

Punçamento em Lajes de Betão de Elevada Resistência Sujeitas a Ações Verticais

Micael M. G. Inácio

RELATÓRIO 2

HiCon - Uso Racional de Betão de Elevada Resistência em Estruturas de Laje Fungiforme Sujeitas a Ações Cíclicas e Sísmicas

(EXPL/EC M-EST/1371/2013)

Janeiro de 2015

ÍNDICE DE MATÉRIAS

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS.....	1
3. SISTEMA DE ENSAIO.....	4
4. MATERIAIS.....	6
5. INSTRUMENTAÇÃO.....	8
6. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	10
6.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	10
6.2. EXTENSÃO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	14
6.3. CAPACIDADE DE CARGA E COMPORTAMENTO NA ROTURA.....	17
6.4. SUPERFÍCIE DE ROTURA.....	19
7. CONCLUSÃO.....	21
8. AGRADECIMENTOS.....	22
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	22

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Relação do modelo de ensaio com o diagrama de momentos fletores de uma laje fungiforme...	1
Figura 2 – Esquema das armaduras longitudinais dos vários modelos (dimensões em mm)	3
Figura 3 – Vista geral do molde e armadura (a) e betonagem (b).....	4
Figura 4 – Laje após betonagem, coberta com manta de serapilheira humedecida.....	4
Figura 5 – Sistema de ensaio utilizado (dimensões em mm).	5
Figura 6 – Sistema de ensaio: vista inferior (a) e vista geral (b)	5
Figura 7 – Moldes dos provetes de caracterização do betão.	7
Figura 8 – Ensaio de tração do betão por compressão diametral (a), módulo de elasticidade do betão por compressão (b) e tração das armaduras (c).	8
Figura 9 – Sistema de aquisição de dados (a) e posicionamento dos defletómetros (b).	9
Figura 10 – Posicionamento dos defletómetros verticais nas faces superior (a) e inferior (b) (dimensões em mm).....	9
Figura 11 – Posicionamento dos extensómetros (a) e detalhe de extensómetro colado (b).....	10
Figura 12 – Evolução dos deslocamentos verticais com o carregamento.	11
Figura 13 – Comparação dos deslocamentos verticais medidos nas faces superior e inferior do modelo SNSC4.....	13
Figura 14 – Deformada dos modelos ensaiados para alguns patamares de carga, nas direções E-O (a) e N-S (b).....	14
Figura 15 – Evolução da extensão na armadura superior dos modelos SHSC1, SHSC2, SHSC3 e SNSC 4.	15
Figura 16 – Distribuição transversal de extensões.	16
Figura 17 - Comparação da capacidade de carga dos modelos.....	18
Figura 18 – Modelo SHSC2: (a) vista superior imediatamente antes da rotura; (b) vista inferior após rotura.	18
Figura 19 – Vista superior dos modelos depois de ensaiados.	19
Figura 20 – Esquema do levantamento geométrico da inclinação da superfície de rotura.	20
Figura 21 – Vista da superfície de rotura dos modelos na direção N-S.....	20
Figura 22 – Vista da superfície de rotura dos modelos na direção E-O.....	21

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Altura útil média e percentagem geométrica dos modelos ensaiados.	2
Quadro 2 – Composições dos betões utilizados (kg/m^3).	6
Quadro 3 – Propriedades mecânicas dos materiais (MPa).	7
Quadro 4 – Rigidez fendilhada, deformação na rotura e energia dissipada dos modelos.	11
Quadro 5 – Deformação e carga correspondente à cedência das armaduras e ductilidade.	17
Quadro 6 – Inclinação média da superfície de rotura dos modelos.	21

1. INTRODUÇÃO

O presente relatório tem como objetivo a apresentação e análise dos resultados obtidos em ensaios experimentais ao punçoamento em modelos de laje fungiforme produzidos com BER com resistência à compressão na ordem dos 130 MPa. Com estes ensaios pretende-se estudar o efeito da resistência do betão e da percentagem da armadura longitudinal superior na resistência de lajes ao punçoamento.

Os modelos usados foram produzidos e ensaiados no laboratório de estruturas do DEC da FCT-UNL. Para além dos modelos em BER foi ainda ensaiado um modelo em betão convencional, que serviu como referência. A percentagem de armadura longitudinal superior dos modelos variou entre os 0,94 e 1,48%.

Durante os ensaios foram monitorizados os deslocamentos verticais, a força aplicada e a extensão de alguns varões da armadura longitudinal superior. Após os ensaios os modelos foram cortados, permitindo a observação da inclinação das superfícies de rotura.

2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Os modelos utilizados consistiam em painéis quadrados de laje em betão armado. Estes tinham 1650 mm de lado, 125 mm de espessura e pretendiam simular a zona de laje, delimitada pela linha de momentos negativos, junto a um pilar interior de uma estrutura em laje fungiforme com 3,5 m de vão (Figura 1). A esbelteza (l/h) dos modelos utilizados foi de cerca 28, o que se enquadra na ordem dos valores habitualmente recomendados para o dimensionamento deste tipo de estruturas.

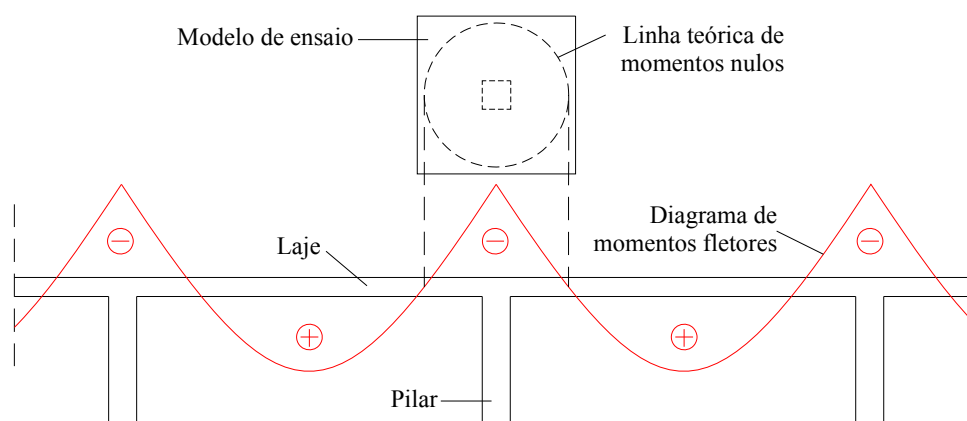


Figura 1 – Relação do modelo de ensaio com o diagrama de momentos fletores de uma laje fungiforme.

Como se pretendia avaliar o efeito da armadura longitudinal superior foram adotadas três malhas ortogonais diferentes, de acordo com a Figura 2. A armadura longitudinal inferior era constituída por uma malha de 8 varões $\phi 6$. Os dois varões da armadura inferior mais próximos do pilar foram afastados de forma a reduzir a sua eventual influência nos resultados e além disso outros varões foram ligeiramente desviados devido a condicionantes do sistema de ensaio.

O recobrimento da armadura longitudinal inferior e superior foi de aproximadamente 20 e 12 mm, respetivamente. Antes da betonagem dos modelos, procedeu-se à medição da altura útil das armaduras sendo o seu valor médio apresentado na Quadro 1, assim como a percentagem geométrica de armadura longitudinal superior. A armadura superior com maior altura útil foi colocada na direção E-O. A Figura 3 mostra o molde utilizado e a vibração do betão durante o processo de betonagem de um modelo.

As lajes foram cobertas durante as 24 horas seguintes à betonagem por uma manta de serapilheira humedecida (Figura 4). Após as 24 horas de cura, as lajes foram desmoldadas e armazenadas, permanecendo cobertas por uma manta de serapilheira molhada periodicamente, através da instalação de um sistema de rega automático. Sobre a serapilheira foi colocada uma membrana de polietileno. Com a implementação deste sistema pretendeu-se que as condições de cura das lajes fossem as mais próximas possíveis das condições de cura dos provetes de caracterização do betão.

Quadro 1 – Altura útil média e percentagem geométrica dos modelos ensaiados.

Modelo	Tipo de betão	d (mm)	ρ (%)
SHSC1	BER	104,2	0,94
SHSC2	BER	101,6	1,24
SHSC3	BER	101,7	1,48
SNSC4	normal	100,7	1,25

