (8)	$b \cdot x \cdot \frac{x^2}{2} + \alpha \cdot A_s' (x - a) = \alpha \cdot A_s \cdot x (d - x)$ (9)
$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - x \right) + \alpha [A_s' (x - a)^2 + A_s (d - x)^2]$ (10)	$I_{II} = \frac{b \cdot h^3}{12} + \alpha [A_s' (x - a)^2 + A_s (d - x)^2]$ (11)
$M = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{h - y_E}$ (12)	
$\frac{1}{r_I} = \frac{M_I^{(*)}}{E_c \cdot I_I}$ (13)	$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{II}^{(*)}}{E_c \cdot I_{II}}$ (14)

(*) Ao considerar o MC 90, deve multiplicar-se M_I por $\sqrt{\beta}$.

Os métodos divergem na formulação utilizada para o cálculo da curvatura média Quadro 2:

Quadro 2. Expressões para o cálculo da curvatura média.

CEB – FIP Model Code 1990	Eurocódigo 2
$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_I} - \left(\frac{1}{r_{II}} - \frac{1}{r_I} \right) \times \beta_t \left(\frac{M_I}{M} \right)$ (15)	$\alpha = \xi \times \alpha_{II} + (1 - \xi) \times \alpha_I$ (16)
	$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_I}{M} \right)^2$ (17)

O coeficiente β , em ambos os casos encontra-se relacionado com a duração do carregamento ou repetição deste, assumindo para o caso em estudo o valor de 1.

No caso do Model Code, Eq. (15), a parcela subtraída define a função hiperbolica que contabiliza o efeito “tension stiffening”. Por sua vez, o EC2, Eq. (16), contabiliza esse mesmo efeito interpolando valores entre os estados não fendilhado e fendilhado, definidos nos passos anteriores. Após a realização dos cálculos, pode-se concluir que os dois métodos utilizados para o cálculo da curvatura teórica, apesar de serem diferentes entre si, são concordantes.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental baseou-se no estudo de 7 vigas, simplesmente apoiadas, cujas dimensões médias, após a descofragem, são as seguintes: $0,20 \times 0,30 \text{ m}^2$ de secção transversal, 3,00 m de comprimento e 2,75 m de vão, ver Fig.1.

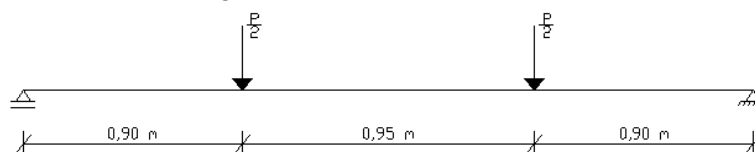


Figura 1. Esquema de aplicação do carregamento.

A quantidade de armadura longitudinal e transversal é determinante no comportamento da viga próximo da rotura. No caso do estudo à flexão a armadura transversal varia consoante a quantidade de área de armadura longitudinal de tracção, pelo que, para assegurar que a rotura não ocorresse por esforço transversal, procurou espaçar-se os estribos o menos possível. No caso do esforço transversal houve necessidade de sobredimensionar a armadura longitudinal de forma a evitar a rotura por flexão. As vigas ensaiadas tinham diferentes disposições construtivas da armadura transversal de modo a simular possíveis erros de construção. No Quadro 3 estão representadas as diferentes taxas de armadura.

As vigas são numeradas de acordo com o respectivo estudo, estando a numeração em árabe para flexão e romana para esforço transversal.

Os estudos apresentam uma viga em comum, Viga 0, que assume o papel de viga padrão, na medida em que o seu dimensionamento apresenta características usuais em projecto (quantidades de armadura normais), ou seja, do ponto de vista regulamentar, é uma viga correctamente dimensionada.

Quadro 3. Área de armaduras das vigas ensaiadas.

