

Fallo a punzonamiento de un forjado bidireccional en Zaragoza

Case study of two-way flat plate punching failure in Zaragoza

Jose Manuel Viver^a, Jesús M. Rodríguez Romero^b Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^c,

Raúl Rubén Rodríguez Escribano^d

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPESA Departamento de Estructuras. jmviver@typsa.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC Jefe del Departamento de Patología. jmrodriguez@intemac.es

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC Director del Área de Evaluación y Patología de Estructuras.

ediazpavon@intemac.es

^d Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC Director de la División de Estudios. rrodriguez@intemac.es

RESUMEN

Uno de los mecanismos de fallo en forjados sin vigas con mayor riesgo de causar daños es el de punzonamiento. En el caso de estudio que se presenta no se llegó a producir el hundimiento, dando tiempo a apuntalar el forjado. El análisis riguroso de las causas permitió obtener conclusiones muy interesantes de cara a las especificaciones a incorporar en la fase de diseño en relación con la colocación de la armadura. Además, durante el proceso de sustitución controlada del forjado de cubierta se pudieron identificar los mecanismos de fisuración interna del forjado en otros pilares, información muy valiosa para entender el comportamiento real de la estructura frente a punzonamiento.

ABSTRACT

One of the failure mechanisms in slabs without beams with the greatest risk of causing damage is punching. In the case study presented here, the collapse did not occur, giving time to shore up the slab. The rigorous analysis of the causes allowed very interesting conclusions to be drawn with regard to the specifications to be incorporated in the design phase in relation to the placement of the reinforcement. In addition, during the process of controlled replacement of the deck slab, it was possible to identify the internal cracking mechanisms of the slab in other columns, which is very valuable information for understanding the real behaviour of the structure in the event of punching.

Translated with DeepL.com (free version).

PALABRAS CLAVE: Forjado bidireccional, punzonamiento, fallo estructural

KEYWORDS: Two-way flat slab, punching, structural failure

1. Introducción

Uno de los mecanismos de fallo en forjados sin vigas con mayor riesgo de causar daños es el de punzonamiento.

Las trágicas consecuencias que puede tener un fallo de este tipo, su carácter frágil, unido a que suelen derivar en fallos en cadena o «efecto

dominó», hacen que deban tomarse ciertas precauciones a nivel de diseño tal y como está recogido en los códigos actuales, pero que no eran frecuentes hasta hace poco.

En el caso de evaluación de estructuras existentes, las configuraciones de armado y la capacidad frente a este tipo de fallo podrían no ser por tanto adecuados para garantizar unas probabilidades de fallo suficientemente bajas de acuerdo con los criterios actuales, lo que exige estar atento a cualquier alteración sobre el estado del forjado (tanto cambios sobre las cargas que los solicitan como de la degradación que pudiera sufrir, que en general exigirán una evaluación específica sobre su seguridad) como a cualquier indicio que pueda surgir y que sea indicativo de un anómalo comportamiento estructural de este tipo de forjados.

El ejemplo que se presenta a continuación responde a esta segunda situación: un forjado

en el que no se había producido ningún cambio de uso ni de incrementos de cargas, y en el que tampoco se habían detectado defectos de durabilidad, pero en el que se apreciaron unos claros indicios de un fallo de punzonamiento, lo que exigió la adopción de medidas cautelares de forma inmediata y desembocó, tras los estudios oportunos, en la decisión final de demoler el forjado.

2. Descripción general del forjado

Se trataba de la cubierta de un aparcamiento construida conforme a planos fechados en el año 1969 y que estaba constituida por una losa maciza de hormigón armado de 35 cm de canto, apoyada directamente sobre pilares y muro perimetral del mismo material. La superficie estaba dividida por una junta de dilatación. En el croquis de la figura 1 se muestra una vista en planta de la superficie de la cubierta, y en la figura 2 una vista aérea de la misma.



Figura 1. Planta general del forjado

La luz tipo entre ejes de pilares era de 7,50 m en la dirección horizontal (longitudinal) y de 8,00 m en la vertical (transversal).

Según se indicaba en la memoria del proyecto, se había calculado la losa de cubierta para las cargas correspondientes a su peso propio (considerando un peso específico del hormigón armado de 25 kN/m^3) y un metro de espesor de tierras (de 18 kN/m^3) de peso específico, cargas permanentes que, con ciertas variaciones, son las que se detectaron en obra (se realizó un levantamiento taquimétrico del que se dedujo que los espesores medios de rellenos eran de 0,75 m en las zonas comunes y de hasta 1,10 m de las zonas ajardinadas más cargadas).