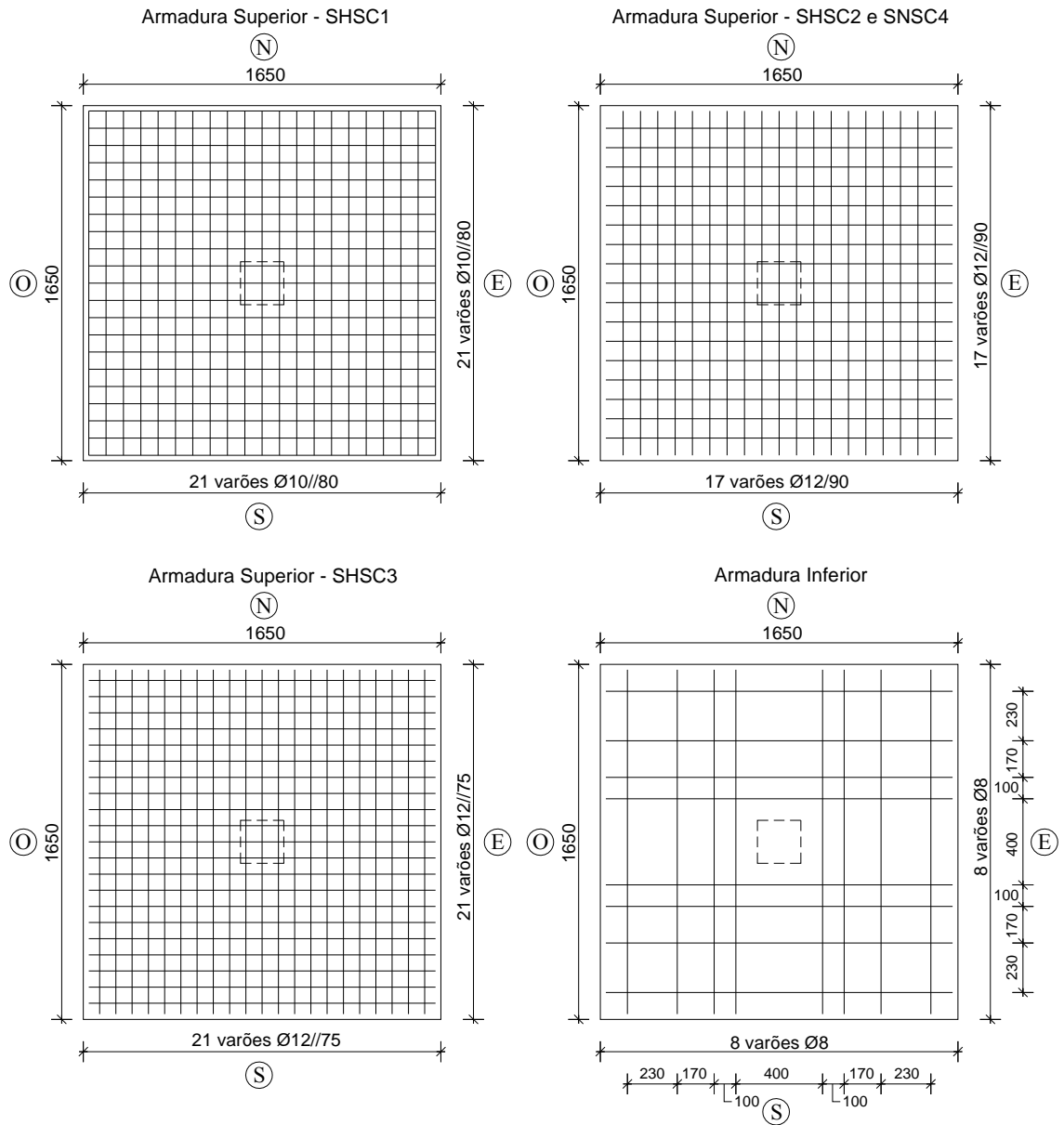


Figura 2 – Esquema das armaduras longitudinais dos vários modelos (dimensões em mm).



(a)

(b)

Figura 3 – Vista geral do molde e armadura (a) e betonagem (b).



Figura 4 – Laje após betonagem, coberta com manta de serapilheira humedecida.

3. SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio utilizado está esquematizado na Figura 5. O carregamento vertical e centrado foi aplicado através de um macaco hidráulico com 1000 kN de capacidade colocado sob os modelos (Figura 6 (a)). A utilização de uma unidade de controlo de pressão hidráulica garantiu a aplicação da força a uma velocidade de carga de 0,25kN/s.

O pilar foi simulado usando uma chapa quadrada metálica com 50 mm de espessura e 200 mm de lado, colocado sobre o macaco. O deslocamento vertical das lajes foi impedido por quatro perfis metálicos RHS 150x150x10 mm apoiados na face superior dos modelos através de oito chapas de aço dispostas ao longo da linha de momentos nulos. As vigas metálicas foram ancoradas à laje de reação do laboratório através de quatro cordões de aço de alta resistência com 0,6” de diâmetro (Figura 6 (b)).

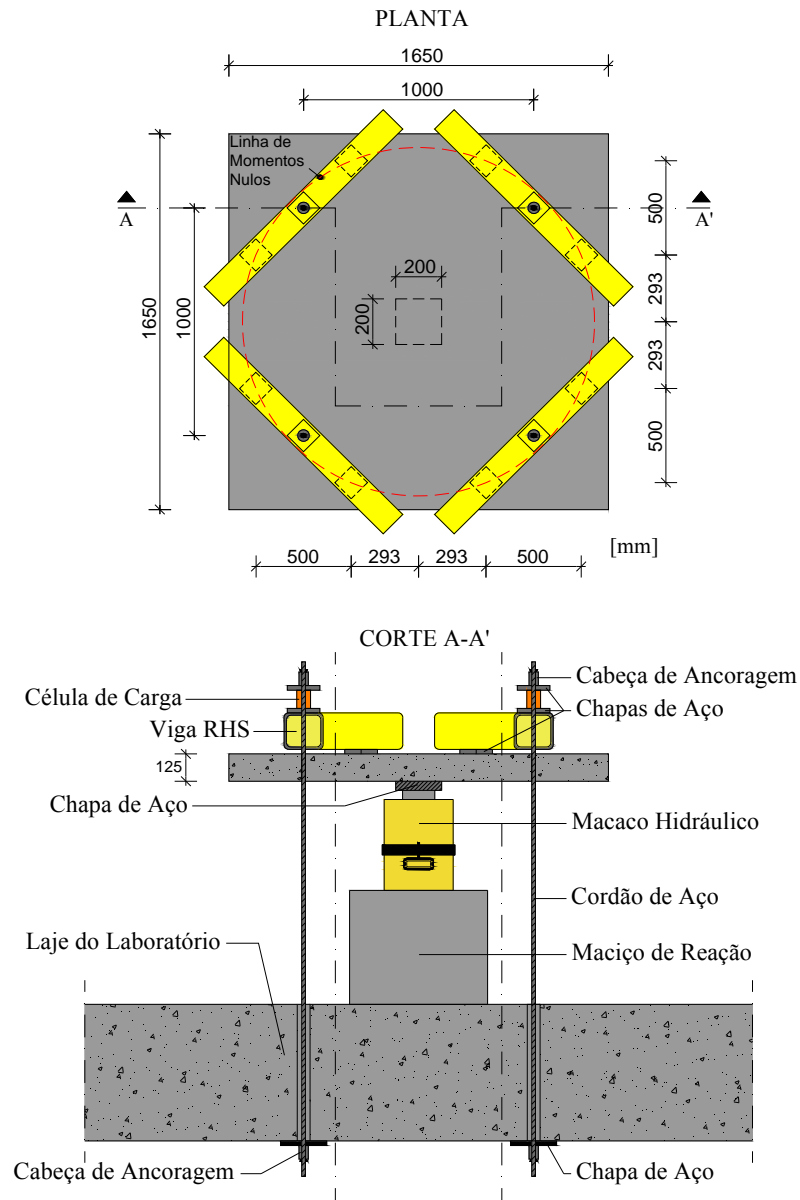


Figura 5 – Sistema de ensaio utilizado (dimensões em mm).



(a)

(b)

Figura 6 – Sistema de ensaio: vista inferior (a) e vista geral (b).

4. MATERIAIS

Nesta secção apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas de cada betão utilizado, assim como do aço das armaduras longitudinais utilizadas na fabricação dos modelos.

O BER utilizado foi produzido com agregados grossos de basalto e duas areias lavadas de granulometria diferente. O estudo da composição do BER utilizado na produção dos modelos é apresentado no relatório **1Erro! A origem da referência não foi encontrada.** referente ao trabalho realizado no presente projeto. O betão convencional, utilizado no modelo SNSC4, foi produzido com agregados grossos de calcário e duas areias lavadas. As composições dos betões utilizados são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2 – Composições dos betões utilizados (kg/m³).

	BER	Betão convencional
Cimento	500 CEM I 52,5R	320 CEM II/B-L 32,5 N
Sílica de fumo	50	-
Brita basalto (10/16)	249	-
Brita basalto (8/12,5)	839	-
Brita calcário (6/12,5)	-	906
Areia (0/4)	489	626
Areia (0/2)	249	286
Superplastificante	8,43	-
Água	139,1	184,3

Por cada modelo de BER ensaiado foram produzidos 12 provetes cilíndricos com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro e 6 provetes cúbicos de 100 mm de lado (Figura 7). Optou-se pela utilização de provetes cúbicos de 100 mm de lado em detrimento de provetes com 150 mm de lado, usados frequentemente para os ensaios de compressão do betão, devido à capacidade de carga da prensa utilizada ser de 3000 kN. Foram também produzidos 12 provetes cilíndricos com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro e 6 provetes cúbicos de 150 mm de aresta com o betão convencional usado no modelo de referência, SNSC4.

A resistência à compressão foi caracterizada pelos ensaios à compressão dos provetes cúbicos e de seis cilindros, de acordo com a NP EN 12390-3 [1]. A resistência à tração por compressão diametral foi obtida por ensaio de cilindros de acordo com a NP EN 12390-6 [2] (Figura 8 (a)). Os betões foram ainda caracterizados em termos de módulo de elasticidade através de ensaios de compressão em cilindro, de acordo com a especificação E-397 do LNEC [3] (Figura 8 (b)). Os

cilindros, com exceção dos utilizados para o ensaio de tração por compressão diametral, foram sujeitos ao tratamento das faces de forma a garantir a planeza das superfícies.



Figura 7 – Moldes dos provetes de caracterização do betão.

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados no mesmo dia do ensaio do modelo respetivo. A caracterização do aço das armaduras longitudinais foi feita através de ensaios de tração a três provetes por cada tipo de varão utilizado, de acordo com a EN 10002-1 [4] (Figura 8 (c)). Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Propriedades mecânicas dos materiais (MPa).

Modelo	Betão					Armadura Superior			Armadura Inferior	
	f_c	$f_{cc,150}$	$f_{cc,100}$	$f_{ct,sp}$	E_c	f_y	f_t	ϵ_y	f_y	f_t
SHSC1	125,6	-	124,1	7,7	54400	511,8	643,9	2,56 ‰	549,7	697,3
SHSC2	130,1	-	129,7	8,4	55500	523,4	671,4	2,62 ‰	549,7	697,3
SHSC3	129,6	-	129,2	8,3	54400	523,4	671,4	2,62 ‰	549,7	697,3
SNSC4	35,9	34,2	-	2,6	32600	532,3	642,6	2,66 ‰	549,7	697,3

f_c - Resistência à compressão do betão em cilindros 150x300;

$f_{cc,150}$ - Resistência à compressão do betão em cubos 150x150x150;

$f_{cc,100}$ - Resistência à compressão do betão em cubos 100x100x100;

$f_{ct,sp}$ - Resistência à tração do betão por compressão diametral em cilindros 150x300;

E_c - Módulo de elasticidade do betão;

f_y - Tensão de cedência do aço;

f_t - Tensão de rotura do aço;

ϵ_t - Extensão de cedência do aço.

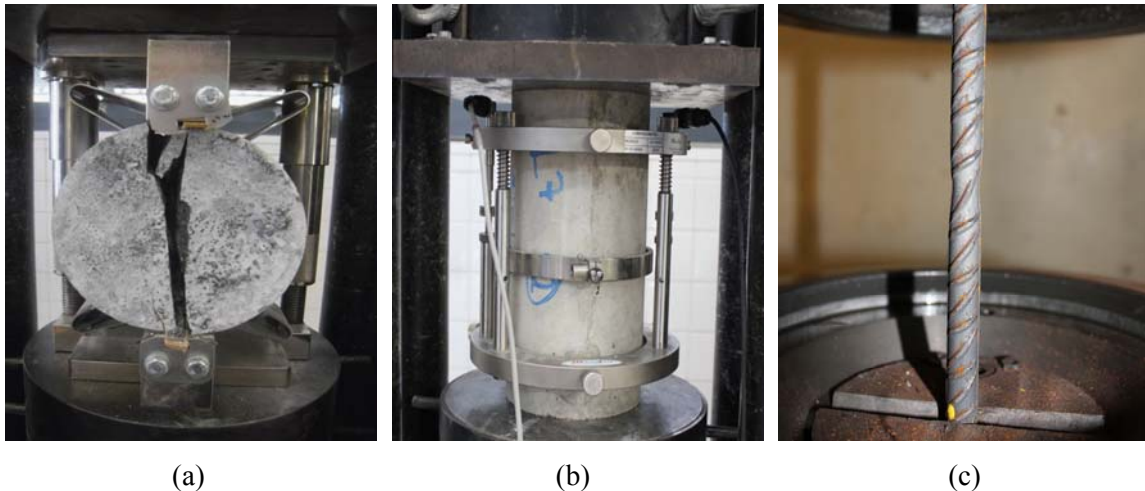


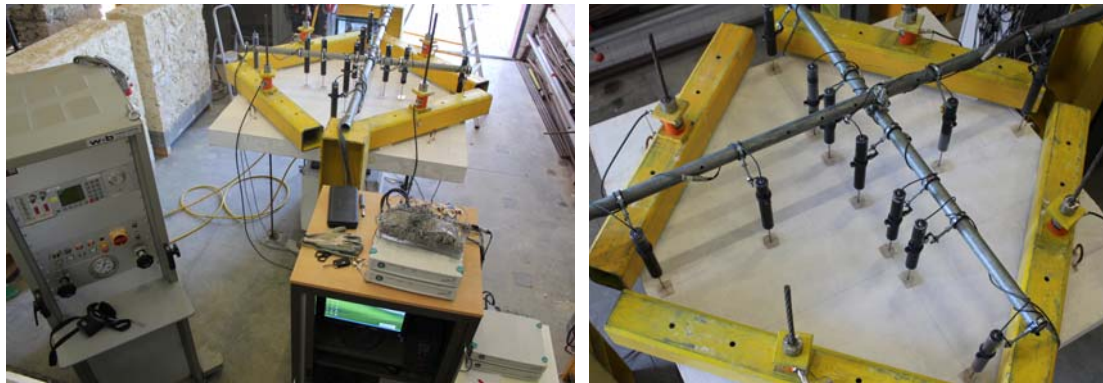
Figura 8 – Ensaio de tração do betão por compressão diametral (a), módulo de elasticidade do betão por compressão (b) e tração das armaduras (c).

5. INSTRUMENTAÇÃO

Durante os ensaios foram monitorizados os deslocamentos verticais, as forças aplicadas e a extensão em alguns varões da armadura longitudinal superior. A instrumentação utilizada foi conectada a quatro unidades de aquisição de dados em série (Figura 9 (a)).

Os deslocamentos verticais da face tracionada das lajes foram medidos através de 11 defletómetros eléctricos correntemente designados de LVDT (*linear variable displacement transducer*), posicionados nos dois alinhamentos ortogonais, conforme está esquematizado na Figura 10 (a). No modelo SNSC4 optou-se por monitorizar também os deslocamentos verticais da sua face inferior (Figura 10 (b)), na direção N-S. A Figura 9 (b) mostra a distribuição dos defletómetros eléctricos na face superior de um modelo.

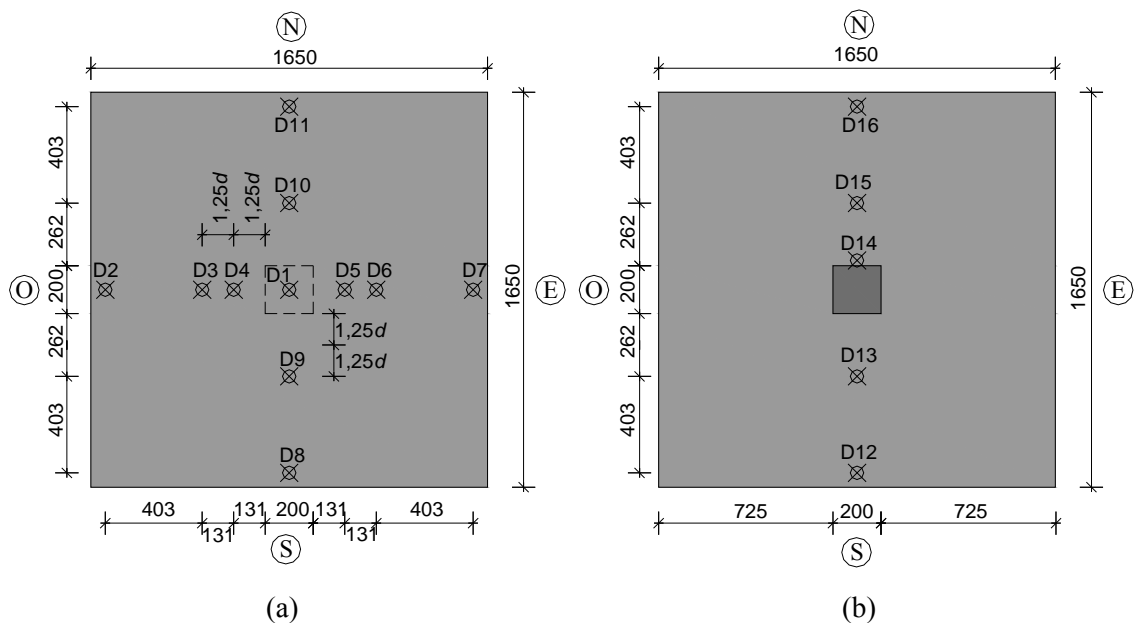
A força aplicada durante o ensaio pelo macaco posicionado sob os modelos foi medida por quatro células de carga com 200 kN de capacidade, uma por cada cordão de aço que faz a ancoragem dos modelos à laje de reação (Figura 9 (b)).



(a)

(b)

Figura 9 – Sistema de aquisição de dados (a) e posicionamento dos defletômetros (b).



(a)

(b)

Figura 10 – Posicionamento dos defletômetros verticais nas faces superior (a) e inferior (b) (dimensões em mm).

As extensões da armadura longitudinal superior foram medidas em quatro varões de cada modelo ensaiado, através de extensômetros elétricos com 5 mm de comprimento e 120 ohms de resistência nominal. A meio vão de cada varão foi colado um par de extensômetros em posição diametralmente oposta. Foram escolhidos os varões orientados na direção E-O por apresentarem maior altura útil. A Figura 11 mostra a posição dos extensômetros nos vários modelos e um extensômetro após colagem.

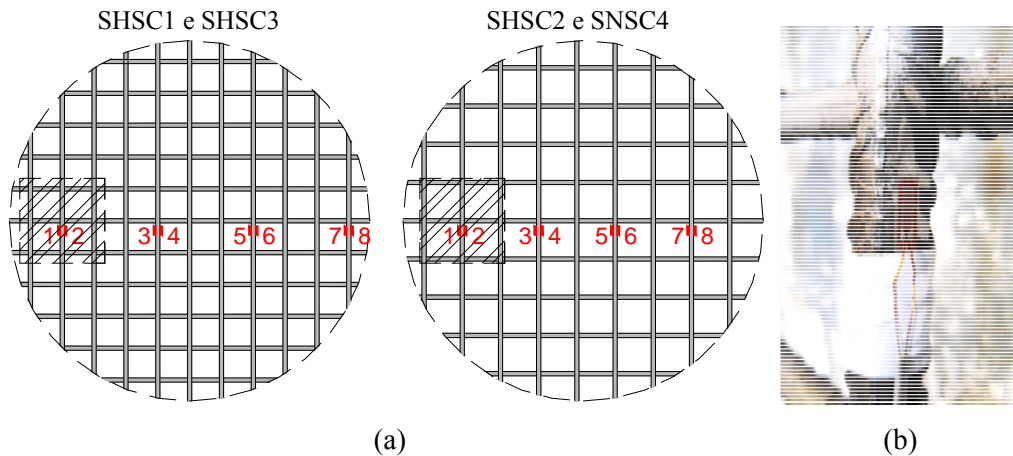


Figura 11 – Posicionamento dos extensómetros (a) e detalhe de extensómetro colado (b).

6. ANÁLISE DE RESULTADOS

Nas seguintes secções são apresentados os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Os modelos são comparados em termos de deformações, solicitação das armaduras superiores, capacidade de carga, modo de rotura e inclinação da superfície de rotura.

As cargas referidas ao longo desta secção resultam da soma das forças medidas nas quatro células de carga utilizadas no sistema de ensaio, do peso próprio dos elementos do sistema de ensaio e monitorização colocados sobre a laje e do peso próprio da laje excluindo a área de laje dentro do perímetro de controlo de referência definido a $2d$ das faces do pilar. O peso próprio do sistema de ensaio e da área de laje fora do perímetro de controlo é de 12,75 kN.

6.1. Deslocamentos verticais

Foram utilizados 11 defletómetros elétricos para medir os deslocamentos verticais da face superior dos modelos, cuja disposição foi apresentada na Figura 10 (a), que permitiram determinar a deformação da laje em relação ao pilar centrado. No modelo de referência SNSC4, foram também medidos os deslocamentos verticais na sua face inferior (Figura 10 (b)).

A Figura 12 mostra a evolução dos deslocamentos verticais relativos ao centro do pilar em função da força vertical aplicada. As curvas apresentadas foram obtidas calculando para cada direção o valor médio dos defletómetros colocados à mesma distância do centro da laje. O valor inicial da força aplicada corresponde à soma do peso próprio do sistema de ensaio e da laje. O Quadro 4 apresenta a rigidez fendilhada (k_f), a deformada para a carga de rotura (Δ_u), a carga de rotura (P_u) e a energia dissipada no ensaio.

Pela observação dos diagramas de deslocamento vertical versus força aplicada verifica-se que em todos os modelos os pares de defletómetros D8-D11 e D9-D10, posicionados ao longo da

direção N-S, apresentam deslocamentos ligeiramente superiores que os homólogos, D2-D7 e D3-D6, posicionados na direção E-O. Este comportamento é devido à menor altura útil da armadura longitudinal superior na direção N-S, levando a uma menor rigidez dos modelos nesta direção.

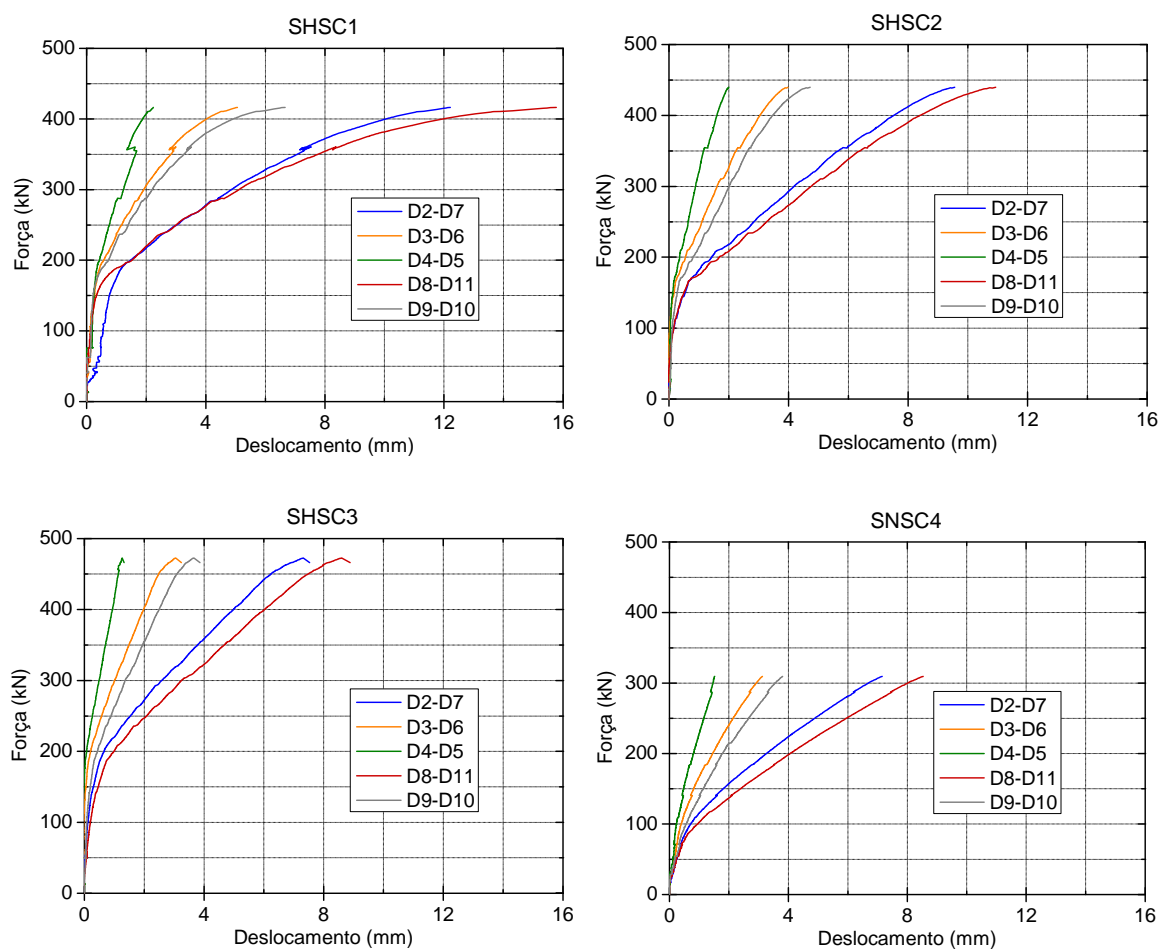


Figura 12 – Evolução dos deslocamentos verticais com o carregamento.

Quadro 4 – Rigidez fendilhada, deformação na rotura e energia dissipada dos modelos.

Parâmetro	Modelo			
	SHSC1	SHSC2	SHSC3	SNSC4
k_f (kN/mm)	26,6	32,2	39,5	29,1
Δ_u (mm)	15,8	10,9	8,9	8,5
P_u (kN)	416	439	472	310
Energia dissipada (kN·mm)	5189	3389	2817	1695

k_f – Rigidez fendilhada da laje;

Δ_u - Deformada para a carga de rotura da laje;

P_u – Carga de rotura da laje.

Nos gráficos da Figura 12 podem ser identificadas três fases distintas do comportamento dos modelos. Numa primeira fase do carregamento o betão encontra-se não fendilhado e verifica-se um comportamento aproximadamente elástico e linear das lajes. A segunda fase do comportamento inicia-se quando a tensão de tração do betão é atingida, surgindo as primeiras fendas por flexão, originando a diminuição gradual da rigidez dos modelos. As primeiras fendas desenvolvem-se tangencialmente e junto às faces do pilar. A terceira e última fase ocorre quando já não há formação de novas fendas e a abertura das fendas existentes vai aumentando, mantendo-se a rigidez dos modelos aproximadamente constante até atingir a rotura por punçamento ou as armaduras superiores atingirem a tensão de cedência do aço.

Nos modelos SHSC1, SHSC2 e SHSC3, produzidos em BER, verifica-se o início da fendilhação, e conseqüentemente da segunda fase do comportamento descrito, para valores de carregamento vertical entre os 100 a 130 kN. No modelo SHSC4 as primeiras fendas surgem quando a força vertical aplicada é de cerca de 60 kN, valor inferior ao observado nos modelos em BER. O comportamento observado é o esperado pois na fase inicial do carregamento as características dos betões utilizados são preponderantes e a resistência à tração do BER é significativamente superior à do betão normal (Quadro 3). A utilização de BER levou, como seria de esperar, ao aumento da rigidez dos modelos até ao aparecimento das primeiras fendas, devido ao maior módulo de elasticidade do BER.

Comparando os parâmetros apresentados no Quadro 6 dos modelos produzidos com BER e diferentes quantidades de armadura longitudinal superior, verifica-se que o incremento da área de armadura originou um aumento da rigidez fendilhada das lajes e conseqüentemente menores deslocamentos na rotura. O modelo SHSC3, com 1,48% de armadura longitudinal superior obteve deslocamentos na rotura de cerca de 56 % dos obtidos no modelo SHSC1, com 0,94% de armadura superior. Nos modelos em BER, a capacidade de dissipação de energia diminuiu muito com o incremento da percentagem de armadura longitudinal, devido ao conseqüente aumento da rigidez fendilhada dos modelos.

O deslocamento máximo observado no modelo de referência, fabricado com betão normal, é cerca de 69% superior ao obtido no modelo idêntico em BER, SHSC2, para o mesmo nível de carga aplicada.

Para valores de carga aplicada próximos da rotura, o diagrama deslocamento-força do modelo SHSC1 exhibe um comportamento que sugere que a sua capacidade de carga à flexão poderá estar próxima de ser atingida. A análise das extensões dos varões instrumentados pode ajudar a tirar ilações mais fundamentadas.

No modelo SNSC4 foram também medidos os deslocamentos verticais na face inferior na direção N-S. A Figura 13 faz a comparação dos deslocamentos medidos na face inferior (traço interrompido) e na face superior (traço contínuo), a 765 mm e 362 mm do centro da laje.

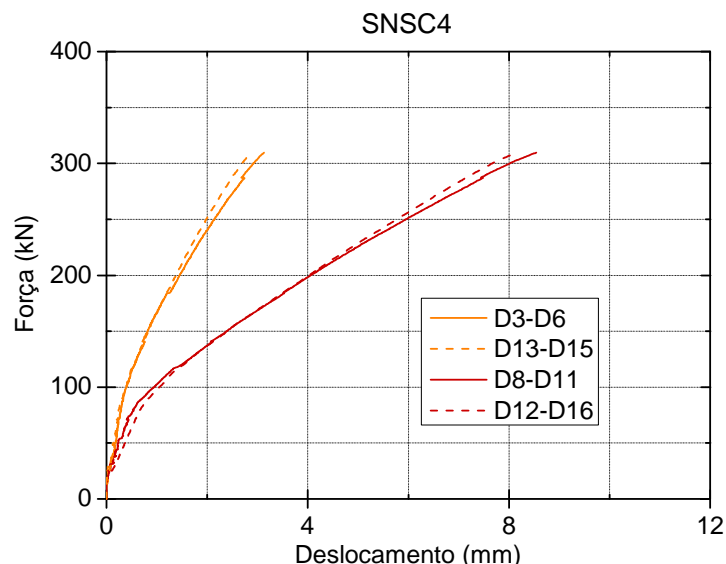


Figura 13 – Comparação dos deslocamentos verticais medidos nas faces superior e inferior do modelo SNSC4.

Os resultados obtidos na medição dos deslocamentos nas faces superior e inferior são ligeiramente diferentes, sendo os deslocamentos medidos na face inferior um pouco inferiores. A principal razão para esta discrepância está relacionada com a medição do deslocamento no centro dos modelos. Na face superior a medição foi realizada no centro da área carregada enquanto na face inferior a medição foi junto ao perímetro da chapa que simula o pilar (Figura 10 (b)). Quando solicitados, os modelos tem tendência a descolar do centro da chapa que aplica o carregamento fazendo que o deslocamento vertical medido na face superior seja maior. Além disso, pode haver algum fenômeno relacionado com a degradação do betão na face tracionada que contribua o aumento dos deslocamentos aí medidos.

A Figura 14 apresenta a posição deformada dos modelos para alguns patamares de carga em ambas as direções. A configuração deformada dos modelos é semelhante em ambas as direções com a direção N-S a apresentar maiores deslocamentos verticais devido à menor altura útil da armadura superior orientada nessa direção.

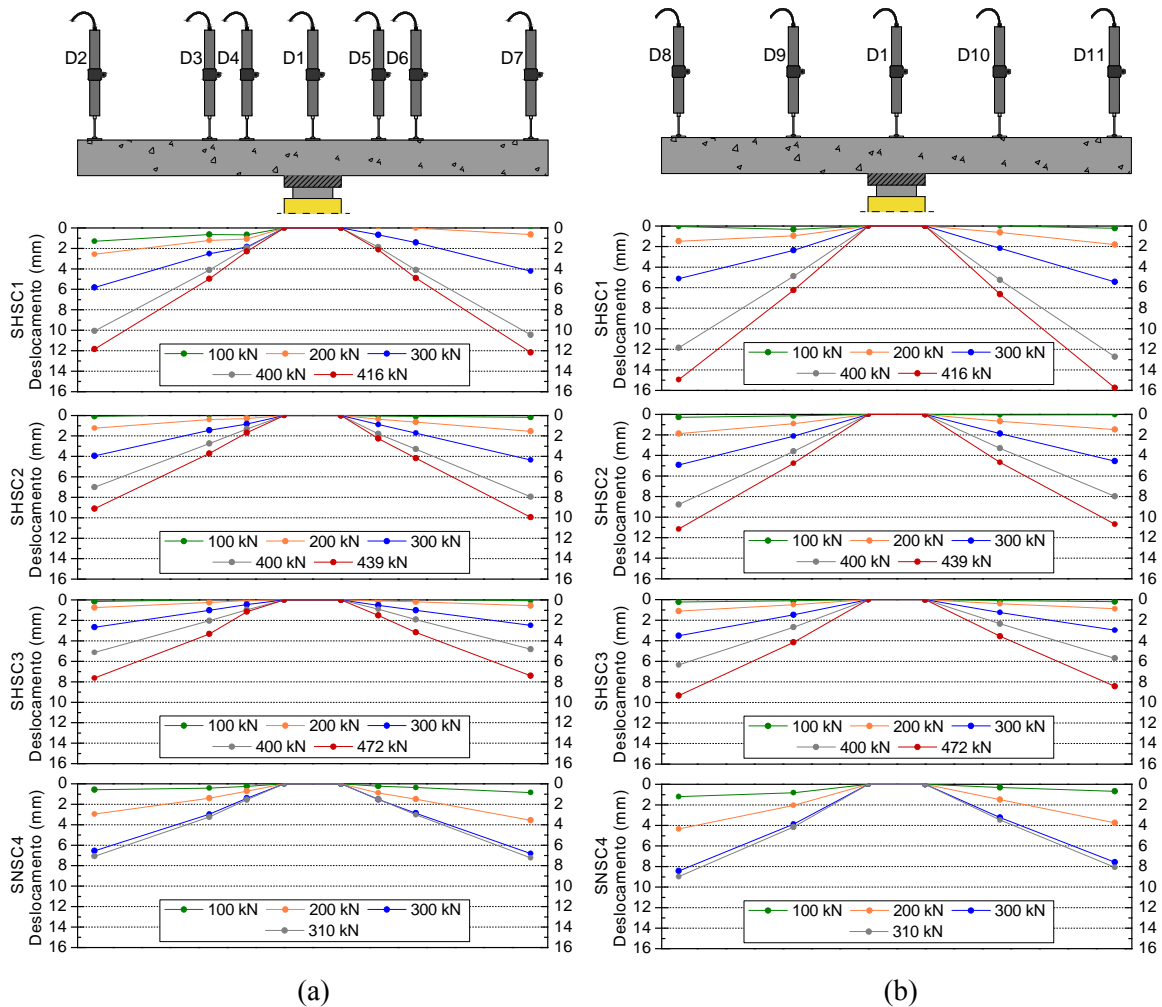


Figura 14 – Deformada dos modelos ensaiados para alguns patamares de carga, nas direções E-O (a) e N-S (b).

As deformadas são praticamente lineares, com rotações que se concentram essencialmente na periferia da área carregada, dando origem a deformações plásticas causadas pelo elevado nível de fendilhação existente. As deformadas obtidas são praticamente lineares, podendo ser interpretadas como se tratasse da rotação de dois corpos rígidos, em torno de um eixo que passa sensivelmente no centro da laje.

6.2. Extensão das armaduras longitudinais

Em cada modelo produzido foram usados oito extensómetros que permitiram avaliar a evolução das extensões em quatro varões da armadura longitudinal superior orientados na direção da maior altura útil (E-O). Foi colado um par de extensómetros a meio vão de cada varão instrumentado. Como os modelos tinham diferentes quantidades de armadura superior a posição dos varões monitorizados não é coincidente entre eles. O posicionamento dos varões que tinham extensómetros é apresentado na Figura 11 (a).

Com os dados recolhidos foram elaborados, para todos os modelos ensaiados, gráficos com a evolução das extensões nos varões superiores instrumentados em função da carga vertical, sendo estes apresentados na Figura 15. A Figura 16 apresenta a distribuição transversal de extensões para alguns patamares de carga.

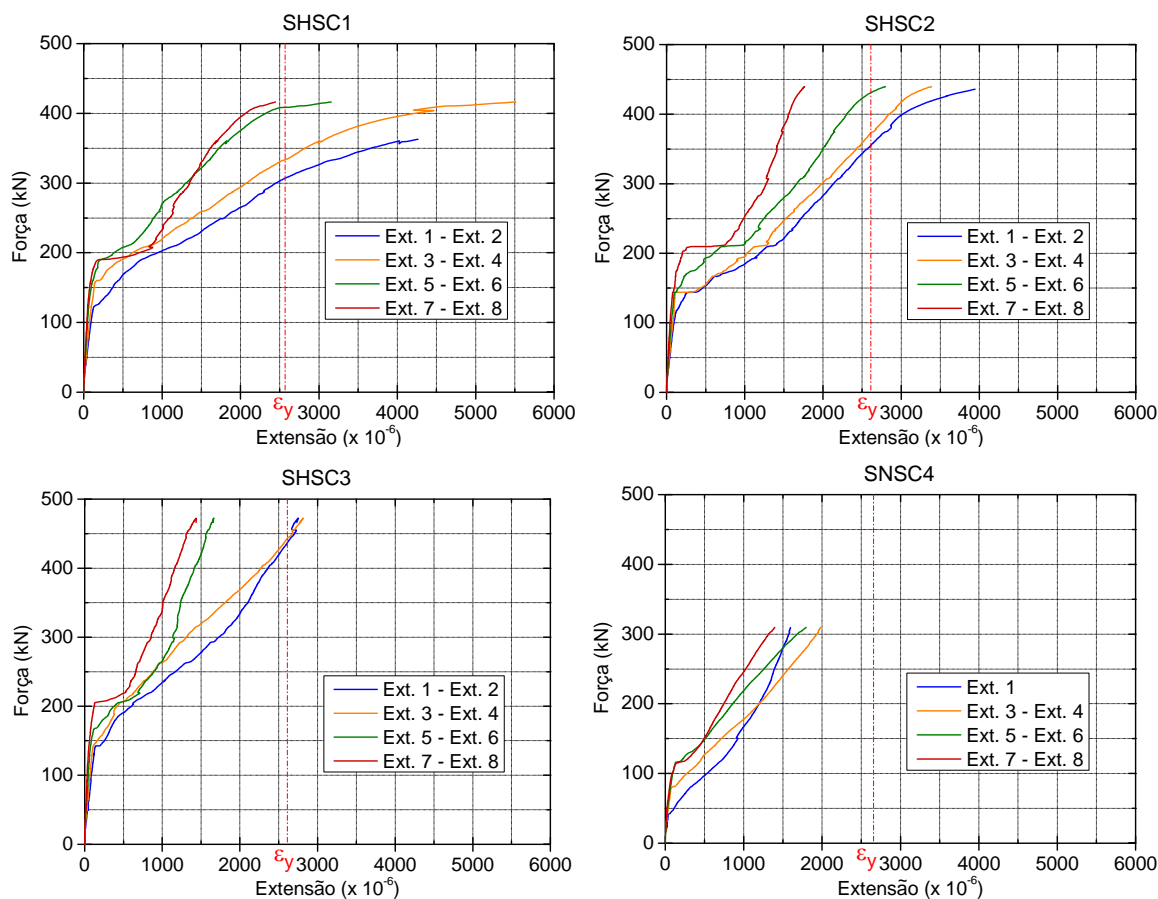


Figura 15 – Evolução da extensão na armadura superior dos modelos SHSC1, SHSC2, SHSC3 e SNSC 4.

Para facilitar a análise de resultados foi marcado nos gráficos, através de uma linha vermelha a traço interrompido, o valor correspondente à extensão de cedência das armaduras superiores de cada modelo. A extensão de cedência foi calculada com os valores da tensão de cedência do aço provenientes dos ensaios de caracterização e considerando um valor de 200 GPa para o módulo de elasticidade do aço. A extensão de cedência das armaduras dos modelos em BER e do modelo SNSC4 são da ordem de 2,6 % e 2,7 %, respetivamente.

O valor de força inicial corresponde à soma do peso próprio dos modelos e do sistema de ensaio sobre os modelos. Os valores de extensão que deram origem aos gráficos apresentados correspondem à média das extensões obtidas no par de extensómetros usado em cada varão, com exceção dos casos em que se verificaram avarias nos extensómetros. No modelo SHSC1 os

extensómetros do varão posicionado no centro ficaram danificados quando a força aplicada era de cerca de 360 kN.

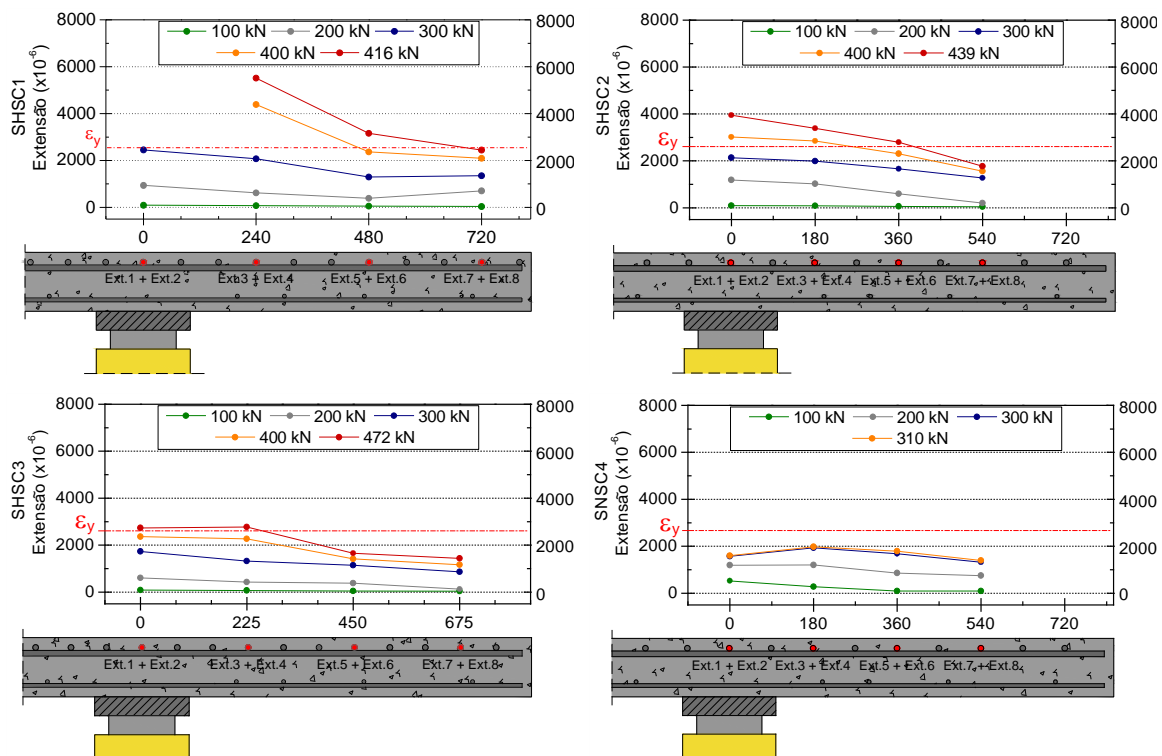


Figura 16 – Distribuição transversal de extensões.

À semelhança dos gráficos de evolução dos deslocamentos verticais com a força aplicada, também nos gráficos da evolução da extensão podem ser identificadas três fases distintas do comportamento dos modelos: resposta em regime elástico e linear, fase em que surgem as primeiras fendas de flexão e fase em que a abertura das fendas aumenta e a extensão das armaduras aumenta de forma mais ou menos linear.

Os diagramas apresentados na Figura 15 permitem observar que alguns dos varões instrumentados dos modelos em BER mostram um incremento abrupto de extensão quando a força aplicada corresponde aproximadamente ao início da fendilhação por flexão. Este comportamento é provocado pela transferência de tensões elevadas entre o betão tracionado e a armadura longitudinal que ocorre quando surgem as primeiras fendas de flexão.

Considerando os valores da extensão de cedência do aço mencionados, verifica-se que nos modelos SHSC1 e SHSC2, três dos quatro varões instrumentados entraram em cedência enquanto no modelo SHSC3 apenas dois dos varões instrumentados atingiram a extensão de cedência. No entanto, numa análise mais detalhada aos gráficos da Figura 16, verifica-se que nos modelos SHSC1 e SHSC2 os varões instrumentados mais afastados do centro se encontram a 105 mm e

285 mm dos bordos, respetivamente. Admitindo que as armaduras superiores são solicitadas de forma aproximadamente simétrica, no modelo SHSC1 cerca de 81% da armadura longitudinal superior com maior altura útil atingiu a cedência enquanto no modelo SHSC2 apenas cerca de 53% dessa armadura atingiu o referido patamar. Assim pode-se concluir que a laje SHSC1 esteve próxima de atingir a sua capacidade de carga à flexão.

No Quadro 5 são apresentados os valores da força aplicada na laje (P_y) e do deslocamento (Δ_y) no momento em que se verifica a entrada em cedência do primeiro varão. É ainda apresentada a ductilidade dos modelos, calculada como a relação Δ_u / Δ_y . No modelo SNSC4 não se verificou a cedência de nenhum varão pelo que não foi possível calcular os parâmetros do referido quadro. O parâmetro Δ_u / Δ_y usado para definir a ductilidade do comportamento dos modelos ensaiados mostra que o modelo em BER com menor percentagem geométrica de armadura longitudinal superior apresentou maior ductilidade. Como seria de esperar, a carga para a qual se verifica a cedência do primeiro varão é tanto maior quanto maior é a quantidade de armadura superior.

Quadro 5 – Deformação e carga correspondente à cedência das armaduras e ductilidade.

Parâmetro	Modelo		
	SHSC1	SHSC2	SHSC3
Δ_y (mm)	5,4	6,7	7,1
P_y (kN)	306	357	438
Ductilidade (Δ_u / Δ_y)	2,95	1,64	1,25

Δ_y – Deformada para a carga correspondente à cedência do primeiro varão;

P_y - Carga correspondente à cedência do primeiro varão;

Δ_u - Deformada para a carga de rotura da laje.

Na distribuição transversal das extensões verifica-se, para a generalidade dos modelos, o aumento das extensões nos varões mais próximos do pilar. No modelo SNSC4 observa-se um ligeiro decréscimo da extensão do varão sobre o pilar para cargas próximas da rotura, eventualmente originado pelo elevado nível de fendilhação e degradação da laje nessa zona.

6.3. Capacidade de carga e comportamento na rotura

Em todos os modelos a rotura ocorreu por punçoamento, sendo esta caracterizada pela formação repentina de um tronco de pirâmide invertido que se destaca parcialmente da restante parte da laje. A Figura 17 mostra a carga de rotura dos modelos ensaiados ($V_{Exp.}$) incluindo o peso próprio da laje e sistema de ensaio.

Comparando os resultados experimentais dos modelos SHSC2 e SNSC4, produzidos em BER e betão convencional, respetivamente, verifica-se que a utilização de BER levou ao acréscimo da resistência ao punçoamento em cerca de 42%. No que diz respeito ao efeito da variação da

quantidade de armadura na resistência ao punçamento, a carga de rotura do modelo SHSC3, com 1,48% de armadura longitudinal superior, foi superior à do modelo SHSC1 em aproximadamente 13%, que foi produzido com 0,94% armadura.

O padrão de fendilhação foi idêntico em todos os modelos: primeiro surgiram fendas tangenciais junto às faces da área carregada; de seguida formaram-se fendas radiais junto ao contorno do pilar que se desenvolveram até aos bordos da laje e por fim surgiram fendas tangenciais ao pilar que deram origem à formação da superfície de rotura por punçamento. A Figura 18 mostra as faces superior e inferior do modelo SHSC2 momentos antes da rotura e após a rotura, respetivamente. A Figura 19 mostra a face superior dos modelos ensaiados onde foram assinaladas as fendas que surgiram durante o ensaio.

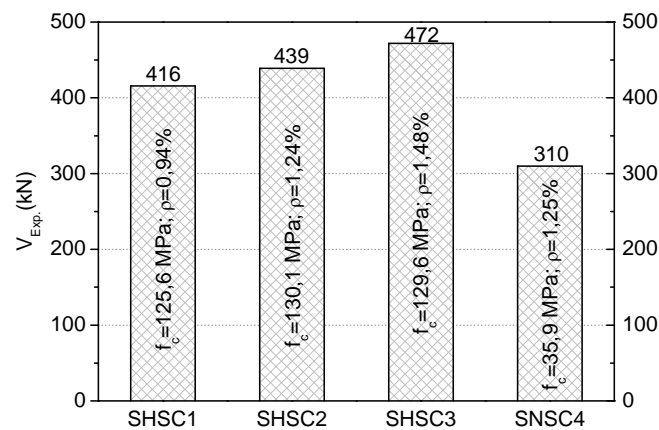


Figura 17 - Comparação da capacidade de carga dos modelos.



Figura 18 – Modelo SHSC2: (a) vista superior imediatamente antes da rotura; (b) vista inferior após rotura.

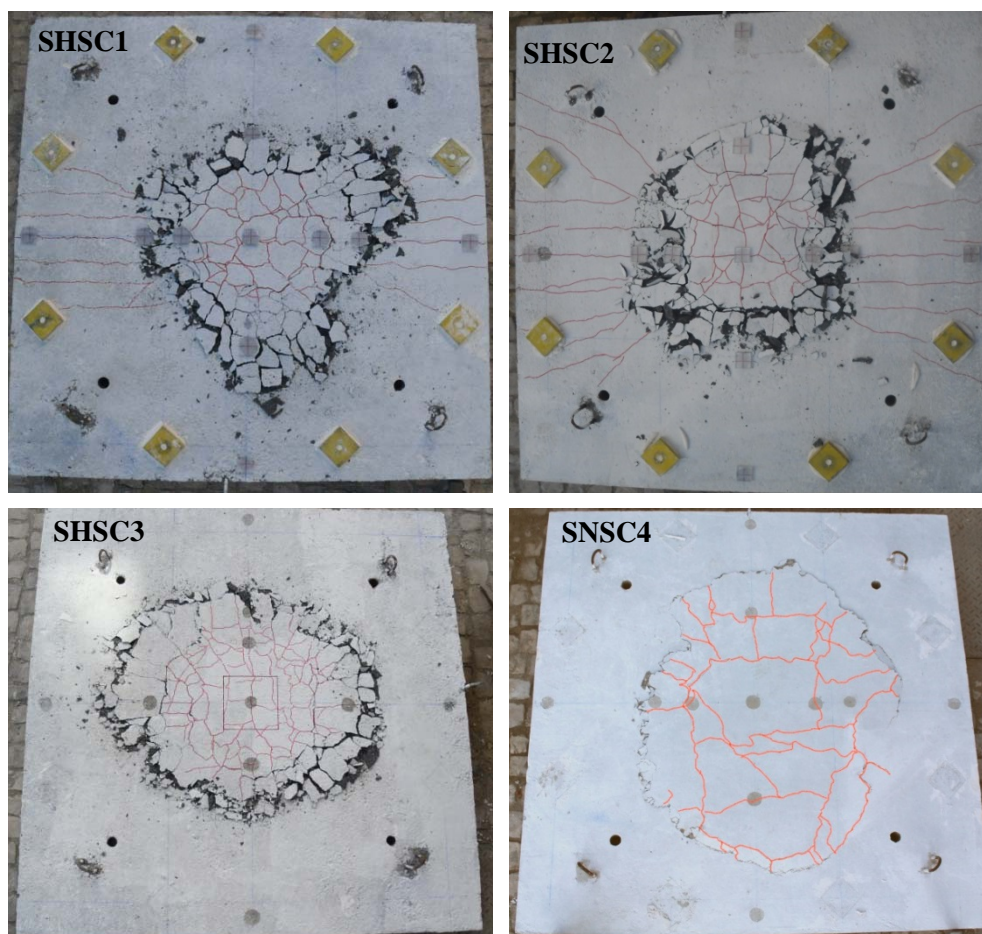


Figura 19 – Vista superior dos modelos depois de ensaiados.

Nos modelos em BER a quantidade de fendas observadas foi superior às do modelo SNSC4. Os modelos SHSC1 e SHSC2, com 0,94% e 1,24% de armadura longitudinal superior, apresentaram fendas de flexão bastantes evidentes na direção perpendicular à armadura com menor altura útil, que se propagaram até aos bordos dos modelos embora com menor abertura junto a estes. No entanto, de acordo com os resultados das extensões da armadura superior, nenhum dos modelos atingiu a capacidade resistente à flexão, apesar de no modelo SHSC1 cerca de 80% da armadura ter atingido a cedência.

Os modelos produzidos com BER apresentaram destacamento de betão e mais danos na zona da interseção da superfície de rotura com a face superior, o que poderá estar associado a um comportamento mais frágil.

6.4. Superfície de rotura

Após ensaiados procedeu-se ao corte transversal dos modelos nas duas direções ortogonais, conforme esquematizado na Figura 20. Os cortes foram ligeiramente desviados do centro dos

modelos de forma a evitar que estes coincidisse com o varão da armadura longitudinal superior colocado ao centro.

Os cortes na direção N-S, apresentados na Figura 21, são perpendiculares à armadura superior com maior altura útil. A Figura 22 mostra a vista em corte dos modelos na direção E-O. Foi realizado o levantamento geométrico das inclinações da superfície de rotura com o plano da laje sendo os resultados médios apresentados no Quadro 6.

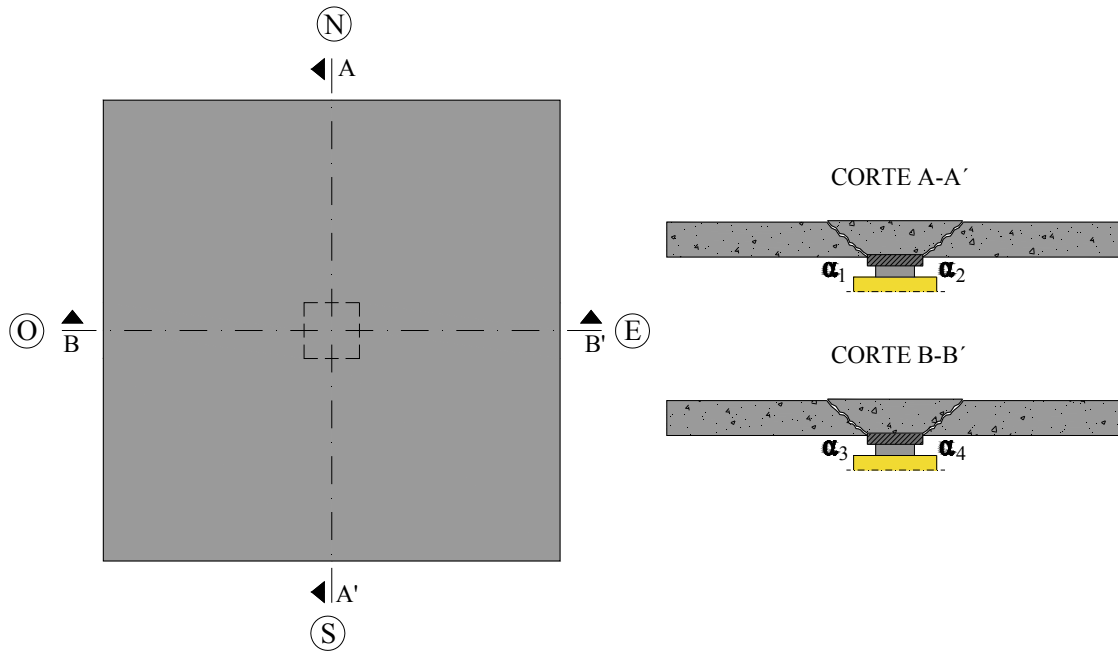


Figura 20 – Esquema do levantamento geométrico da inclinação da superfície de rotura.

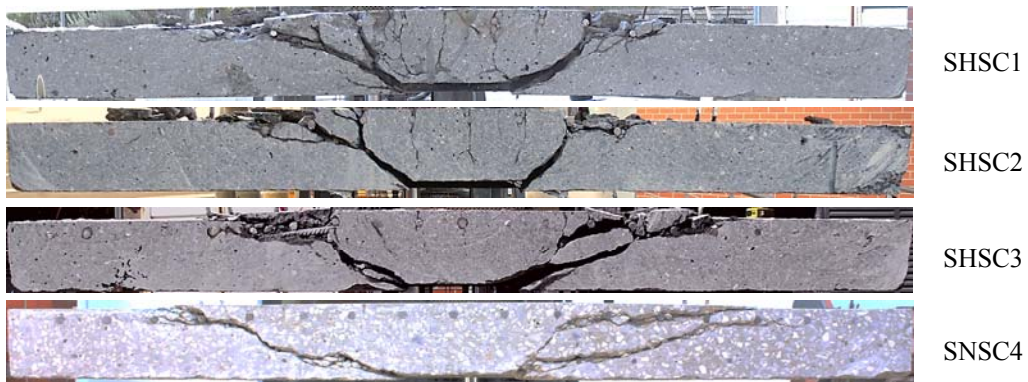


Figura 21 – Vista da superfície de rotura dos modelos na direção N-S.

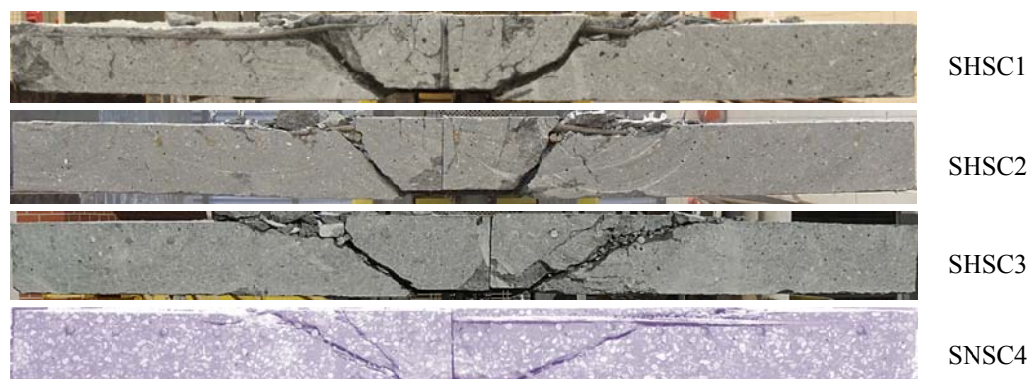


Figura 22 – Vista da superfície de rotura dos modelos na direção E-O.

Quadro 6 – Inclinação média da superfície de rotura dos modelos.

Modelo	SHSC1	SHSC2	SHSC3	SNSC4
$\alpha_{\text{médio}} (^{\circ})$	29°	41°	29°	25°

A inclinação média da superfície de rotura dos modelos em BER é superior ao modelo de referência, SNSC4. O modelo em BER que tinha o valor intermédio da percentagem de armadura longitudinal foi o que apresentou a superfície de rotura mais inclinada. Não foi encontrado nenhum motivo que justificasse este comportamento. Nos ensaios experimentais encontrados na pesquisa bibliográfica a maioria dos autores não faz a análise do efeito do uso de BER na inclinação da superfície de rotura, no entanto, Hallgren [5] refere que a inclinação dos modelos ensaiados variou entre os 30° e 40°, valores próximos dos obtidos nos ensaios experimentais realizados no âmbito deste estudo.

7. CONCLUSÃO

Neste relatório foram apresentados os ensaios experimentais em modelos de laje fungiforme produzidos em BER com resistência à compressão na ordem de 130 MPa. Foram ensaiados três modelos em BER com diferentes percentagens de armadura longitudinal superior e um em betão normal que serve como modelo de referência.

A utilização de BER levou ao aumento da capacidade de carga em cerca de 42% e o aumento da armadura longitudinal de 0,94% para 1,48% levou ao aumento da resistência ao punçoamento em aproximadamente 13%. A utilização de BER originou o aumento da rigidez dos modelos. O deslocamento na rotura do modelo SNSC4 é muito superior ao deslocamento observado no modelo SHSC2 para o mesmo nível e carga. Os modelos em BER apresentaram um comportamento na rotura mais frágil.

8. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi elaborado no âmbito do projeto HiCon - Uso Racional de Betão de Alta Resistência em Estruturas de Laje Fungiforme Sujeitas a Ações Cíclicas e Sísmicas (EXPL/EC M-EST/1371/2013), com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia - Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior.