Viga	A_s cm ²	A'_s cm ²	$\frac{A_s}{b \cdot d}$ cm ² /m	Tipo de dimensionamento
1	0,25	0,25	1,32	Pouca quantidade de armadura à tracção (rotura frágil)
2	12,57	0,57	11,31	Grandes quantidades de armadura à tracção
3	12,06	4,02	12,56	Reforço da armadura longitudinal superior, mantendo o M_{rd} da viga 3
0	6,03	1,01	3,04	Viga padrão
I	8,04	1,01	1,30	Baixa capacidade resistente dos estribos
II	16,08	8,04	3,04	Sobredimensionamento da armadura de flexão
III	16,08	8,04	3,06	Erros de pormenorização da armadura transversal

A Viga III tem a particularidade de a metade esquerda da viga ser diferente da metade direita em relação à armadura transversal. Numa das metades foi voluntariamente efectuada uma amarração inapropriada dos estribos, enquanto na outra metade colocou-se um espaçamento entre estribos superior à distância máxima regulamentar.

A aplicação da carga foi efectuada, em geral, com uma velocidade de 0,07tf/s até ao valor de carga última teórica prevista, após esse ponto o ensaio continua com controlo de deslocamento a 0,001mm/s.

O aço utilizado foi da classe A500NR e o betão da classe C25/30. A resistência à compressão média do betão aos 28 dias foi de 29,85 MPa.

Cada viga experimental foi apoiada sobre dois roletes, um fixo e outro móvel, colocados simetricamente em relação ao eixo de simetria da viga, de forma a tornar isostática as vigas em estudo. A carga principal, P, é transmitida através de um actuador electromecânico sendo as reacções de apoio registadas por células de 100kN e 200kN colocadas nos apoios. Foram posicionados dois deflectómetros a meio vão de modo a registar os deslocamentos ao longo do ensaio. Para o estudo da evolução das extensões principais foram colocados extensómetros de roseta, numa das faces da viga e em apenas um vão de corte, distanciados de 20 cm. Excepto a viga III, que englobou 2 grupos de

extensómetros roseta, um em cada vão de corte, e distanciados de 10 cm. Refere-se ainda a utilização de uma malha de alvos “demec” com 24 pontos distanciados de 200 mm, na zona central da viga, entre os pontos de aplicação da carga, com a finalidade de medir as extensões de compressão e de tracção sofridas ao longo da altura da viga.

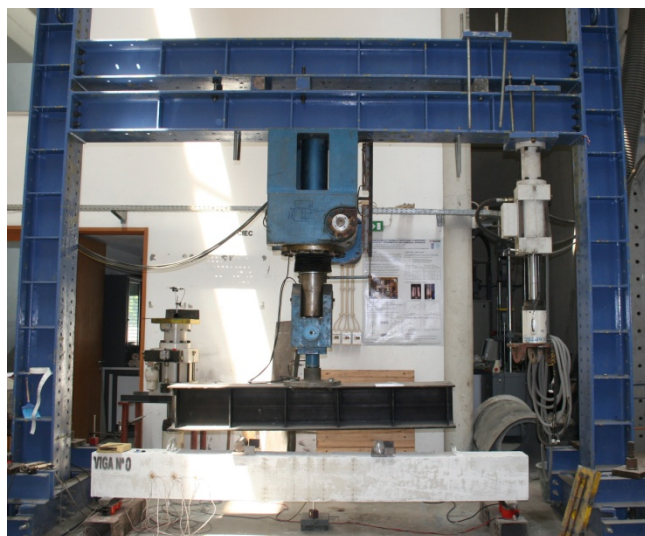


Figura 2. Esquema do Pórtico.



Figura 3. Alvos demec.

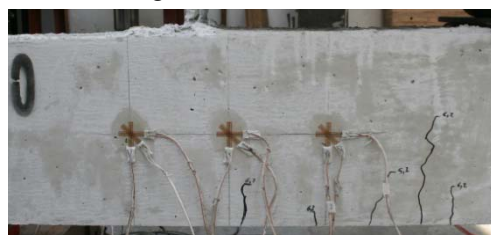


Figura 4. Extensómetros roseta.

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Relação entre a carga teórica e experimental de rotura

Neste estudo os valores teóricos foram calculados com base nas propriedades resistentes médias e os valores experimentais com base nas medições realizadas durante os ensaios.

Quadro 4. Comparação entre esforço transversal resistente teórico e experimental.