Figura 2. Vista general de la cubierta

A efectos de punzonamiento, el proyecto planteaba dos familias de barras levantadas a unos 45° de diámetros 20 (la más próxima al pilar) y 16 mm, excepto en algunos pilares, de 14 y 12 mm respectivamente. La disposición de proyecto localizaba la rama superior horizontal de los refuerzos muy próxima a la cara superior de la losa, en dos capas, al nivel de la armadura de flexión. El recubrimiento superior, de acuerdo con la memoria de cálculo, era de 1,5 cm.

En la figura 3 se muestra el esquema de armado frente a punzonamiento previsto en los soportes.

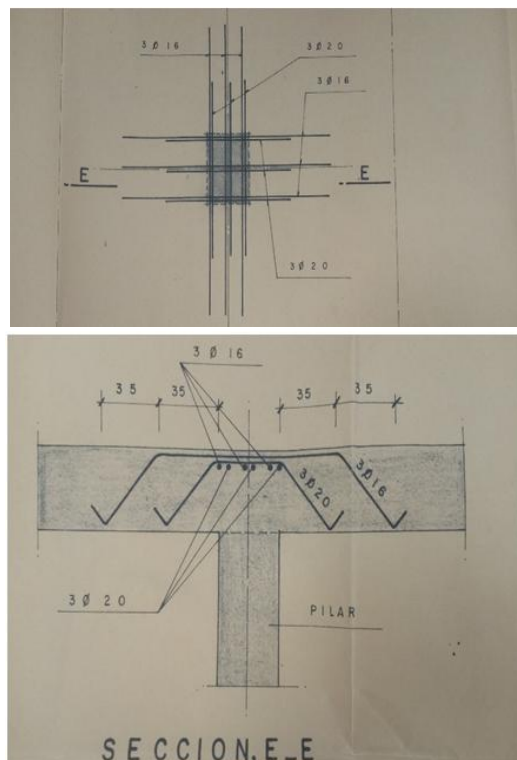


Figura 3. Esquemas de armado frente a punzonamiento, según proyecto

3. Anomalías observadas

En las zonas de apoyo de tres pilares se detectó que se había producido un desconchado de parte del hormigón que recubre la armadura inferior de la losa del forjado, con un descenso de ésta de unos 3 cm respecto a dichos apoyos.

En la figura 1 anterior se destaca la posición de dichos pilares y en la figura 4 se muestran unas vistas de uno de ellos.

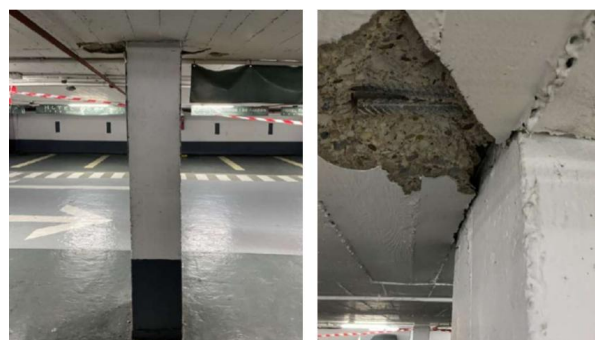


Figura 4. Vistas de las anomalías detectadas en uno de los soportes

4. Resultados de la investigación realizada

El análisis de la situación nominal frente a punzonamiento del forjado (esto es, considerando las cargas existentes sobre el mismo -coincidentes con las previstas en proyecto- y las características de los materiales y esquemas de armado previstos, arrojaron resultados que no justificaban un fallo como los observados, como se detalla más adelante.

Por lo anterior, tras el correspondiente apeo y retirada de tierras se realizaron trabajos de inspección y de investigación en la losa, así como una revisión de la documentación técnica disponible y unas comprobaciones de cálculo, todas ellas actividades encaminadas a obtener conclusiones sobre el origen del fallo.

