

# **LAJES DE BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO SUBMETIDAS AOS PRINCIPAIS CASOS DE CARGA**

Joaquim A. O. Barros<sup>1</sup>

## **RESUMO**

Os pavimentos de edifícios industriais são uma aplicação por excelência do betão reforçado com fibras de aço (BRFA). Em comparação com soluções de reforço tradicional, o reforço com fibras de aço conduz, geralmente, a soluções mais económicas e com melhor desempenho estrutural. Nos últimos anos a teoria das linhas de rotura tem sido aplicada no dimensionamento de lajes reforçadas com fibras de aço. Contudo, a teoria das linhas de rotura não permite determinar, com rigor suficiente, a resposta deformacional durante o carregamento. Para tal é necessário aplicar um modelo que tenha em conta as leis constitutivas dos materiais intervenientes e que atenda ao facto da laje poder perder o contacto com o solo durante o carregamento. Neste trabalho é utilizado um destes modelos, de forma a analisar o comportamento de lajes de BRFA submetidas aos principais casos de carga adoptados no dimensionamento. A influência da rigidez do solo no comportamento da laje é também analisado. Com base nos resultados obtidos é sugerido um reforço híbrido, de forma a minimizar os custos globais associados à construção de um pavimento de um edifício industrial.

## **1 – INTRODUÇÃO**

Desde o início dos anos 90 as fibras de aço têm vindo a substituir as armaduras convencionais nos pavimentos de betão de edifícios industriais. Tal deve-se, fundamentalmente, à economia associada à maior rapidez de execução dos pavimentos. Devido à elevada hiperestaticidade dos pavimentos apoiados em solo e dada a ductilidade introduzida pelo reforço das fibras, a redistribuição de esforços é considerável durante o processo deformacional da estrutura, pelo que a capacidade de carga última deste tipo de estruturas é muito superior à carga correspondente ao início da fendilhação<sup>1</sup>.

Até meados dos anos 80 o dimensionamento de pavimentos de betão era efectuado recorrendo à teoria da elasticidade, por meio de expressões deduzidas por Westergaard<sup>2</sup>. Contudo, essas expressões permitem apenas estimar a carga de início da fendilhação, que é

---

<sup>1</sup> Prof. Auxiliar, Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil, Escola de Eng<sup>a</sup>, Universidade do Minho, 4810 Guimarães

significativamente inferior à carga de rotura, pelo que o dimensionamento segundo essas expressões conduz a soluções demasiado onerosas. No início dos anos 60 Losberg<sup>3</sup> e Meyerhof<sup>4</sup> aplicaram a teoria das linhas de rotura (TLR) na análise de pavimentos de betão armado apoiados em solo. Mais recentemente<sup>5,6</sup> a TLR foi alargada aos pavimentos de betão reforçado com fibras de aço (BRFA). Para tal, à resistência à tracção em flexão do betão simples é adicionada uma parcela designada de resistência equivalente em flexão<sup>7</sup>, que inclui a capacidade de absorção de energia do BRFA até determinada deformabilidade. Esta propriedade é avaliada por intermédio de ensaios de flexão sob três ou quatro pontos de carga em prismas com ou sem entalhe<sup>1</sup>. A normalização deste ensaio está presente em discussão<sup>8</sup>.

Apesar de ser relativamente simples a sua implementação em código computacional, a TLR não permite reproduzir a resposta deformacional da estrutura até à sua rotura. A partir de determinada carga, a laje pode perder o contacto com o solo, sendo fundamental simular este efeito, caso se pretenda determinar a capacidade de carga última com rigor suficiente<sup>9</sup>. Este comportamento dificilmente pode ser devidamente simulado com a TLR. Os modelos numéricos baseados nas técnicas dos elementos finitos e nas leis constitutivas dos materiais intervenientes são mais apropriados para simular o comportamento deformacional deste tipo de estruturas até à sua rotura.

Nos últimos anos tem sido desenvolvido um modelo de análise não linear para lajes de BRFA apoiadas em solo. No presente trabalho analisar-se-á o comportamento de uma laje de BRFA submetida aos três casos de carga que condicionam o dimensionamento deste tipo de estruturas, designadamente, carga num canto, carga no centro de um bordo e carga no centro da laje, e avaliar-se-á a influência da rigidez do solo nesse comportamento.

## 2 – BREVE DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesta secção efectua-se uma breve exposição do modelo, dado que a sua descrição pormenorizada e o seu desempenho podem ser encontrados noutros trabalhos<sup>1,10,11</sup>. Segundo este modelo, a laje é discretizada em camadas, admitindo-se que cada uma se encontra em estado plano de tensão<sup>1</sup>. Desta forma é possível simular o comportamento não linear quer por fendilhação do betão, quer por deformação inelástica deste em compressão e em corte. A teoria da elasto-plasticidade foi adoptada para simular o comportamento biaxial do betão não fendilhado, enquanto a mecânica da fractura não linear foi aplicada na simulação do comportamento do betão fendilhado (Figura 1). Esta concepção é adequada à simulação dos principais benefícios proporcionados pelo reforço das fibras. Dos resultados obtidos na investigação experimental constata-se que com o aumento da percentagem de fibras a energia de fractura<sup>12,1</sup> ( $G_f$ ) aumenta significativamente e o declive ( $D_I^f$  - ver Figura 2) do diagrama que representa a lei de amolecimento do material em tracção, diminui.

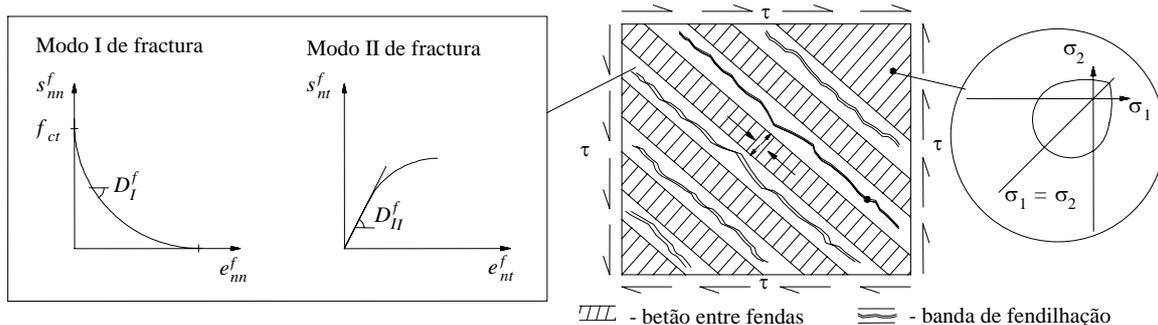


Figura 1 – Representação esquemática do modelo de simulação do comportamento não linear do betão.