Viga	$V_{Rd,teo}$ (kN)	$V_{Rd,exp}$ (kN)	$\frac{V_{Rd,exp}}{V_{Rd,teo}}$ (%)
0	86,11	95,40	111
I	63,02	79,22	126
II	116,22	137,12	118
III	115,32	114,56	99

Analisando os valores do Quadro 4 verifica-se que as vigas, de uma maneira geral, têm uma resistência ao esforço transversal superior ao previsto. Nas Vigas 0, 2 e 3 obteve-se uma rotura por flexão como seria de esperar, no entanto, nas Vigas 2 e 3 a carga de rotura foi inferior à carga prevista. Tal facto deveu-se ao destacamento do betão na zona comprimida.

Quadro 5. Comparação entre carga aplicada teórica e experimental.

Viga	P_{teo} (kN)	P_{exp} (kN)	$\frac{P_{exp}}{P_{teo}}$ (%)
1	19,46	21,72	112
2	319,43	279,38	87
3	325,83	308,00	94

3.2 Modos de rotura

3.2.1 *Momento flector*

Relativamente à série de vigas estudadas à flexão, obtiveram-se diferentes tipos de rotura, o que era de se prever, na medida em que a quantidade de armadura longitudinal era distinta de viga para viga.

A rotura verificada na Viga 1 evidenciou-se das restantes vigas. Como esta viga tinha pouca quantidade de armadura longitudinal obteve-se uma rotura brusca, sem aviso prévio, com o surgimento da primeira fissura. Relativamente às restantes vigas, registaram-se diferenças comportamentais das vigas aquando da rotura, as quais se relacionam, principalmente, com a maior ou menor deformação sofrida pelas mesmas. Neste caso, é de realçar a menor deformação nas vigas em que apresentavam maiores quantidades de armadura à tracção.



Figura 5. Modo de rotura da viga 0.



Figura 6. Viga 1.



Figura 7. Viga 2.



Figura 8. Viga 3.

3.2.2 *Esforço transversal*

Os modos de rotura observados neste estudo foram: a rotura pelos estribos e a rotura por escorregamento dos estribos devido à falta de uma amarração eficaz.



Figura 9. Rotura pelos estribos.



Figura 10. Rotura pelos estribos, Viga II.



Figura 11. Pormenor.



Figura 12. Pormenores da rotura por escorregamento dos estribos.



O tipo de rotura da Viga III vem reforçar a necessidade de uma amarração apropriada dos estribos. A viga era assimétrica em relação à armadura de esforço transverso: na metade direita os estribos foram colocados com um afastamento de 0,514m (exageradamente grande em relação aos valores recomendados), e na metade esquerda os estribos foram colocados com uma amarração deficiente. A viga, tendo duas deficiências (uma do lado esquerdo e outra do lado direito) atingiu a rotura por esforço transverso na parte onde os estribos estavam mal amarrados.

3.3 Parâmetros estudados

3.3.1 Relação carga – deslocamento

A determinação dos deslocamentos foi efectuada através de dois deflectómetros colocados a meio vão de cada viga

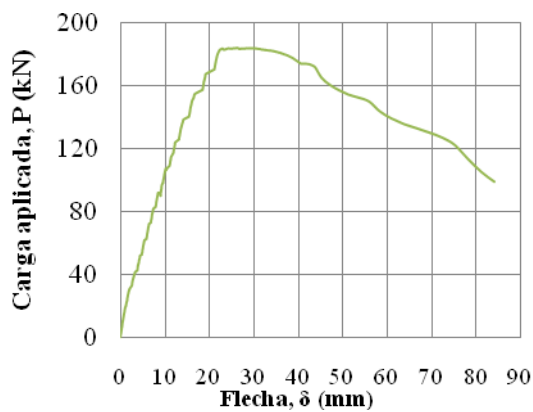


Figura 13. Viga 0.

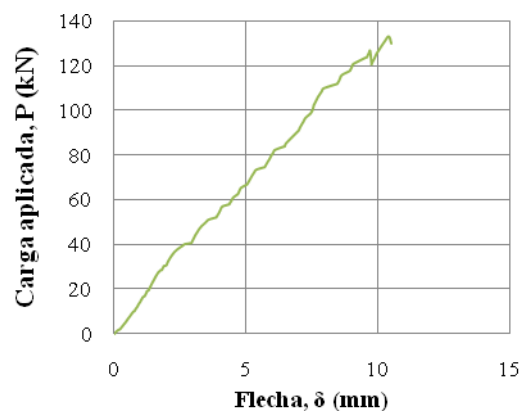


Figura 14. Viga I.

