

Análisis numérico del proceso de fallo de una losa de hormigón armado con modelos de fractura no lineal

Numerical analysis of the failure process of a reinforced-concrete slab with non-linear fracture models

José Joaquín Ortega Parreño^{*, a}, Lucía Garijo Alonso^b, Gonzalo Ruiz López^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P. Universidad de Castilla-La Mancha. Personal investigador. JoseJoaquin.Ortega@uclm.es

^b Dra. Arquitecta. Universidad de Castilla-La Mancha. Personal investigador. Lucia.Garijo@uclm.es

^c Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P. Universidad de Castilla-La Mancha. Catedrático de Universidad. Gonzalo.Ruiz@uclm.es

RESUMEN

La Universidad Politécnica de Valencia organizó en 2018 el concurso "Cátedra ECSA" que proponía obtener la carga máxima y el modo de rotura de una losa de hormigón armado. Esta losa, de 2.4 m de lado, se apoyaba en cuatro puntos y soportaba una carga central más otra en un vértice, junto al que había un orificio. La solución más aproximada se obtuvo mediante un modelo numérico de elementos finitos realizado con el programa comercial ATENA, empleando modelos constitutivos no lineales y de fisura cohesiva. Los resultados muestran la evolución de la deformación con la carga, que crece rápidamente tras plastificar las armaduras, y el modo de fallo por punzonamiento en los apoyos.

ABSTRACT

The Polytechnic University of Valencia organised in 2018 the contest "Cátedra ECSA", which proposed to obtain the maximum load and the failure mode of a reinforced-concrete slab. This 2.4 m side slab was supported on four points and bore a central load plus another one on a vertex close to a hole. The most approximate solution was obtained by a numerical model of finite elements created with the commercial programme ATENA, which used non-linear constitutive models and cohesive crack models. The results show the evolution of the deformation with the load, which increases faster after the plastification of the reinforcing bars, and the failure mode by punch in the supports.

PALABRAS CLAVE: losa, hormigón, armadura, simulación, fractura, daño, plastificación, fallo.

KEYWORDS: slab, concrete, reinforcement, simulation, fracture, damage, plastification, failure.

1. Introducción

El concurso "Cátedra ECSA, Cátedra Construcción Sostenible y Avanzada" [1] se realizó en 2018, organizado por la Universidad Politécnica de Valencia en colaboración con la empresa Edificaciones Castelló S. A. El

objetivo del concurso era analizar el comportamiento de una losa de hormigón armado y predecir su carga de rotura. Para la participación en el concurso se proporcionaban los datos de la geometría, materiales y

condiciones de carga y apoyo. Tras ello, los participantes elaboraban su solución remitiéndola a los organizadores. Finalizada esa etapa, se realizaba el ensayo real de la losa en las condiciones previstas y se comparaban los resultados reales con los propuestos por los participantes. La solución ganadora se determinó en función del nivel de aproximación de los resultados previstos a los obtenidos en la realidad y es la que se describe en el presente artículo.

Esta solución se obtuvo a través de una simulación numérica con un modelo de elementos finitos, considerando la fractura cohesiva del hormigón y definiendo las barras de armado de forma individual como elementos unidimensionales embebidos en los elementos tridimensionales del hormigón.

Este tipo de concursos se han realizado desde hace décadas [2], destacando recientemente los destinados a estudiar los efectos sísmicos en pequeñas estructuras a escala real [3-8], y constituyen una manera eficaz para comparar las soluciones obtenidas mediante diferentes métodos, pudiendo contrastar así el efecto de las distintas hipótesis contempladas en cada uno. Del mismo modo, ayudan a definir las consecuencias para la seguridad estructural según el empleo de uno u otro método.

2. Caso de estudio

El caso de estudio consistía en una losa cuadrada de hormigón armado de 2.4 m de lado y 0.25 m de canto. La losa se apoyaba centrada sobre cuatro puntos dispuestos en cuadrado, separados 1.88 m. Próximo a una de las esquinas de la losa se encontraba un orificio cuadrado de 0.15 m de lado a una distancia de 0.45 m de los dos laterales correspondientes. El armado de la losa consistía en un emparrillado superior de barras de 8 mm de diámetro ($\varnothing 8$) cada 100 mm en ambas direcciones y otro inferior con barras de $\varnothing 12$. Adicionalmente se

disponía en la parte inferior un emparrillado menor con 13 barras de $\varnothing 12$ y 1.3 m de longitud en ambas direcciones, separadas también 100 mm. Finalmente, en los dos laterales correspondientes al orificio se disponía un zuncho con tres barras superiores e inferiores de $\varnothing 8$ y $\varnothing 12$, respectivamente, separadas 100 mm, y con cercos de $\varnothing 6$ cada 100 mm. El recubrimiento mínimo en todos los casos era de 20 mm.