A simulação numérica de ensaios de flexão sob três pontos de carga efectuados com prismas de BRFA<sup>1</sup> revelou que o diagrama trilinear é mais adequado para modelar o comportamento do modo I de fractura destes compósitos (ver Figura 2). Dado que no modelo desenvolvido, o comportamento do betão fendilhado é governado pelos parâmetros de fractura (resistência à tracção, energia de fractura e forma da lei de amolecimento), as principais alterações devidas à participação das fibras são directamente simuladas. Na Figura 2,  $l_b$  representa a largura da banda de fendilhação que, para garantir que os resultados sejam independentes da topologia da malha de elementos finitos adoptada<sup>13</sup>, deve ser função da dimensão dos elementos finitos<sup>1</sup>. No presente trabalho  $l_b$  foi considerada igual à raiz quadrada da área do elemento finito associada ao ponto de integração em consideração.

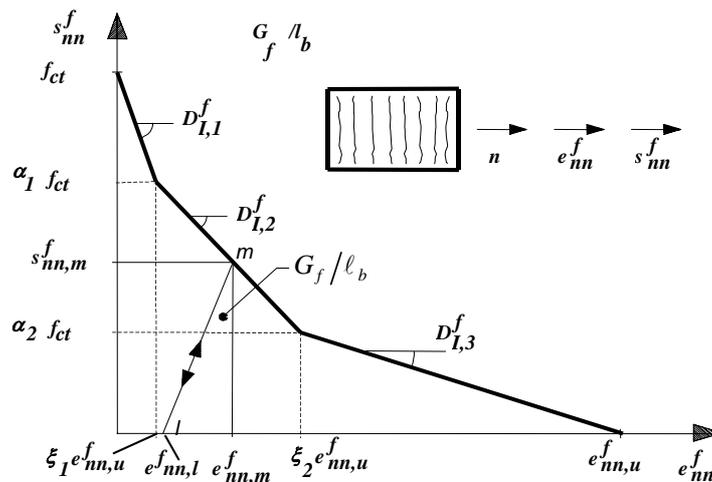


Figura 2 – Lei de amolecimento em tracção ( $e_{nn}^f$  e  $s_{nn}^f$  representam a extensão e a tensão normal à fenda).

As fibras que atravessam uma fenda oferecem alguma resistência ao deslizamento das faces desta, pelo que o comportamento do modo II de fractura deve ser também influenciado pela presença das fibras. Com base nos reduzidos resultados experimentais disponíveis, foi proposta uma lei que simula a diminuição da capacidade de transferência de tensões de corte entre as faces da fenda com o aumento da extensão normal à fenda<sup>11</sup> e com a diminuição da percentagem e esbelteza (razão entre o comprimento e o diâmetro da fibra) das fibras.

No que respeita à compressão tem-se verificado experimentalmente que a influência das fibras repercute-se numa maior capacidade de absorção de energia após a tensão de pico. Para simular este efeito foi proposta uma expressão cujo bom desempenho foi comprovado em outro trabalho<sup>14</sup>. Esta lei foi implementada no modelo numérico<sup>9</sup>, de forma a simular o acréscimo de ductilidade registado na fase de amolecimento por compressão, quando se aumenta a percentagem e a esbelteza das fibras.

Nos pavimentos industriais de BRFA, o solo de fundação da laje de betão é usualmente bem compactado, revelando um comportamento quase-linear até estados de deformação na laje correspondentes a elevada fendilhação nesta. Por este facto, optou-se por um modelo simples, mas eficiente, para simular o comportamento do solo. Segundo o modelo desenvolvido, o solo é entendido como um “colchão” de molas ortogonais ao folheto médio da laje. A lei constitutiva do solo pode ser estabelecida com base em ensaios de placa<sup>15</sup>, obtendo-se uma relação entre a pressão e o assentamento no solo, da qual é possível determinar o módulo de reacção do solo. O comportamento não linear do solo é simulado, assim como a possibilidade da laje descolar do solo<sup>9</sup>.

### 3 – APLICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

#### 3.1 – INTRODUÇÃO

Nesta secção analisa-se o comportamento de uma laje de BRFA submetida aos casos de carga correntemente tidos em conta no seu dimensionamento, nomeadamente, carga no centro, carga no centro de um bordo e carga num canto da laje. Para cada um destes casos de carga estudou-se ainda o carregamento constituído por um e dois “pontos” de carga. Por “ponto” de carga deve-se entender uma força uniformemente distribuída numa área de  $150 \times 150 \text{ mm}^2$ . Para a carga ao centro e para carga ao meio de um bordo da laje, a distância entre os “pontos” de carga é de 450 mm, enquanto para carga num canto da laje a distância entre os “pontos” de carga é de  $\sqrt{2 \times 450^2} = 636 \text{ mm}$ . A influência da rigidez do solo no comportamento da laje foi também analisada. O estudo incidirá sobre um painel quadrado de 6 metros de lado, com 180 mm de espessura. Em todas as simulações numéricas, os painéis de laje foram discretizados por elementos finitos isoparamétricos de 8 nós de Serendipity, tendo-se adoptado integração reduzida.

#### 3.2 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

##### 3.2.1 – Betão

Admitiu-se que a laje é constituída por um betão da classe<sup>16</sup> C30, sendo os valores das propriedades deste betão, utilizadas no modelo, os indicados na Tabela 1. Considerou-se que o betão é reforçado com fibras 80/60, de 60 mm de comprimento e 0.8 mm de diâmetro, com uma resistência à tracção de 1100 MPa.

Tabela 1 – Propriedades do betão (ver Figura 2)

$f_{ck}$ (cilindro) = 30 MPa; $E_{ci}$ = 34000 MPa; $\nu$ = 0.15; $\varepsilon_{c10}$ = $2.2 \times 10^{-3}$ ; $f_{ctm}$ = 2.9 MPa $W_f$ (%) = 1.25 (30 Kg/m <sup>3</sup> de fibras 80/60); $G_f$ = 1.87 N/mm; $\xi_f$ = $4 \times 10^{-3}$ ; $\alpha_1$ = 0.45; $\xi_2$ = 0.2; $\alpha_2$ = 0.25
--

A energia de fractura dos betões reforçados com fibras Dramix foi determinada segundo a expressão obtida com base em resultados registados em ensaios de flexão com provetes entalhados<sup>14</sup>,

$$G_f = G_{fo} \left(1 + 13.159 W_f^{1.827}\right) \quad (1)$$

em que  $G_{fo}$  (=0.09 N/mm) é a energia de fractura do correspondente betão simples<sup>16</sup> e  $W_f$  é a percentagem, em peso, das fibras na composição.