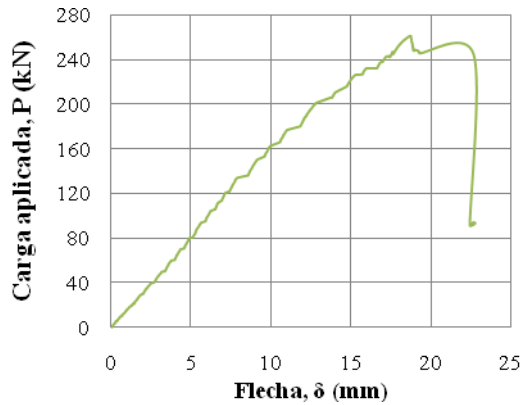


Figura 15. Viga II.

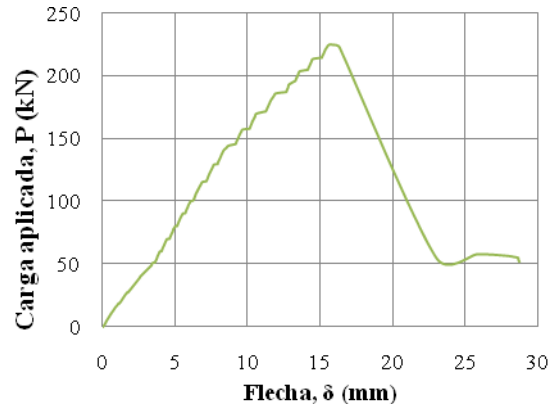


Figura 16. Viga III.

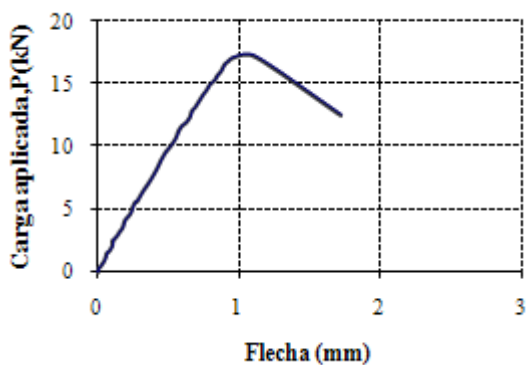


Figura 17. Viga 1.

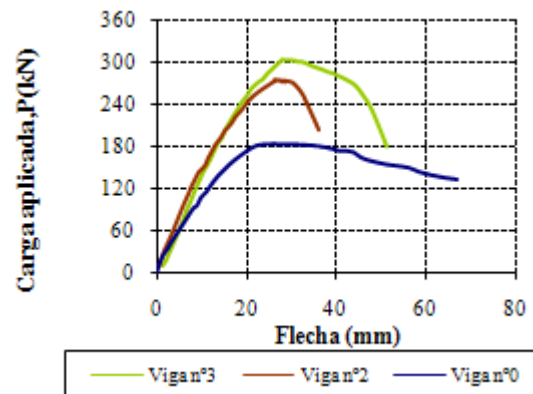


Figura 18. Comparação de 3 vigas.

3.3.2 Relação momento – curvatura

Com o intuito de determinar as curvaturas, colocou-se na zona crítica (meio vão) de rotura, uma malha de demecs ao longo da altura da viga e distanciados entre si de 200 mm horizontalmente, de forma a registar os valores das distâncias, em cada incremento de carga. Ao comparar a leitura obtida na posição inicial com as distâncias recolhidas no final de cada incremento, determinaram-se os alongamentos e encurtamentos e, posteriormente, as extensões.

Conhecendo os valores das extensões ao longo da altura da viga, definiu-se o diagrama de extensões para cada incremento, através de uma regressão linear (recta que melhor se ajustava aos pontos). Determinou-se ainda a rotação na zona crítica, multiplicando a curvatura pela distância entre as duas colunas de demec (200 mm). Ainda com base no diagrama das extensões determinou-se a profundidade do eixo neutro, x , em cada incremento de carga (ver Fig. 19).