Este projeto sobre o comportamento de lajes fungiformes com a utilização racional de betão de elevada resistência sob a ação de cargas gravíticas e sísmicas deu já origem a várias publicações [6-42], servindo estas de meio de divulgação da investigação realizada.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] IPQ, “NP EN 12390-3: Ensaio do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio.” Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica, Portugal, p. 21, 2003.
- [2] IPQ, “NP EN 12390-6: Ensaio do betão endurecido - Parte 6: Resistência à tração por compressão de provetes.” Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica, Portugal, p. 14, 2003.
- [3] LNEC, “E397 - Determinação do módulo de elasticidade em compressão.” Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, p. 2, 1993.
- [4] IPQ, “NP EN 10002-1: Materiais metálicos. Ensaio de tração - Parte 1: Método de ensaio.” Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica, Portugal, p. 35, 1990.
- [5] Hallgren, M., “Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs,” Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, 1996.
- [6] RAMOS, A. M. P. e LÚCIO, V. - Post-Punching Behaviour of Prestressed Concrete Flat Slabs. Magazine of Concrete Research, Thomas Telford, 60, no. 4, Maio, 2008.
- [7] FARIA, D., BISCAIA, H., LÚCIO, V. e RAMOS, A – *Punching of reinforced concrete slabs and experimental analysis and comparison with codes*. Proceedings of IABSE-Fib Codes in Structural Engineering – Developments and Needs for International Practice, Cavtat, Dubrovnik, Croácia, Maio 2010.

- [8] GOMES, J. e RAMOS, A. *Estudo Experimental do Punçoamento em Lajes Reforçadas com Armadura Transversal Aderente Pós-Instalada*, Encontro Nacional Betão Estrutural 2010, Lisboa, Novembro, 2010.
- [9] PAIAS, J. e RAMOS, A. - *Estudo Experimental do Punçoamento em Lajes de Betão Reforçado com Fibras de Aço*, Encontro Nacional Betão Estrutural 2010, Lisboa, Novembro, 2010.
- [10] RAMOS, A. P., LÚCIO, V e REGAN, P.E. - *Punching of flat slabs with in-plane forces*, Engineering Structures, Volume 33, Issue 3 , Março, 2011.
- [11] FARIA, D.; LÚCIO, V.; RAMOS, A. – *Strengthening of flat slabs with post-tensioning using anchorages by bonding*. Engineering and Structures, Volume 33, Junho 2011, págs. 2025-2043.
- [12] FARIA, D., BISCAIA, H., LÚCIO, V. e RAMOS, A - *Material and geometrical parameters affecting punching of reinforced concrete flat slabs with orthogonal reinforcement*. Short Paper, fib Symposium PRAGUE 2011 – Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, Praga, República Checa, Junho 2011.
- [13] RAMOS, A., LÚCIO, V., FARIA, D. e INÁCIO, M. - *Punching Research at Universidade Nova de Lisboa*. Design Of Concrete Structures and Bridges Using Eurocodes, Bratislava, Eslováquia, Setembro 2011.
- [14] FARIA, D., LÚCIO, V., e RAMOS, A. - *Pull-out and push-in tests of bonded steel strands*. Magazine of Concrete Research, Thomas Telford, Volume 63, Issue 9, pp 689-705, September, 2011.
- [15] FARIA, D., INÁCIO, M., LÚCIO, V. e RAMOS, A. - *Punching of Strengthened Concrete Slabs – Experimental Analysis and Comparison with Codes*, IABSE, Structural Engineering International, No. 2 – “Codes of Practice in Structural Engineering”, Maio 2012.

- [16] GOMES, J. e RAMOS, A. P. - *Punçamento em Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos Transversais Aderentes (Parte 1)*. Revista Internacional Construlink, Nº 30, Junho de 2012, Vol. 10, 23-33.
- [17] GOMES, J. e RAMOS, A. P. - *Punçamento em Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos Transversais Aderentes (Parte 2)*. Revista Internacional Construlink, Nº 30, Junho de 2012, Vol. 10, 34-43
- [18] FARIA, D., LÚCIO, V., e RAMOS, A., *Post-Punching Behaviour of Flat Slabs Strengthened with a New Technique using Post-Tensioning*, Engineering Structures, Volume 40, Julho 2012, pp 382-397.
- [19] MAMEDE, N., RAMOS, A. e FARIA, D. - *Análise do efeito de características mecânicas e geométricas que afetam o comportamento ao Punçamento de lajes fungiformes*, Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Outubro de 2012.
- [20] FARIA, D.; LÚCIO, V. e RAMOS, A. - *Reforço de lajes com recurso a pós-tensão com ancoragens por aderência*, Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Outubro de 2012.
- [21] INÁCIO, M.; RAMOS, A.; LÚCIO, V. e FARIA, D. - *Punçamento de lajes fungiformes reforçadas com parafusos – efeito da área e posicionamento da ancoragem*, Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Outubro de 2012.
- [22] INÁCIO, M.; RAMOS, A.; FARIA, D. – *Strengthening of flat slabs with transverse reinforcement by introduction of steel bolts using different anchorage approaches*. Engineering and Structures, Volume 44, Novembro 2012, págs. 63-77.
- [23] CLÉMENT, T., RAMOS, A. P., FERNÁNDEZ RUIZ, M. e MUTTONI, A. - *Design for punching of prestressed concrete slabs*. Structural Concrete, 14: 157–167. 2013.

- [24] MAMEDE, N.; RAMOS, A., FARIA, D. – *Experimental and parametric 3D nonlinear finite element analysis on punching of flat slabs with orthogonal reinforcement*. Engineering and Structures, Volume 48, Março 2013, p. 442-457.
- [25] INÁCIO, M.; RAMOS, A., LÚCIO, V. e FARIA, D. - *Punching of High Strength Concrete Flat Slabs - Experimental Investigation*, Proceedings of fib symposium Tel Aviv 2013, 4p, Tel Aviv, Abril de 2013.
- [26] FARIA, D.; LÚCIO, V. e RAMOS, A. - *Development of a Design Proposal for a Slab Strengthening System using Prestress with Anchorages by Bonding*, Proceedings of fib symposium Tel Aviv 2013, Tel Aviv, Abril 2013.
- [27] GOUVEIA, N.; FERNANDES, N., FARIA, D.; RAMOS A. e LÚCIO, V. - *Punching of Steel Fibre Reinforcement Concrete Flat Slabs*, Proceedings of fib symposium Tel Aviv 2013, Tel Aviv, Abril, 2013.
- [28] SILVA, R.; FARIA, D.; RAMOS, A.; INÁCIO, M. - *A physical approach for considering the anchorage head size influence in the punching capacity of slabs strengthened with vertical steel bolts*, Structural Concrete, Junho, 2013.
- [29] Nuno D. Gouveia, Nelson A.G. Fernandes, Duarte M.V. Faria, António M.P. Ramos, Válder J.G. Lúcio, *SFRC flat slabs punching behaviour – Experimental research*, Composites Part B: Engineering, Volume 63, July 2014, Pages 161-171, ISSN 1359-8368, <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.04.005>.
(<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1359836814001486>)
- [30] Thibault Clément, António Pinho Ramos, Miguel Fernández Ruiz, Aurelio Muttoni, *Influence of prestressing on the punching strength of post-tensioned slabs*, Engineering Structures, Volume 72, 1 August 2014, Pages 56-69, ISSN 0141-0296, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.034>.
(<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614002478>)

- [31] A. Pinho Ramos, Válder J.G. Lúcio, Duarte M.V. Faria, *The effect of the vertical component of prestress forces on the punching strength of flat slabs*, Engineering Structures, Volume 76, 1 October 2014, Pages 90-98, ISSN 0141-0296, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.039>.
(<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614003952>)
- [32] Duarte M. V. Faria, Jürgen Einpaul, António M. P. Ramos, Miguel Fernández Ruiz, Aurelio Muttoni, *On the efficiency of flat slabs strengthening against punching using externally bonded fibre reinforced polymers*, Construction and Building Materials, Volume 73, 30 December 2014, Pages 366-377, ISSN 0950-0618, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.084>.
(<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061814011003>)
- [33] Micael M.G. Inácio, André F.O. Almeida, Duarte M.V. Faria, Válder J.G. Lúcio, António Pinho Ramos, *Punching of high strength concrete flat slabs without shear reinforcement*, Engineering Structures, Volume 103, 15 November 2015, Pages 275-284, ISSN 0141-0296, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.010>.
(<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615005738>)
- [34] Gouveia, N.D., Faria, D.M.V. e Ramos, A. M. P. *Punçoamento em lajes de betão com fibras de aço*. Revista Internacional tech ITT, N° 34, Outubro de 2013, Vol. 11, 22-31.
- [35] Válder Lúcio, Duarte Faria, António Ramos e João Ferreira, *Reabilitação Estrutural de Edifícios com Pós-Tensão*, REHABEND 2014, Santander, Espanha, April 2014, pp 1591-1599, DOI: 10.13140/2.1.2334.0807.
- [36] Nuno Gouveia, Ana Luísa Custódio, Duarte Faria, António Ramos, *A Minimization Procedure for the Determination of SFRC Tensile Behaviour*, EngOpt 2014, 4th International Conference on Engineering Optimization, Lisbon, September 2014, DOI: 10.13140/2.1.1416.5767.
- [37] André Almeida, Micael Inácio, Válder Lúcio and António Ramos, *Flat Slab Punching Behaviour under Cyclic Horizontal Loading*, Short Paper, Proceedings of fib symposium Copenhagen 2015, Concrete – Innovation and Design, 2p, Copenhagen, Denmark, May 2015.

- [38] Gouveia, N.D., Custódia, A.L., Faria, D.M., Ramos, A.P. *Determinação de Relações Tensão-Abertura de Fendas de BRFA através de Análise Inversa*, 9º Congresso Nacional de Mecânica Experimental, Aveiro, Outubro de 2014.
- [39] André Almeida, Micael Inácio, Válder Lúcio e António Ramos. *Punçoamento em Lajes Fungiformes Sujeitas a Ações Cíclicas horizontais – Estudo Experimental*, 5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2014, 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, Novembro, 2014.
- [40] Elaine Albuquerque, Guilherme Melo, António Ramos e Válder Lúcio. *Estudo Teórico-Experimental da Resistência ao Punçoamento de Lajes Fungiformes de Betão Aramado com Pilar de Canto Reentrante sem Armadura de Punçoamento*, 5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2014, 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, Novembro, 2014.
- [41] Nuno Mamede, Duarte Faria e António Ramos. *Análise Numérica do Punçoamento em Lajes Fungiformes Pré-Esforçadas*, 5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2014, 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, Novembro, 2014.
- [42] Micael Inácio, Duarte Faria, Válder Lúcio e António Ramos. *Punçoamento em Lajes Fungiformes de Betão de Elevada Resistência – Estudo Experimental*, 5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2014, 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, Novembro, 2014.