Os ensaios de compressão uniaxial têm revelado<sup>1,17,18</sup> que a extensão correspondente à carga de pico,  $\varepsilon_{c1}$ , aumenta ligeiramente com a percentagem de fibras. Para os betões reforçados com fibras 80/60, utilizados correntemente em pavimentos industriais, verificou-se<sup>14</sup> que  $\varepsilon_{c1}$  pode ser obtida por intermédio da seguinte expressão,

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c10} + 0.00026 W_f \quad (2)$$

em que  $\varepsilon_{c10}$  é a extensão correspondente à tensão máxima do respectivo betão simples.

### 3.2.2 – Solo de fundação

Para avaliar a influência da rigidez do solo no comportamento do sistema laje-solo, considerou-se três tipos de solos, com relação pressão-assentamento representada na Figura 3. Admitiu-se que, para uma mesma deformabilidade do solo, a pressão seria menor nos solos com menor módulo de reacção ( $K_s$ ). Esta hipótese é qualitativamente admissível, mas os valores considerados podem não ser representativos de solos reais. Os valores que definem os pontos característicos destas leis estão na Tabela 2.

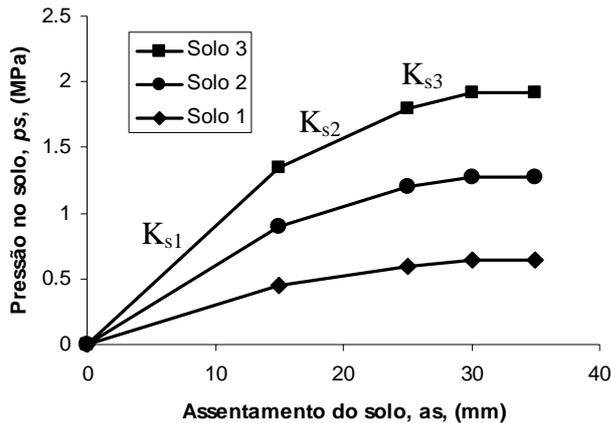


Tabela 2 – Valores dos pontos característicos das leis constitutivas dos três solos considerados.

Propriedades do solo	Solo 1	Solo 2	Solo 3
$K_{s1}$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.03	0.06	0.09
$p_{s1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.45	0.9	1.35
$K_{s2}$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.015	0.03	0.045
$p_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.6	1.2	1.8
$K_{s3}$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.0075	0.015	0.0225
$p_{su}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.6375	1.275	1.9125

Figura 3 – Leis constitutivas dos solos considerados.

## 3.3 – COMPORTAMENTO SOB OS CARREGAMENTOS DE DIMENSIONAMENTO

### 3.3.1 – Carga ao centro

Na Figura 4 representa-se a malha de elementos finitos utilizada na discretização de um quarto da laje (problema duplamente simétrico).

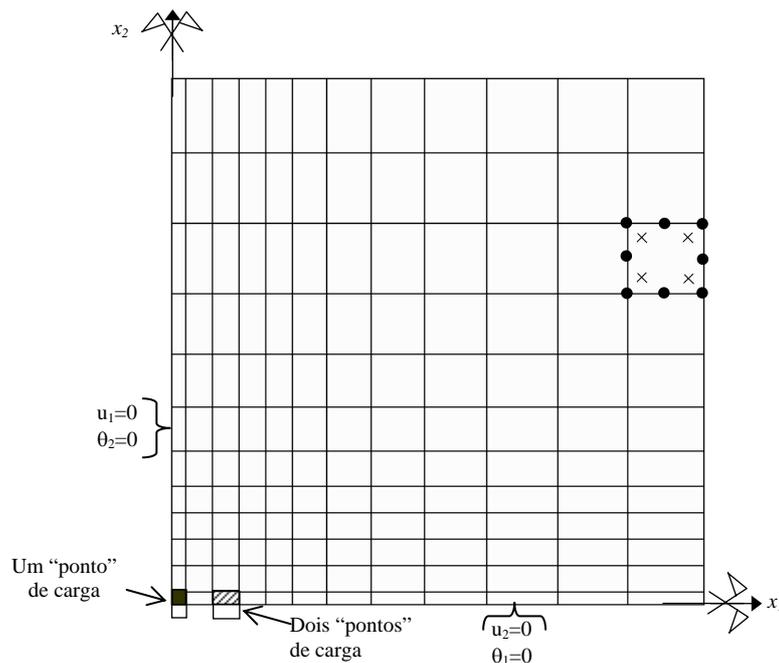


Figura 4 – Malha de elementos finitos para carregamento no centro da laje.

Nas Figura 5 e 6 representam-se a relação entre a carga aplicada e o deslocamento no ponto central da laje, para um e dois “pontos” de carga, respectivamente.

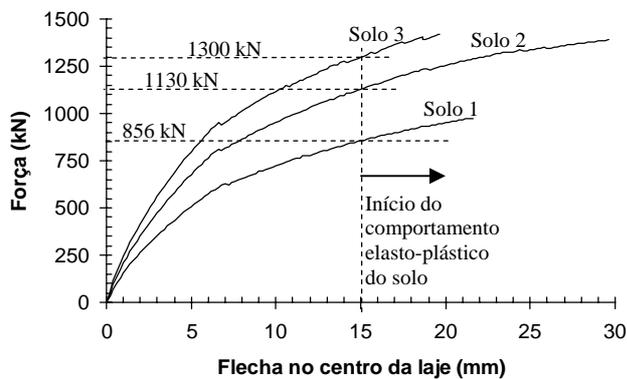


Figura 5 – Carga-flecha para um “ponto” de carga no centro da laje

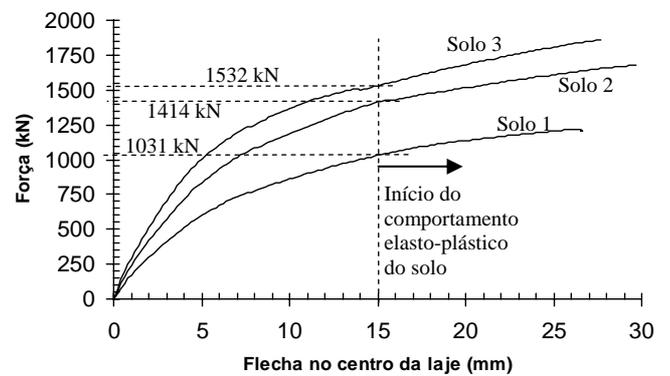


Figura 6 – Carga-flecha para dois “pontos” de carga no centro da laje.

Nas Figuras 7 e 8 representam-se o padrão tipo de fendilhação registado nas simulações numéricas efectuadas para um e dois “pontos” de carga, respectivamente. A espessura dos rectângulos é proporcional à abertura de fenda.

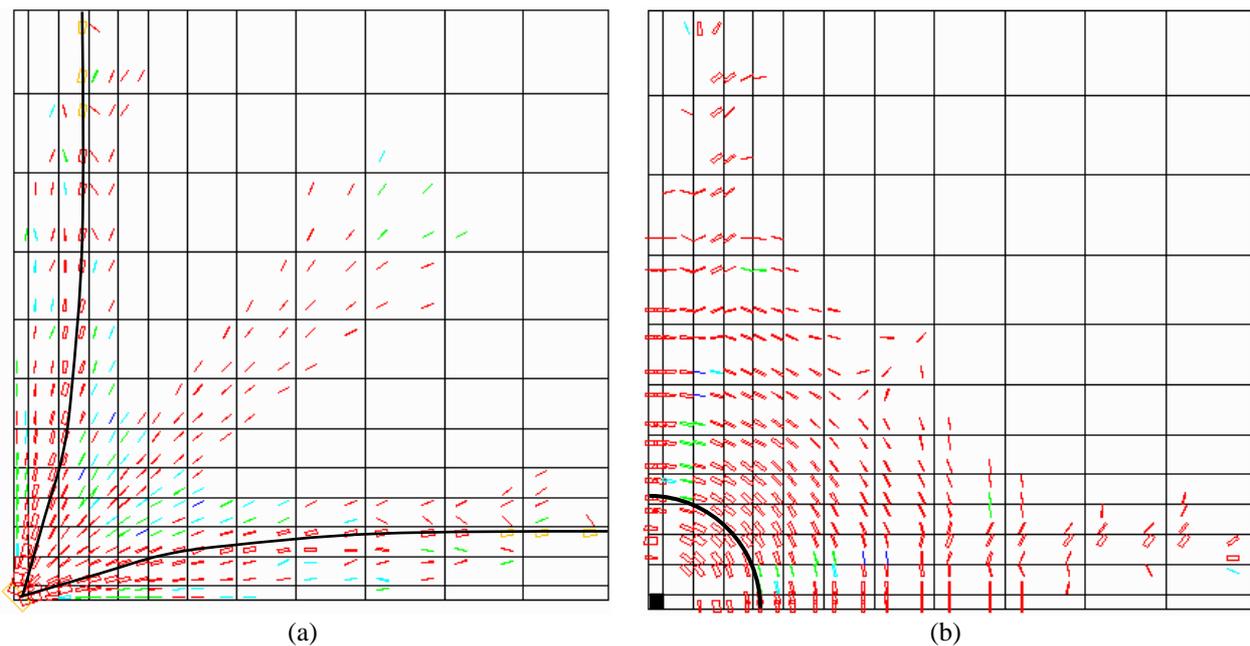


Figura 7 – Padrão de fendilhação na face inferior (a) e superior (b) (— superfície de fractura estimada).

### 3.3.2 – Carga no centro de um bordo da laje

Na Figura 9 representa-se a malha de elementos finitos utilizada na discretização de metade da laje. As relações carga-flecha no centro de um bordo da laje, para um e dois “pontos” de carga estão representadas nas Figuras 10 e 11, respectivamente. Nas Figuras 12 e 13 representam-se o padrão tipo de fendilhação registado nas simulações numéricas efectuadas para um e dois “pontos” de carga no centro de um bordo da laje, respectivamente.

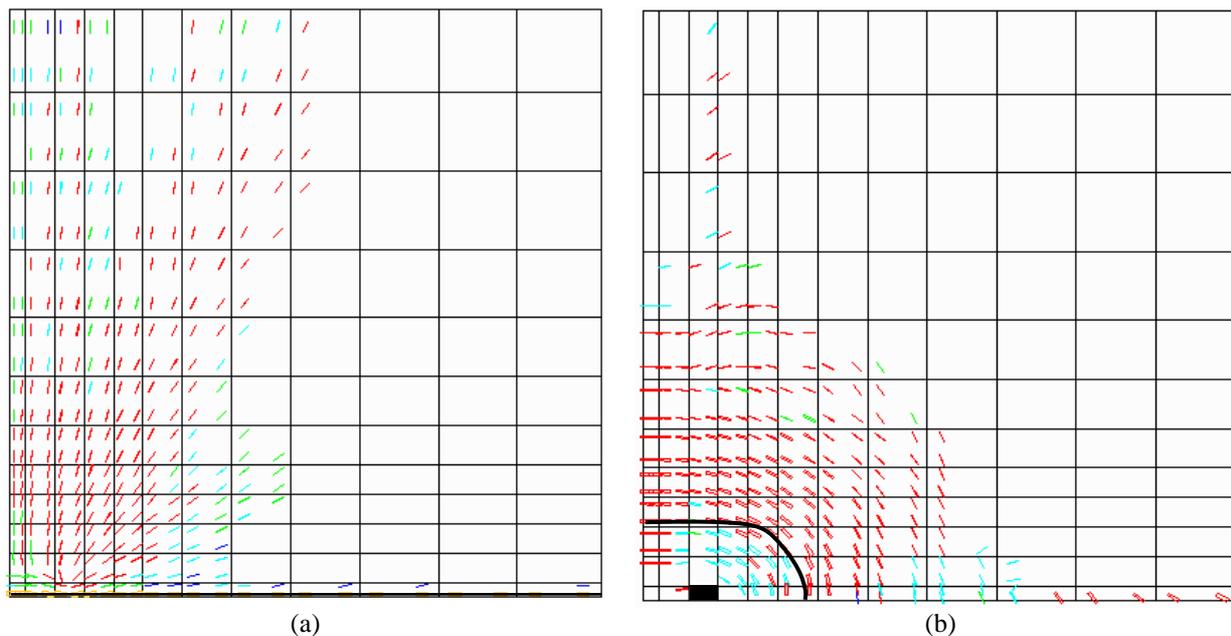


Figura 8 – Padrão de fendilhação na face inferior (a) e superior (b) ( — superfície de fractura estimada).

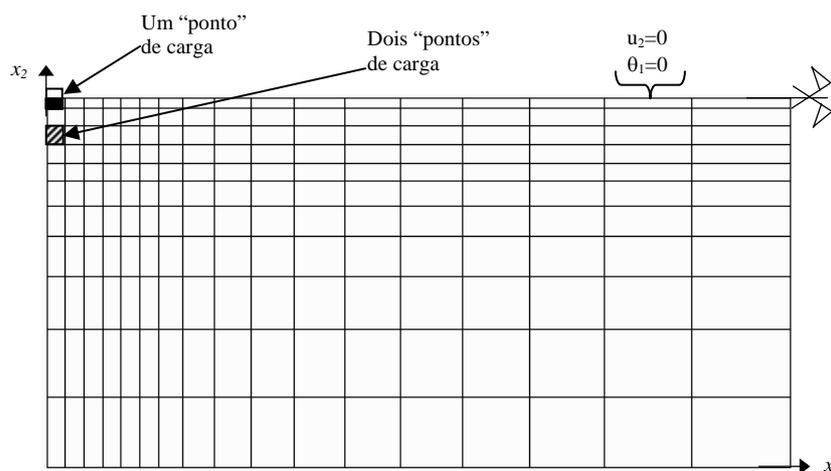


Figura 9 – Malha de elementos finitos para carregamento no centro de um bordo da laje.

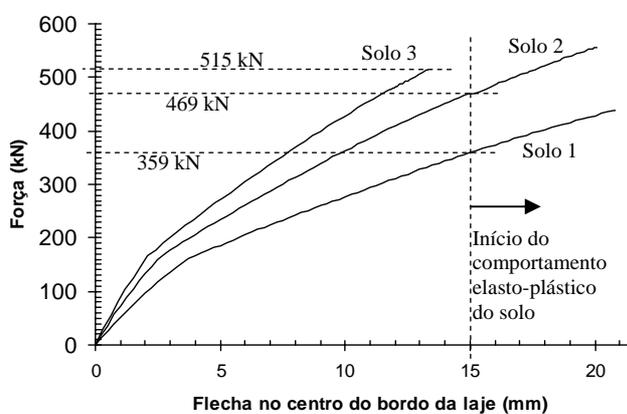


Figura 10 – Carga-flecha para um “ponto” de carga no centro de um bordo da laje.

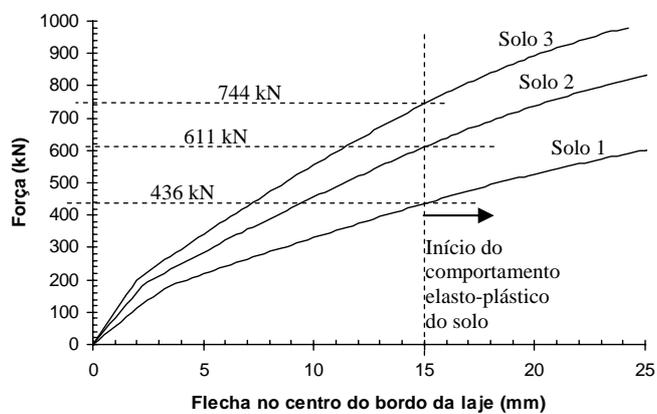


Figura 11 – Carga-flecha para dois “pontos” de carga segundo um eixo paralelo a um bordo da laje.

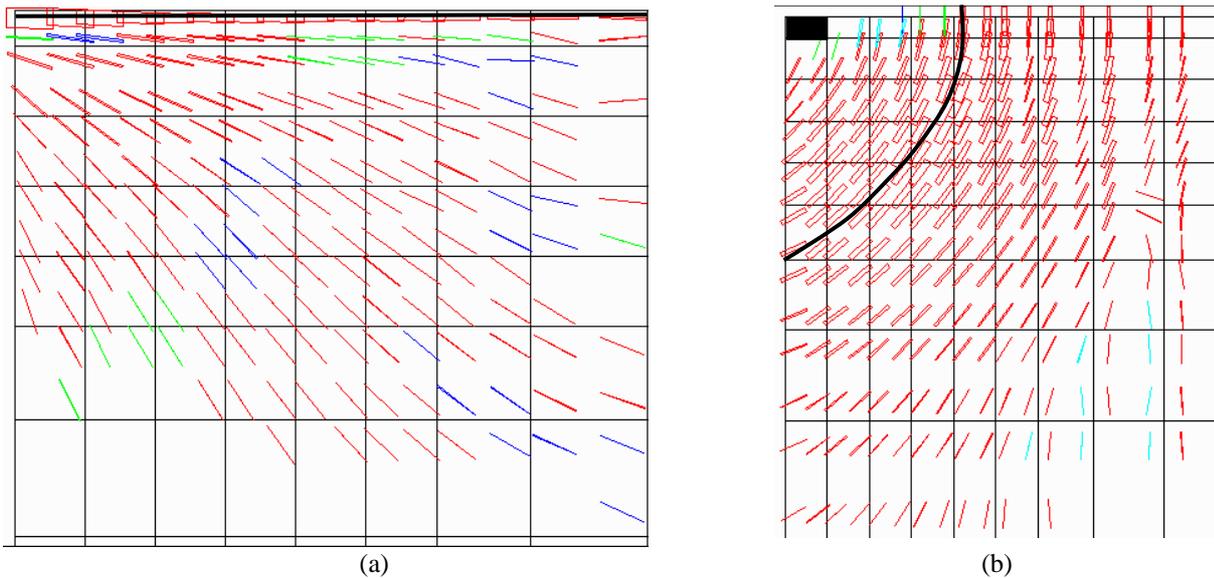


Figura 12 – Padrão de fendilhação na face inferior (a) e superior (b) ( — superfície de fractura estimada).

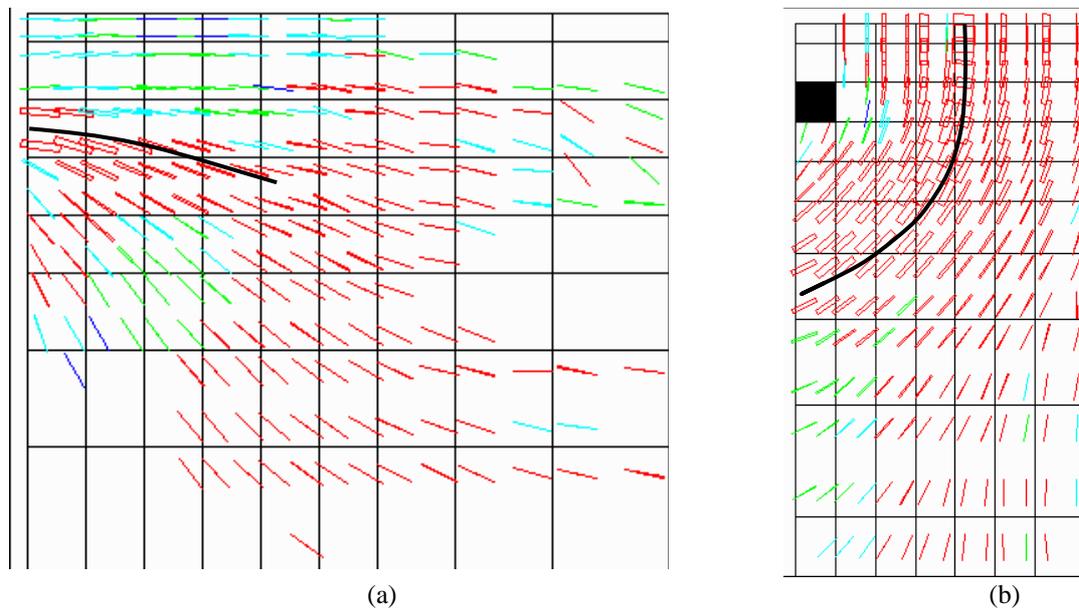


Figura 13 – Padrão de fendilhação na face inferior (a) e superior (b) ( — superfície de fractura estimada).

### 3.3.3 – Carga num canto da laje

Na Figura 14 representa-se a malha de elementos finitos utilizada na discretização da laje. As relações carga-flecha no canto da laje, para um e dois “pontos” de carga estão representadas nas Figuras 15 e 16, respectivamente. Nas Figuras 17 e 18 representam-se o padrão tipo de fendilhação registado nas simulações numéricas efectuadas.

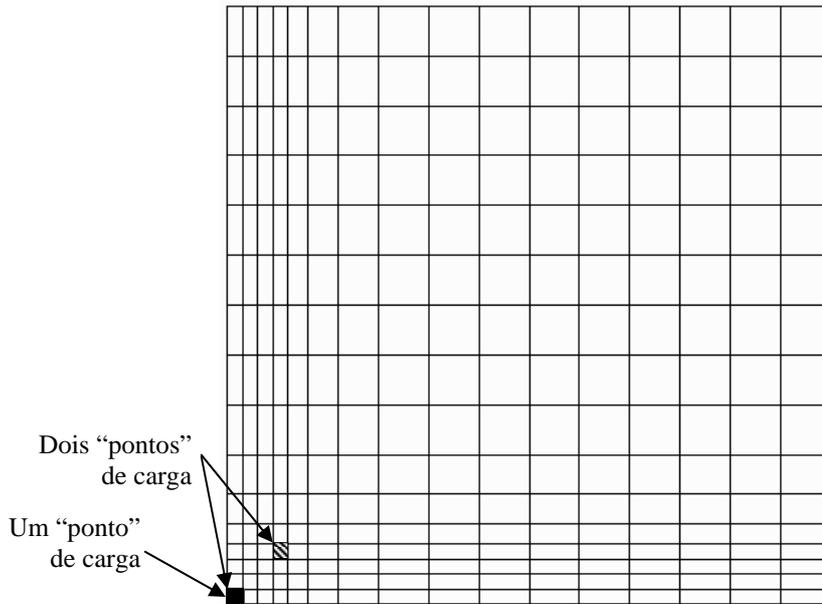


Figura 14 – Malha de elementos finitos para carregamento num canto da laje.

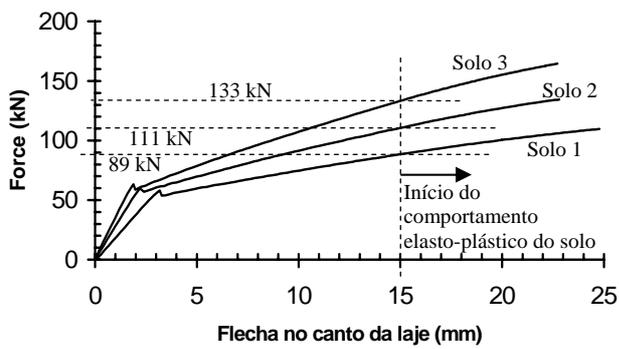


Figura 15 – Carga-flecha para um “ponto” de carga num canto da laje.

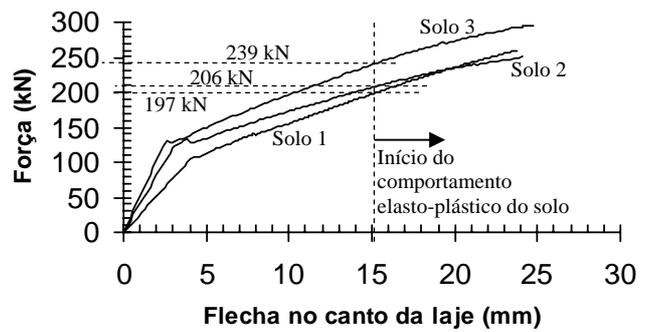
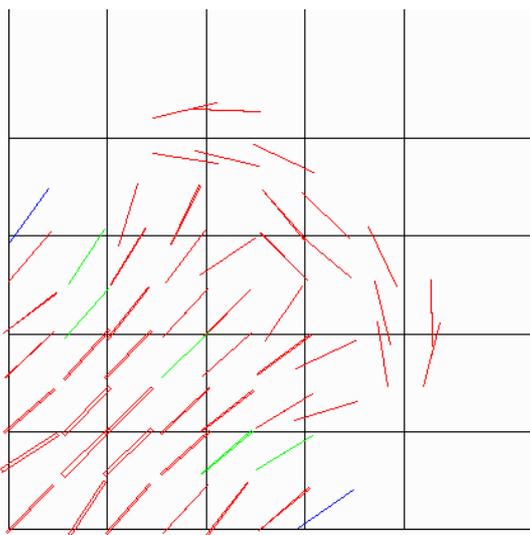
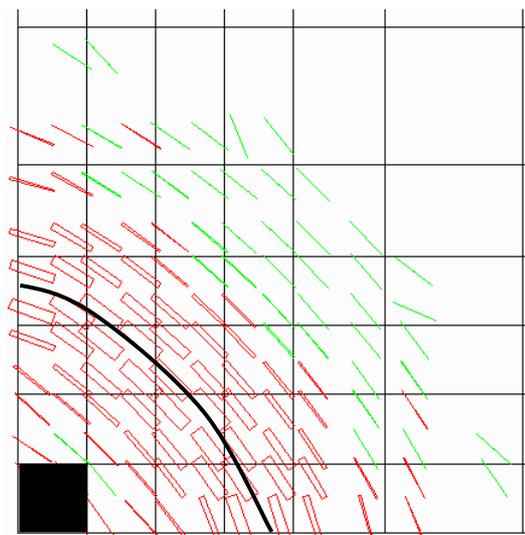


Figura 16 – Carga-flecha para dois “pontos” de carga num canto da laje.



(a)



(b)

Figura 17 – Padrão de fendilhação na face inferior (a) e superior (b) ( — superfície de fractura estimada).

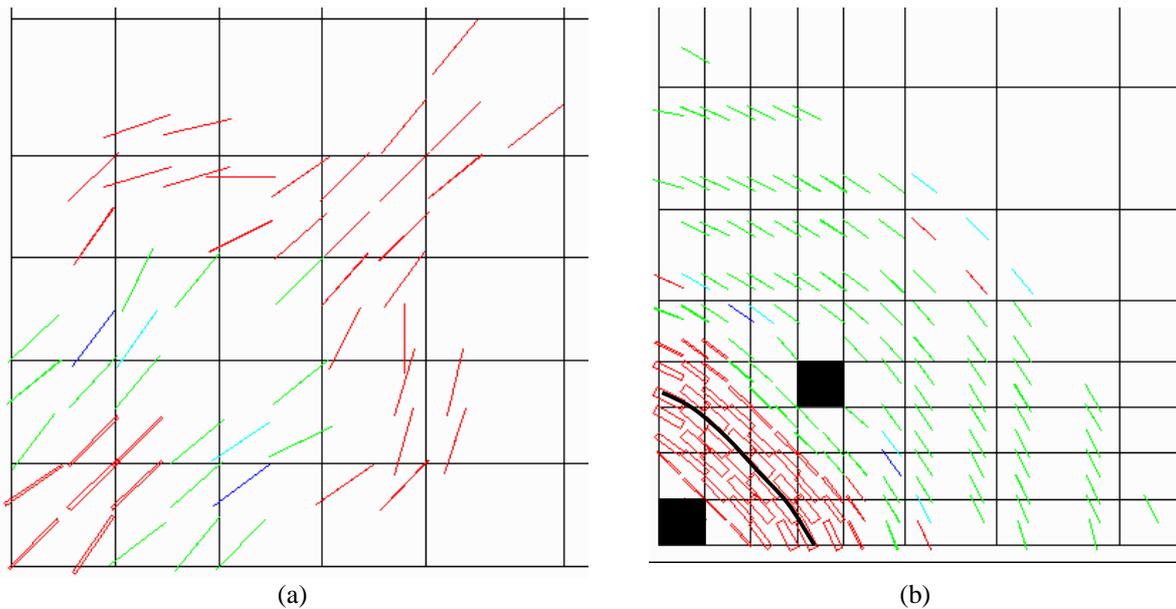


Figura 18 – Padrão de fendilhação na face inferior (a) e superior (b) ( — superfície de fractura estimada).

#### 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

Aplicando a teoria das linhas de rotura (TLR) aos casos de carga analisados<sup>5,6</sup> obtêm-se as forças apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Cargas de rotura obtidas pela aplicação da TLR.

Solo	Carga no centro		Carga no centro de um bordo		Carga num canto	
	1 “ponto” de carga	2 “pontos” de carga	1 “ponto” de carga	2 “pontos” de carga	1 “ponto” de carga	2 “pontos” de carga
Solo 1	272 kN	329 kN	172 kN	180 kN	106 kN	140 kN
Solo 2	280 kN	353 kN	179 kN	190 kN	111 kN	157 kN
Solo 3	286 kN	371 kN	184 kN	200 kN	115 kN	170 kN

Comparando os resultados obtidos por intermédio da aplicação da TLR com os determinados segundo o modelo numérico desenvolvido (MEF-ANL) constata-se que a capacidade de carga última prevista segundo o MEF-ANL é bastante superior às cargas determinadas segundo a TLR. Esta diferença é maior para carga no centro da laje e menor para carga num canto da laje. Parte significativa desta diferença deve estar relacionada com a capacidade de carga do solo (entenda-se por pressão no solo) considerada nas leis constitutivas do solo, que provavelmente é exagerada. Em trabalho prévio<sup>9</sup> verificou-se que a capacidade de carga do sistema laje-solo depende significativamente da pressão última atribuída ao solo. Durante o carregamento a laje vai descolando do solo. Assim, é fundamental caracterizar o comportamento do solo por intermédio de ensaios de placa ou equivalentes. Para a carga num canto da laje, a área de solo efectiva (em compressão) é bastante inferior à área de solo efectiva para carga no centro da laje, pelo que os valores atribuídos às pressões associadas aos pontos característicos da lei constitutiva do solo têm menor influência neste caso de carga do que no caso de carga correspondente a forças no centro da laje. Analisando-se o padrão de fendilhação registado para carga no centro da laje (ver Figuras 7 e 8) verifica-se o desenvolvimento de superfícies de fractura devidas a momentos positivos (tracções na face inferior da laje). Em ensaios experimentais<sup>1,19</sup> observou-se o desenvolvimento destas superfícies de fractura, que não são devidamente tidas

em conta na TLR, o que contribui para a elevada diferença de carga última estimada pelos dois modelos. As superfícies de fractura na face superior da laje (ver Figuras 7b e 8b) têm um desenvolvimento próximo do previsto segundo a TLR. Para um “ponto” de carga formam-se superfícies de fractura com forma circular em torno da área de carga. Para dois “pontos” de carga as superfícies de fractura têm um forma próxima da elíptica. Para maiores flechas seria previsível a formação de uma superfície de rotura (formada por fendas completamente abertas, isto é, em que a energia de fractura foi completamente dissipada) e as restantes fendas entrariam em descarga.

Para um “ponto” de carga no centro de um bordo da laje, verifica-se (ver Figura 12) a formação de uma superfície de fractura correspondente a momentos positivos, debaixo da carga e segundo o eixo  $x_I$ , em analogia com o previsto pela TLR. Na face superior a forma da superfície de fractura é tangente ao bordo da laje no eixo de simetria e tem um desenvolvimento ligeiramente curvilíneo até ao bordo. Por sua vez, a TLR admite a formação de duas linhas de rotura constituindo um triângulo. Para dois “pontos” de carga (ver Figura 13) a superfície de fractura devido a momentos positivos desenvolve-se a partir da zona da aplicação da carga e não a meio vão entre as cargas, como prevê a TLR. Na superfície superior constata-se a formação de uma superfície de fractura que é aproximadamente paralela ao bordo da laje, entre os “pontos” de carga, e ligeiramente curvilínea até ao bordo da laje. Para este carregamento a TLR pressupõe a formação de duas linhas de rotura constituindo um triângulo.

Quanto ao carregamento constituído por força(s) no canto da laje verifica-se que a razão entre a máxima carga obtida segundo o MEF-ANL e a carga estimada segundo a TLR é inferior a 1.6. Da análise do padrão de fendilhação (ver Figura 17) constata-se a formação de uma superfície de fractura na parte superior da laje, com forma ligeiramente curvilínea. Segundo a TLR, a superfície de rotura é linear e deverá localizar-se a 643, 590 e 560 mm do canto da laje, para a laje apoiada em solo 1, 2 e 3, respectivamente, que são valores próximos dos obtidos com o MEF-ANL. Constata-se que para dois “pontos” de carga num canto da laje (ver Figura 18), a superfície de rotura desenvolve-se entre os pontos de carga. Para dois “pontos” de carga em laje apoiada no solo 1, a carga mais próxima do canto da laje provocaria a formação de uma superfície de fractura próxima do 2º “ponto” de carga. Contudo, a actuação do 2º “ponto” de carga oferece resistência à formação dessa superfície de fractura, observando-se<sup>20</sup> a formação de um padrão de fendilhação mais difuso, que é responsável pela maior capacidade de carga do sistema laje-solo, em comparação com a laje apoiada em solo 2 (ver Figura 16), a partir de determinada deformação.

Dos resultados obtidos verifica-se que os carregamentos num canto e no centro de um bordo da laje são os que condicionam o dimensionamento das lajes de betão apoiadas em solo. Para cargas elevadas e solos de baixo módulo de reacção, estas solicitações conduzem a lajes com espessura significativamente superior à exigida pela carga no centro da laje. Assim, com o objectivo de otimizar custos globais será de considerar a hipótese de colocar “caixas” nos cantos e vigas nos bordos dos painéis da laje, constituindo um anel em armadura convencional. Dado que este anel oferecerá resistência significativa à variação de temperatura e à retracção, será possível aumentar significativamente ao espaçamento entre juntas de controlo de fendilhação. A oportunidade técnico-económica desta solução passará pela avaliação dos custos inerentes ao material e à montagem e colocação das armaduras convencionais, mas parece ser oportuno o estudo de viabilidade desta solução.

## 5 – AGRADECIMENTOS

O autor do presente trabalho agradece a colaboração prestada pelo Engº Hendrik Thoof da Empresa N.V. Bekaert S.A., na troca de informações relativas à aplicação da teoria

das linhas de rotura no dimensionamento de pavimentos industriais de betão reforçado com fibras de aço Dramix.

## 6 – REFERÊNCIAS

- [1] - Barros, J.A.O., *Comportamento do betão reforçado com fibras - análise experimental e simulação numérica*, Tese de Doutoramento, FEUP, 1995.
- [2] - Westergaard, H.M., “New formulas for stresses in concrete pavements of airfield”, *Transactions of ASCE*, **113**(2340), 425-444, 1948.
- [3] - Losberg, A., *Design methods for structurally reinforced concrete pavements*, *Transactions of Chalmers University of Technology Gothenburg, Sweden*, 1961.
- [4] - Meyerhof, G.G., “Load carrying capacity of concrete pavements”, *Jour. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, **88**(3), 89-115, 1962.
- [5] - *Steel fibre reinforced industrial floor design in accordance with the Concrete Society TR34*, Technical Publication of N.V.Bekaert S.A., 44 pp, 1997.
- [6] - Barros, J.A.O., *Dimensionamento de pavimentos industriais*, Sebenta do Curso de Pavimentos Industriais, FEUP, versão 1.0, 1998.
- [7] - “JSCE-SF4: method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel-fiber-reinforced concrete”, *Concrete library of JSCE, Japan Society of Civil Engineers (JSCE)*, Tokyo, Japan, **3**, 58-61, 1984.
- [8] - Vandewalle, L., “RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete”, *Materials and Structures*, **33**, 3-5, January-February 2000.
- [9] - Barros, J.A.O., “Analysis of concrete slabs supported on soil”, *IV Congreso Métodos Numéricos en Ingeniería*, SEMNI, Sevilha, Junho 1999 (artigo convidado).
- [10] - Barros, J.A.O. and Figueiras, J.A., “Experimental behaviour of fibre concrete slabs on soil”, *Journal Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, **3**, 277-290, 1998.
- [11] - Barros, J.A.O. and Figueiras, J.A. “Nonlinear analysis of steel fibre reinforced concrete slabs on grade”, *Computers & Structures* (em apreciação).
- [12] - “RILEM, Draft Recommendation, 50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete, Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams”, *Materials and Structures*, **18**(106), 285-290, 1985.
- [13] - Bazant, Z.P. and Oh, B.H., Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, RILEM, **16**(93), 155-177, 1983.
- [14] - Barros, J.A.O. and Figueiras, J.A., “Flexural behavior of steel fiber reinforced concrete: testing and modelling”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 11, Nº 4, 1999.
- [15] - “Bearing capacity of soil for static load and spread footing”, ASTM D 1194-72, 1972.
- [16] - *CEB-FIP Model Code, Design code, Bulletin d'Information CEB* Lausanne, Switzerland, 1993.
- [17] - “State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete”, ACI 544.1R-96, 1997.
- [18] - Balaguru, P.N. and Shah, S.P., *Fiber reinforced cement composites*, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 1992.
- [19] - Falkner, H. and Teutsch, M., *Comparative investigations of plain and steel fibre reinforced industrial ground slabs*, Institut fur Baustoffe, Massivbau und brandschutz, **102** 1993.
- [20] - Barros, J.A.O., “Comparison between non linear finite element analysis and yield line analysis for designing ground supported floors”, Elementos da palestra apresentada na Universidade de Leuven, Bélgica, no Technical Meeting “New Dramix opportunities through design” organizado pela Bekaert NV, 26-28 de Janeiro de 2000.