Segue-se um exemplo para o cálculo da curvatura:

Viga 0; Região central; $P = 3,2 \text{ kN}$

Pela regressão linear obteve-se a seguinte equação:

$$y = 0,0527x + 12,625$$

$$x = 0 \rightarrow y = 12,625 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$y = 0 \rightarrow x = \frac{12,625}{0,0527} = 239,56 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{239,56 \times 10^{-2}}{12,625 \times 10^{-2}} = 0,0189 \text{ m}^{-1}$$

$$\theta = 0,2 \times 0,0189 = 3,8 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

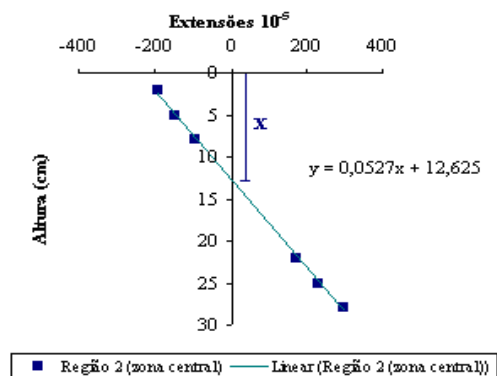


Figura 19 – Diagrama das extensões

Apresenta-se em seguida o gráfico momento-curvatura para algumas vigas e a evolução da profundidade do eixo neutro ao longo do ensaio para a Viga 0.

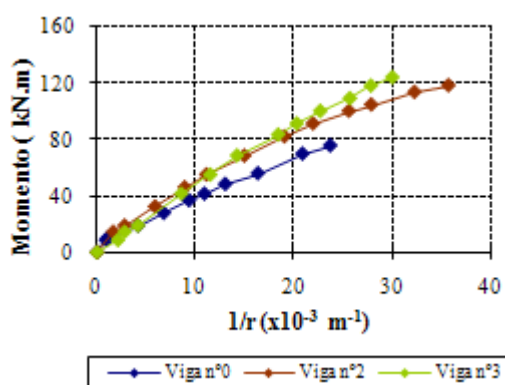


Figura 20. Relação M-1/r

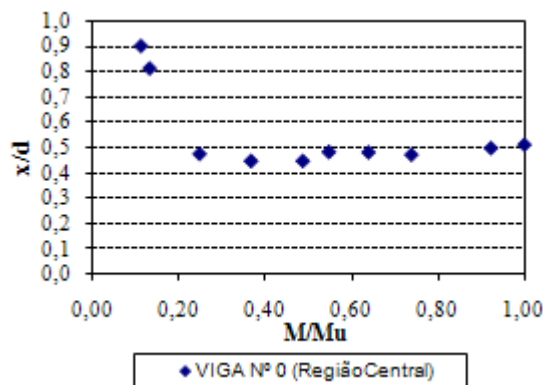


Figura 21. Evolução da profundidade do eixo neutro

3.3.3 Relação entre o ângulo da direcção principal de compressão e a carga aplicada

Com o objectivo de determinar as extensões e as direcções principais do estado de deformação, foram utilizados extensómetros roseta.

As direcções principais foram determinadas com base na Eq. (18) [3].

$$\tan 2\theta = \frac{2\epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \quad (18)$$

As repentinas mudanças de inclinação da direcção principal de compressão justificam-se pela evolução do estado de fendilhação ao longo do ensaio.

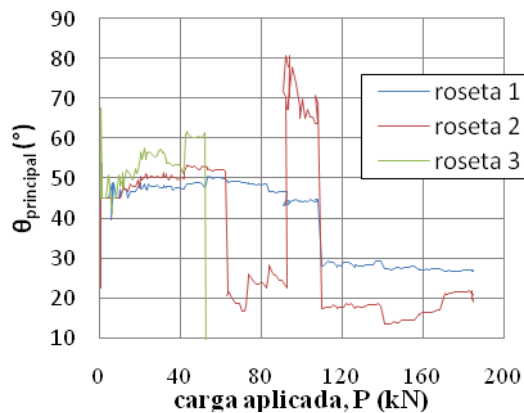


Figura 22. Viga 0.