Respecto a los materiales, se daban dos resultados experimentales de resistencia a compresión del hormigón (34.4 MPa y 31.6 MPa) tomando la media como valor de referencia (33 MPa). De las barras de armado se indicaba que estaban hechas con acero B500, con límite elástico de 558 MPa.

En cuanto a las condiciones de carga, se aplicaba una fuerza A en el centro de la losa y una fuerza B seis veces menor en el vértice de la losa correspondiente al orificio. El punto de aplicación de esta fuerza B se encontraba a una distancia de 95 mm de los bordes de la losa. La aplicación de ambas fuerzas se realizaba a través de actuadores de 100 mm de diámetro sobre placas de reparto cuadradas de acero de 20 mm de espesor. En el caso de la fuerza A la placa tenía 700 mm de lado y en el de la fuerza B, 300 mm. Adicionalmente, se disponían unas placas de reparto menores en los apoyos.

Una vez definidos todos los elementos que intervienen en el problema, se pedía determinar el tipo de rotura, la carga máxima soportada y la flecha del punto central de la losa al 60% de la carga máxima.

3. Método

El método empleado fue un modelo de elementos finitos realizado con el programa comercial ATENA [9], que puede realizar análisis no lineales y cuenta con modelos constitutivos para hormigón. Este programa se ha empleado anteriormente para reproducir la extracción de anclajes metálicos de paneles de

hormigón armado [10] y para el estudio del efecto de escala en morteros de cal [11], que como material cuasifrágil tiene un comportamiento en fractura similar al hormigón.

La losa de hormigón se modeló según las dimensiones dadas, incluyendo el orificio. En los puntos de apoyo y de aplicación de las cargas se ubicaron las placas metálicas de reparto correspondientes. A modo de actuadores de aplicación de las fuerzas A y B, se dispusieron dos elementos auxiliares para la transmisión de estas fuerzas. Finalmente, las barras de armado se introdujeron de forma discreta mediante elementos unidimensionales que forman una malla superpuesta a la de los elementos finitos que representan el volumen de hormigón, con compatibilidad de deformaciones entre ellas. De esta manera, cada elemento que interviene en el problema quedaba convenientemente definido.

Para la definición de los materiales se emplearon los datos proporcionados. El hormigón se definió como un material de fractura cohesiva mediante un modelo de fisuración en banda [12] con una función de ablandamiento exponencial [13] y un criterio de fallo de tensiones triaxiales [14]. A partir de la resistencia a compresión se derivaron el resto de propiedades mecánicas necesarias siguiendo el Código Modelo [15] (módulo elástico, resistencia a tracción y energía de fractura). Las barras de armado se definieron con una ley bilineal elástica-perfectamente plástica con módulo elástico de 210 GPa y carga máxima de 558 MPa. En cuanto a las placas de reparto y piezas auxiliares, se adoptó un material perfectamente elástico con módulo de elasticidad de 210 GPa, ya que no se esperaba que fallaran durante el ensayo real.

El mallado de la losa de hormigón se hizo con elementos finitos cúbicos de 50 mm de lado y 8 nodos. En el caso de las placas de reparto, la base de los elementos era la misma para permitir la compatibilidad de las mallas de

los diferentes elementos pero adaptando la altura a los 20 mm del espesor de esas piezas. Respecto a las condiciones de contorno se impidió el movimiento vertical de los nodos correspondientes con los apoyos y las fuerzas A y B se aplicaron en los nodos centrales de la cara superior de las respectivas piezas auxiliares para transmitir las cargas. Adicionalmente a estas cargas, se incluyó en el análisis el peso propio de los materiales.

En la Figura 1 se muestra el esquema de las condiciones de contorno del modelo, la geometría de los diferentes elementos con su mallado y una vista en planta de las barras de armado introducidas.

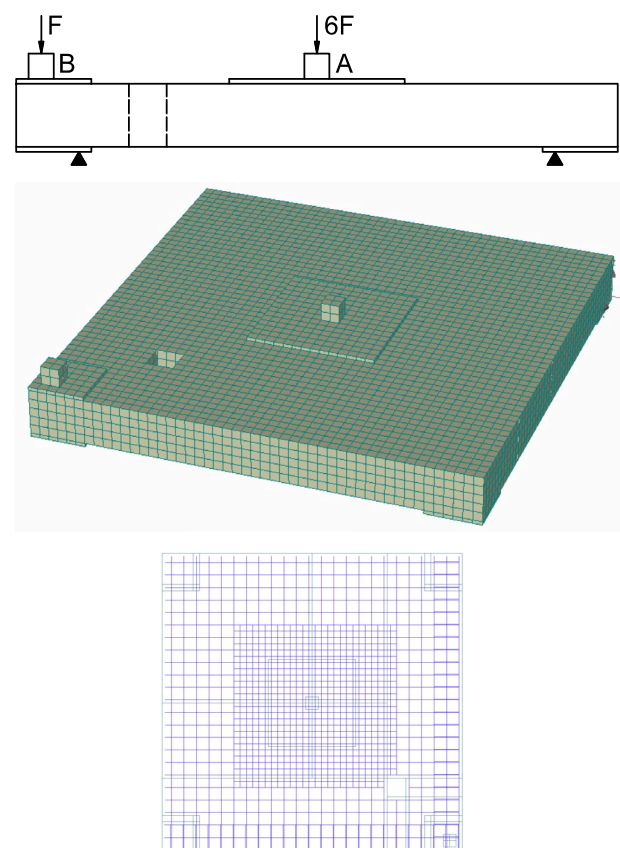


Figura 1. Condiciones de contorno, geometría del modelo y malla embebida de barras de armado.

4. Resultados

Los resultados arrojados por el modelo consisten en la curva carga-desplazamiento ($P-\delta$) en el centro de vano, la distribución de tensiones y desplazamientos dentro de la

geometría analizada y su deformada. La curva $P-\delta$ (Figura 2) ofrece los resultados pedidos de carga máxima y de flecha para el 60% de ese valor. La curva muestra un tramo inicial de mucha rigidez pasando después a otro tramo menos vertical que finalmente pasa a un tercer tramo mucho más tendido. Como valor de carga máxima del modelo (P_m) se adoptó el valor último, $P_m = 1080$ kN, cuando el cálculo se interrumpe por deformaciones excesivas. Por tanto, la flecha al 60% de P_m (648 kN) resulta $\delta_m = 7$ mm. Estos valores se pueden comparar con los obtenidos experimentalmente, siendo la carga máxima experimental $P_e = 782$ kN y la flecha para el 60% de ese valor $\delta_e = 4.3$ mm.

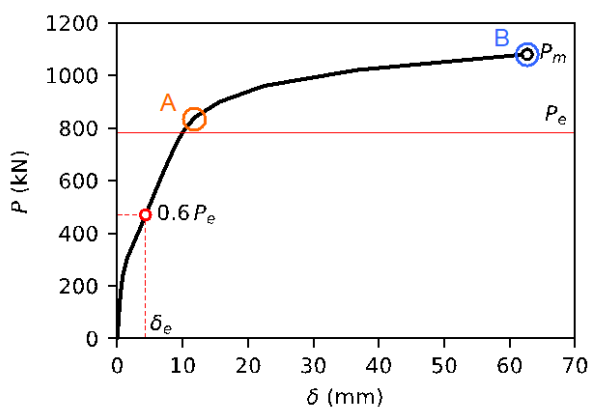


Figura 2. Curva carga-flecha en el centro de vano.

Como se puede comprobar, hay una diferencia apreciable entre los datos extraídos del modelo y los del ensayo real. Sin embargo, si se localiza la carga P_e en la curva $P-\delta$ del modelo se advierte que coincide aproximadamente con el punto en el que la deformación inicia un crecimiento rápido. La causa de este comportamiento se puede analizar estudiando el estado de tensión en las armaduras. La Figura 3 muestra dos momentos diferentes del nivel de tensión en cada barra de acero del emparrillado inferior, destacándose las zonas en las que ya se ha alcanzado la tensión de plastificación y en qué dirección se propaga. La primera situación se corresponde con el punto A marcado en la Figura 2, aproximadamente coincidente con el valor de P_e , donde se observa que la plastificación ya se ha iniciado en el centro de

las barras de los laterales donde no hay zuncho. Esto indica que el modelo capta correctamente el inicio del fallo de la losa, momento en el que el ensayo ya se interrumpe mientras que el modelo permite continuar hasta alcanzar el estado mostrado en el punto final B, donde la plastificación se ha extendido ampliamente por todo el emparrillado. Por tanto, tomando como criterio para seleccionar la carga máxima de la losa el comienzo de la plastificación de las armaduras, el valor obtenido sería muy próximo al real. A partir de ese punto, el modelo podría estar permitiendo una deformación excesiva debido a que el modelo constitutivo simplificado utilizado para las armaduras no limita la deformación máxima que pueden alcanzar.

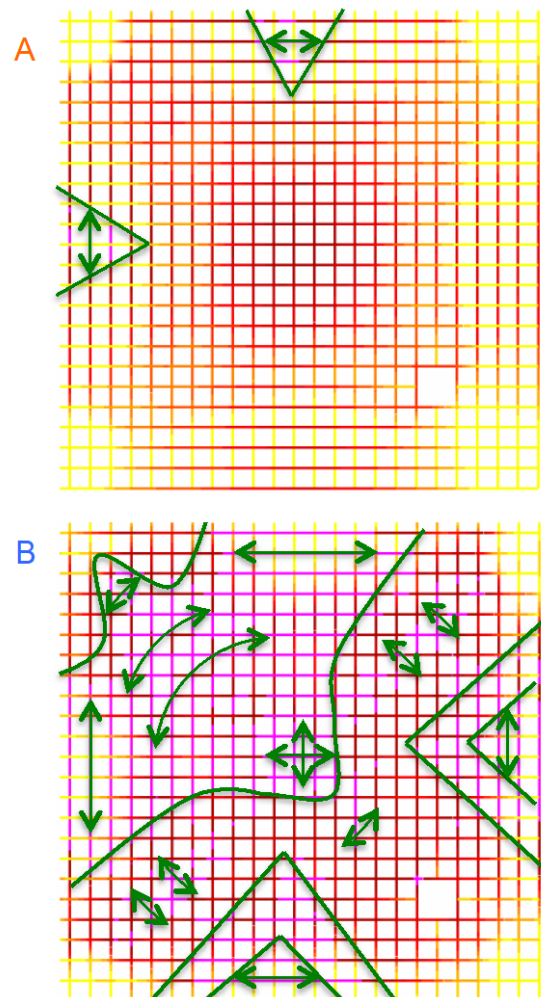


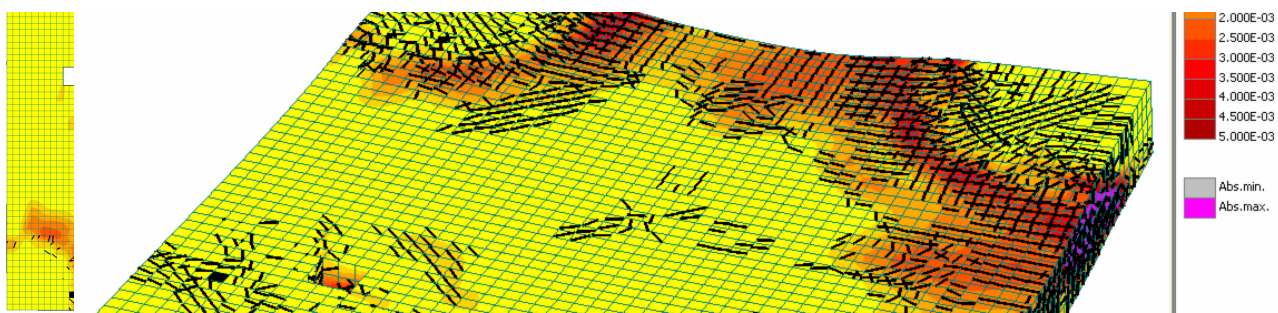
Figura 3. Evolución de la plastificación de las barras del emparrillado inferior: a) comienzo del fallo y b) extensión total de la plastificación al final de la simulación.

En cuanto a la flecha, δ_e y su valor asociado de carga, el 60% de P_e , constituyen un punto de la curva experimental real que coincide exactamente con la curva del modelo. Esto quiere decir que el modelo proporciona la trayectoria correcta de la curva, al menos, hasta ese nivel avanzado de carga.

Con respecto al tipo de rotura, la deformada del modelo permite analizar el modo de fallo de la losa. La Figura 4 muestra la losa de hormigón en el estado final de rotura, mostrando con la gradación de colores las zonas de concentración del daño en el hormigón. Igualmente, las líneas negras en los elementos finitos marcan la dirección de las fisuras con una apertura mayor de 1 mm. A la vista de estos resultados, se puede comprobar que el daño se acumula en torno a los tres apoyos opuestos al que se corresponde con el

orificio de la losa, donde también se está aplicando la fuerza B. Esto quiere decir que estos dos factores se están contrarrestando eficazmente mediante los zunchos dispuestos en los dos laterales de ese vértice de la losa, que sufre al final menos daño que en los otros tres apoyos.

Estudiando el patrón de daño, se aprecia que en la cara superior se distribuye en círculo alrededor de los apoyos y que en el canto de la losa aparecen arcos de compresión, siendo en la dirección perpendicular a los mismos donde se alcanzan las aperturas de fisura máximas. Esta distribución del daño indica que el modo de fallo que se está produciendo es de punzonamiento en los tres apoyos mencionados y en especial en el diagonalmente opuesto al más próximo al orificio.



5. Conclusiones

En este artículo se describe la solución ganadora del concurso “Cátedra ECSA” de la Universidad Politécnica de Valencia en el que se proponía determinar la carga máxima y el tipo de rotura de una losa de hormigón armado. Esta solución se obtuvo mediante un modelo numérico de elementos finitos, modelando el hormigón con un comportamiento en fractura de fisura cohesiva y definiendo las barras de armado de forma individual mediante una malla de elementos unidimensionales superpuesta a la de los elementos finitos tridimensionales.

La curva carga-desplazamiento obtenida refleja correctamente la evolución observada en la realidad hasta el inicio de la plastificación de las armaduras, momento que ha de adoptarse como criterio para definir la carga de rotura de la losa. Con respecto al modo de fallo, la concentración del daño en torno a los tres apoyos con menos armado muestra el fallo por punzonamiento que se experimenta en esos puntos. Por tanto, la disposición del zuncho lateral resulta una medida eficaz para reforzar el vértice en el que se aplica la fuerza B y donde se encuentra el orificio de la losa, limitando el daño sufrido en esa zona.

Agradecimientos

Los autores agradecen la realización del concurso “Cátedra ECSA” a la Universidad Politécnica de Valencia y a Edificaciones Castelló S. A., y su organización al Prof. Pedro Miguel Sosa. Igualmente, agradecen la financiación del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad, por el proyecto RTC-2017-6736-3.

Referencias

- [1] Cátedra de Empresa “Construcción Sostenible y Avanzada” (CSA), Universidad Politécnica de Valencia, 2018. Disponible en: <http://www.upv.es/contenidos/ECSA/in dex.html> (accedido en octubre de 2019).
- [2] M. P. Collins, F. J. Vecchio y G. Mehlhorn. An international competition to predict the response of reinforced concrete panels. *Canadian Journal of Civil Engineering* 12: 624-644, 1985.
- [3] Y. J. Yu, K. C. Tsai, Y. T. Weng, B. Z. Lin y J. L. Lin. Analytical studies of a full-scale steel building shaken to collapse. *Engineering Structures* 32 (10): 3413-3430, 2010.
- [4] D. G. Lignos, T. Hikino, Y. Matsuoka y M. Nakashima. Collapse assessment of steel moment frames based on E-Defense full-scale shake table collapse tests. *Journal of Structural Engineering-ASCE* 139 (1): 120-132, 2013.
- [5] Y. J. Yu, K. C. Tsai, C. H. Li, Y. T. Weng y C. Y. Tsai. Earthquake response analyses of a full-scale five-story steel frame equipped with two types of dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42 (9): 1301-1320, 2013.
- [6] B. Bayhan. Numerical simulation of shaking table tests on 3D reinforced concrete structures. *Structural Engineering and Mechanics* 48 (2): 151-171, 2013.
- [7] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, H. Varum, M. Grubišić y T. K. Šipoš. Prediction of the earthquake response of a three-storey infilled RC structure. *Engineering Structures* 171: 214-235, 2018.
- [8] J. Zhang y Z. Shu. Optimal design of isolation devices for mid-rise steel moment frames using performance based methodology. *Bulletin of Earthquake Engineering* 16 (9): 4315-4338, 2018.
- [9] ATENA 3D (Versión 4.2.7.5494) [programa]. Červenka Consulting, Praga, República Checa, 2011.
- [10] E. Poveda, J. J. Ortega, G. Ruiz, R. Porras y J. R. Carmona. Normal and tangential extraction of embedded anchor plates from precast façade concrete panels. *Engineering Structures* 110: 21-35, 2016.
- [11] L. Garijo, X. X. Zhang, G. Ruiz, J. J. Ortega y R. C. Yu. Advanced mechanical characterization of NHL mortars and cohesive simulation of their failure behavior. *Construction and Building Materials* 153: 569-577, 2017.
- [12] Z. P. Bažant y B. H. Oh. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures* 16 (3): 155-177, 1983.
- [13] H. W. Reinhardt, H. A. W. Cornelissen y D. A. Hordijk. Tensile tests and failure analysis of concrete. *Journal of Structural Engineering-ASCE* 112 (11): 2462-2477, 1986.
- [14] P. Menétrey y K. J. William. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *ACI Structural Journal* 92 (6): 311-318, 1995.
- [15] FIB Código Modelo 2010, borrador final. Volúmenes 1-2. FIB-Fédération Internationale du Béton, Lausana, Suiza, 2012.