En concreto se realizaron algunas calas para comprobar los esquemas de armado realmente dispuestos así como una caracterización del hormigón de dichos forjados mediante la extracción de probetas testigo, a partir de cuyos resultados se realizaron las comprobaciones oportunas. Destacamos a continuación los principales resultados de dichas investigaciones:

4.1. Caracterización de los esquemas de armado.

Se realizó mediante la apertura calas en distintas secciones críticas de los forjados, una vez este había sido apeado. En ellas se detectó que en torno a algunos pilares la armadura de punzonamiento se había colocado mucho más profunda de lo previsto en proyecto, por encima de 14 cm. En particular, en el caso de uno de los apoyos siniestrados (pilar 37) la rama horizontal de la armadura de refuerzo de punzonamiento se situaba a 24 cm de la cara superior de la losa, es decir, totalmente “caída” o desplazada, probablemente durante el hormigonado (figura 5 siguiente).



Figura 5. Vistas de algunas de las calas realizadas. Se señala en rojo el tramo horizontal de la armadura de punzonamiento, caída.

De las investigaciones “in situ” realizadas cabe destacar también que de los trabajos topográficos y de la retirada de tierras se comprobó que el espesor medio de estas dispuesto sobre la losa era de unos 75 cm y el máximo en unos 110 cm de promedio en las zonas ajardinadas. Esta circunstancia implica que la carga total que debía resistir la losa en el instante del fallo en las zonas más cargadas era prácticamente coincidente (apenas un exceso de un 10%) respecto a la carga de diseño considerada en el proyecto original, por lo que los posibles sobreespesores de tierras puntuales no constituyen el origen de los daños.

4.2. Caracterización del hormigón

Se obtuvieron valores acordes al proyecto, si bien con una amplia dispersión de resultados como es relativamente habitual en estructuras de cierta antigüedad.

En concreto, un análisis conjunto de los valores de resistencia a compresión –una vez descartado que existieran valores atípicos o estadísticamente aberrantes- daba lugar a los parámetros que se muestran a continuación:

- Tamaño de la muestra, $n = 8$
- Resistencia media, $f_{cm} = 36 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de variación, $\delta = 0,24$
- Resistencia característica, $f_{ck} = 22,2 \text{ N/mm}^2$

También se indica la resistencia característica in situ resultante, $f_{ck}^{(1)}$, suponiendo una

¹ Los valores mostrados se refieren al hormigón a pie de obra, previamente a colocarse en la estructura. En este sentido, en el texto se diferencia entre dicha resistencia característica, f_{ck} , de la del hormigón en la propia estructura, $f_{ck,ais}$ (*actual uniaxial in-situ concrete compressive strength in the structure*), de la que se deduciría del tratamiento de resultados de los propios testigos, $f_{ck,is}$.

distribución lognormal, según la norma UNE-EN 13791:2020 [1]. Dicha resistencia característica resultaba del mismo orden que la resistencia característica especificada en el proyecto $\sigma_{bk} = 210 \text{ kp/cm}^2 = 21,4 \text{ N/mm}^2$.

4.3. Comprobaciones de cálculo

Con base en la información recabada “in situ” se realizaron comprobaciones sobre las condiciones de seguridad frente a punzonamiento de los forjados.

En una primera aproximación dichas comprobaciones se realizaron de acuerdo con los procedimientos expuestos tanto en la normativa que sirvió de base para el diseño de la losa (Instrucción HA-68 [2]) como en normativas actuales (en concreto en la Instrucción EHE de 1998 [3], en la Instrucción EHE-08 [4] vigente cuando se efectuó el estudio, o el Eurocódigo 2 [5]). Dichas comprobaciones se realizaron sobre pilares interiores en los que la armadura de punzonamiento se encontraba totalmente caída y era por tanto ineficaz, considerando por tanto únicamente la contribución del hormigón. El formato de dichas comprobaciones consistió en calcular el coeficiente K:

$$K = \frac{R_a}{S_a}$$

Donde R_a es la resistencia de cálculo de punzonamiento (es decir ya afectada por los coeficientes de minoración de los materiales) y S_a la sollicitación considerada para la evaluación, mayorada por los coeficientes parciales de seguridad para las acciones. En relación con dichos coeficientes parciales de seguridad, en dicha aproximación se consideraron los que serían de aplicación en situación de diseño en cada caso.

Los resultados de estas comprobaciones, incluso sin considerar sobrecarga alguna sobre los rellenos, arrojaron coeficientes muy inferiores a la unidad, $K=0,3$ a $0,4$, no siendo por tanto admisibles en ningún caso. Lógicamente considerando alguna sobrecarga

sobre los rellenos, el coeficiente K sería incluso inferior al anterior. Se justificaban por tanto los fallos detectados, y la losa se encontraría en situación de refuerzo.

Si bien dichos resultados ya eran concluyentes por sí solos, se realizó también un análisis probabilista del posible fallo a punzonamiento de uno de los soportes en los que se había dicho fallo. Para ello llevamos a cabo una simulación de Montecarlo en uno de los pilares interiores considerando igualmente solo la contribución del hormigón. En la caracterización probabilista de dicha capacidad se tuvieron en cuenta las incertidumbres inherentes a la propia caracterización del hormigón, así como al modelo de comportamiento frente a punzonamiento, en tanto que a efectos de las sollicitaciones se consideraron modelos probabilistas para las cargas debidas a peso propio y a las tierras sobre el soporte analizado, así como para el modelo de efectos de las acciones, acordes a los recogidos en [7]. No se consideró, en cambio, la existencia de sobrecargas sobre las tierras. A modo de resumen la probabilidad de fallo a punzonamiento de un soporte interior resultaba muy elevada, del 64 %, y justificaría los fallos observados. Compárese dicho valor con la probabilidad de fallo del orden del 0,01 % que normalmente se admite a efectos de diseño, concretamente con el $7,2 \times 10^{-5}$ que corresponde a un índice de fiabilidad de $\beta=3,8$ que habitualmente se utiliza como referencia. Estos resultados contrastan con los que se obtendrían en el supuesto de contar con la armadura de punzonamiento en su posición: repitiendo los cálculos con dicha consideración, así como modificando ciertos valores de la dispersión de las variables para reflejar las consideraciones de diseño, se obtuvieron probabilidades de fallo incluso inferiores a dicho valor de referencia (debe tenerse en cuenta que en dichos análisis no se contemplaron las sobrecargas de uso).

4.4. Comentarios sobre los resultados obtenidos

De acuerdo con los resultados expuestos en el apartado anterior el origen de los daños en torno a los soportes, correspondientes a fallos de punzonamiento, residía en una disposición ineficaz de la armadura de punzonamiento que, en la práctica, invalidaba su contribución a la resistencia frente a este modo de fallo. Desgraciadamente la carga real de acabados y tierras dispuesta sobre la losa excedía ligeramente además la prevista en el proyecto, de modo que tan solo con la contribución del hormigón las condiciones de seguridad de origen, tal y como se ejecutó la losa, no resultaban válidas.

En relación con dicho fallo, en el croquis de la figura 6 se muestra un diagrama de bielas y tirantes explicativo (simplificadamente) de la transmisión de los esfuerzos en la región de apoyo de la losa de cubierta sobre el pilar: la flexión negativa induce las tracciones horizontales superiores (resistidas por la armadura de flexión) y la compresión horizontal del cordón inferior. El esfuerzo cortante, en las inmediaciones del apoyo se transmite mediante la biela de compresión inclinada AB (trazo discontinuo). La armadura de punzonamiento se dispone para absorber el campo de tracciones diagonal AC (trazo no discontinuo), necesario para el equilibrio.

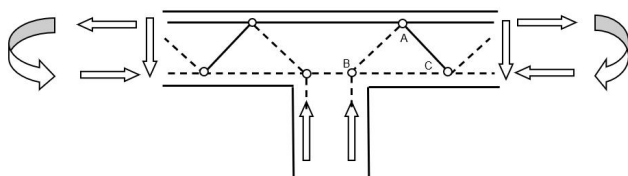


Figura 6

La disposición de la armadura de punzonamiento prevista en los planos (ver figura 3 anterior) es válida y coherente con dicha transmisión. En efecto, las barras levantadas de refuerzo frente a punzonamiento se disponen con las ramas horizontales superiores a la cota de la armadura de flexión, asegurando por tanto la transmisión de la

tracción en el tirante a lo largo de toda la longitud AC.

Si la armadura de punzonamiento se sitúa excesivamente baja (en el caso del pilar 37 el recubrimiento de la rama horizontal superior era de unos 25 cm, totalmente “caída” por tanto) obsérvese que en tales condiciones el tirante queda interrumpido, no pudiendo transmitir las tracciones en el tramo AA’ (figura 7), apareciendo la fisuración observada al sólo contar con el hormigón para resistir el campo diagonal de tracciones.

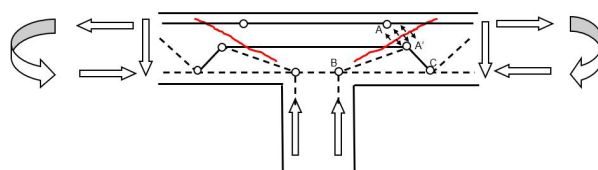


Figura 7

En estas condiciones es claro que se produciría el fallo por punzonamiento si la armadura fuera necesaria para resistir dicho esfuerzo, lo que es el caso debido al importante espesor de tierras sobre la losa. La existencia de armadura horizontal inferior pasando por encima del pilar, explica el que no se haya producido el colapso completo.

6. Discusión de resultados

En los apartados anteriores se han expuesto las causas del fallo a punzonamiento de un forjado de cubierta de una plaza pública, el cual se produjo debido a un grave defecto de ejecución en la disposición de la armadura de punzonamiento.

Afortunadamente, la propia armadura longitudinal caída en las proximidades de la cara inferior y pasando por el interior del pilar, dio cierta ductilidad y robustez al fallo, “colgándose” el forjado en el pilar a modo de catenaria. Este comportamiento pone de manifiesto la recomendación existente en las normativas actuales de armadura longitudinal pasando por el interior del soporte. Dicha recomendación viene del Código Modelo MC-90 [8] y ya la incorporó la Instrucción EHE-98 [3] parcialmente. Actualmente, tanto el Código

Estructural vigente, como la futura generación de Eurocódigos [6], mantienen dicha exigencia, especificando estos últimos (no lo hacían las Instrucciones EHE ni el actual Eurocódigo - reproducido en este sentido en el Código Estructural [9]-, que únicamente pasen dos barras por el interior del pilar) que dichas armaduras deben disponerse en la cara inferior del forjado (las armaduras de la cara superior apenas contribuyen, al desprenderse con el hormigón de recubrimiento) y deben tener, como mínimo, capacidad para absorber todo el esfuerzo de punzonamiento, para evitar el colapso (de hecho, dicha armadura se denomina *integrity reinforcement against progressive collapse of flat slabs* y debe tener unos requisitos mínimos de ductilidad: aceros tipo B o C, considerándose en [6] -como ya se hace el actual Model Code [10]-, lógicamente, una mayor contribución de estos últimos por permitir mayores deformaciones y por tanto una mayor reacción por el efecto catenaria referido anteriormente).

A pesar de no llegar a producirse el colapso, el coste de los refuerzos necesarios para garantizar la seguridad de la estructura condujo a la decisión de demoler el forjado de cubierta. El proceso de sustitución controlada de dicho forjado mediante cortes con sierra permitió identificar los mecanismos de fisuración interna del forjado en torno a algunos pilares (figura 8), información muy valiosa para entender el comportamiento real de la estructura frente a punzonamiento.



Figura 8. Vista, durante el proceso de demolición, de la fisuración del forjado por punzonamiento en torno a un pilar

6. Conclusiones

El fallo por punzonamiento expuesto en los apartados anteriores pone de manifiesto la importancia del control de ejecución, así como la de incorporar en la fase de diseño especificaciones en relación con la colocación de la armadura de forjados sin vigas.

Dicho caso sirve además para prestar especial atención a la evaluación de estructuras existentes, debiéndose tener en cuenta que las configuraciones de armado y la capacidad frente a fallos de tipo frágil como es el de punzonamiento podrían no ser adecuados para garantizar unas probabilidades de fallo suficientemente bajas de acuerdo con los criterios actuales, lo que exige estar atento a cualquier alteración sobre el estado del forjado (tanto cambios sobre las cargas que los solicitan como de la degradación que pudiera sufrir, que en general exigirán una evaluación específica sobre su seguridad) como a cualquier indicio que pueda surgir y que sea indicativo de un anómalo comportamiento estructural de este tipo de forjados, como ocurrió en el ejemplo expuesto.

Referencias

- [1] UNE EN13791:2020. *Evaluación de la resistencia a compresión in situ en estructuras y elementos prefabricados de hormigón*. AENOR, 2020 (Transcripción de la Norma europea EN 13791:2019. *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*. August 2019)
- [2] Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, EH-68. Ministerio de Fomento. España. Madrid, 1968.
- [3] Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, EHE. Ministerio de Fomento. España. Madrid, 1998.

- [4] *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08*. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [5] AENOR. *UNE-EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. Abril 2013.
- [6] CEN/TC250. *EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. February 2023.
- [7] JCSS. *Probabilistic Model Code*. 2001.
- [8] CEB-FIP. *Model Code 90*. 1993.
- [9] *Código Estructural*. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. Secretaría General Técnica. 2021.
- [10] FIB. *Model Code for concrete structures 2010*. 2013.