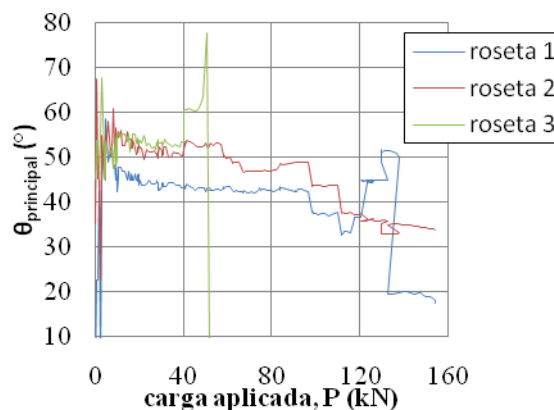


Figura 23. Viga I.

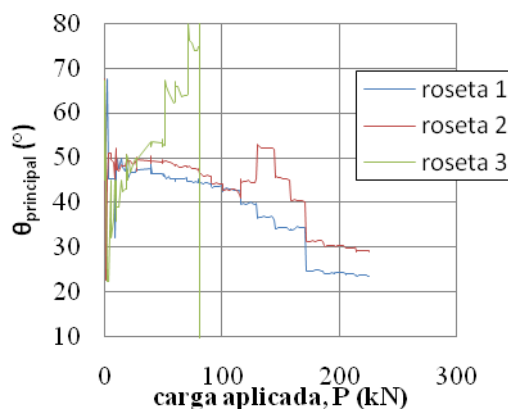


Figura 24. Viga III_Grupo 1.

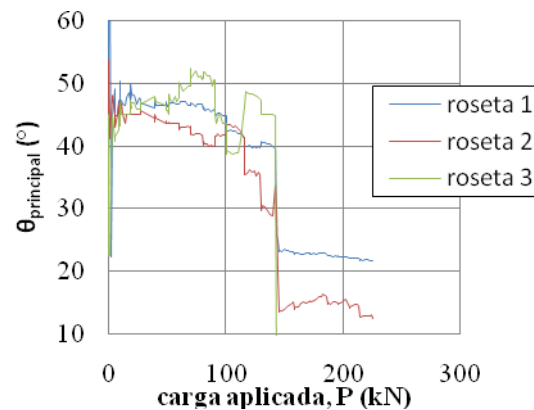


Figura 25. Viga III_Grupo 2.

4. CONCLUSÕES

Tendo por base os ensaios experimentais, pode concluir-se que dimensionando a armadura transversal considerando a inclinação das escoras comprimidas, θ , 22° (em vez de 45°), reduz-se substancialmente a quantidade de armadura a ser colocada e registar-se-á uma rotura por flexão e não por esforço transverso. Comparando o valor de $\theta = 22^\circ$ com o valor admitido pelo REBAP ($\theta=45^\circ$), pode afirmar-se que o REBAP conduz a uma margem de segurança bastante significativa, pelo que do ponto de vista da rentabilidade económica, o EC2 tem vantagens, sem colocar em causa a segurança global da viga uma vez que a rotura continua a dar-se por momento flector.

No que concerne à rotura da Viga 1, muito embora fosse espectável uma rotura algo explosiva, tal não se verificou devido ao tipo de actuador utilizado no ensaio experimental.

De acordo com o comportamento observado na Viga 0 aquando da rotura, de uma forma geral, uma viga dimensionada de acordo com o regulamento sofre uma rotura por flexão. Deste pressuposto, resultou a necessidade de sobredimensionar a armadura longitudinal (superior e inferior) de forma a garantir uma rotura por esforço transverso quando efectivamente se procurava provocar este tipo de rotura.

Como balanço desta actividade experimental, realça-se que todos os passos implícitos à realização dos ensaios, nomeadamente, o dimensionamento, a execução, o registo de dados e a observação, em si, contribuíram de uma forma significativa para o aprofundamento dos conhecimentos teóricos envolvidos na análise do comportamento de vigas de betão armado. Assim sendo, a visualização de pequenos filmes que façam transparecer os fenómenos que ocorrem na realidade laboratorial, assumem uma importância assaz pertinente numa perspectiva pedagógica.

REFERÊNCIAS

- [1] CEB-FIP MODEL CODE 1990, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Suisse, 1990.
- [2] EN 1992-1-1, “Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão armado – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Abril de 2004.
- [3] Holman, J.P., “Experimental methods for engineers”, sixth edition, Mcgraw-Hill, Inc.
- [4] Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (1983), Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho.