

Experiencias en la verificación estructural de elementos de hormigón reforzados con fibra de vidrio para el edificio Antares

Experiences in the structural verification of glass-fibre reinforced concrete elements

Alejandro Nogales Arroyo^a, Albert de la Fuente Antequera^b y Marcos López Antich^c

^a Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Catalunya. Investigador postdoctoral.

alejandronogales@upc.edu

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Catalunya. Catedrático. albert.de.la.fuente@upc.edu

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Econcretus. mlopez@econcretus.com

RESUMEN

La combinación de hormigones de muy alta resistencia junto con el uso de fibras, sustituyendo parcial o totalmente el armado tradicional, ha revolucionado la industria de prefabricación dando lugar a una amplia gama de posibilidades para la fabricación de distintos elementos arquitectónicos. En este sentido, esta comunicación pretende documentar las experiencias para la validación estructural de dos elementos de fachada: paneles de antepecho y paneles de techo fabricados con hormigón reforzado con fibras de vidrio para el edificio Antares, en Barcelona. La validación fue realizada mediante simulaciones de elementos finitos y ensayos experimentales, para los paneles de antepecho y de techo, respectivamente.

ABSTRACT

The combination of high-performance concretes along with the use of structural fibres, partially or totally replacing conventional reinforcement, has revolutionized the precast industry, leading to a wide range of possibilities for casting architectural elements. In this regard, this research contribution aims at gathering the experiences for the structural validation of two façade elements: balcony parapet panels and ceiling panels made with glass-fibre reinforced concrete. The validation was carried out by means of finite element simulations and experimental tests, for the parapet and ceiling panels, respectively.

PALABRAS CLAVE: Hormigón reforzado con fibras, validación estructural, simulación

KEYWORDS: Fibre reinforced concrete, structural validation, finite element models

1. Introducción

En los últimos años, el uso del hormigón reforzado con fibras (HRF) en elementos estructurales ha ido en aumento, en parte motivado e impulsado por varios códigos internacionales y nacionales que han incluido modelos para su diseño [1,2]. El uso de fibras estructurales puede conducir a la sustitución parcial o total del armado convencional de barras

de acero, lo que convierte al material en una solución atractiva, en comparación con el hormigón armado convencional (HA), pues reduce el tiempo de construcción, el consumo de acero y los costes de producción asociados, mejorando la sostenibilidad de la industria, potenciando varios aspectos ambientales y sociales [3-6]. Actualmente, el mercado ofrece

una amplia variedad de fibras estructurales que varían en composición (vidrio, sintéticas, acero, etc), longitud, diámetro, forma, entre otras.

Uno de los sectores en los que el uso del HRF se emplea de forma extendida —y se ha consolidado— es la industria de elementos prefabricados de hormigón. En este sentido, el uso de fibras permite la producción de elementos de hormigón con formas no convencionales, muy demandados para elementos arquitectónicos y mobiliario urbano, que cumplen con fines tanto estructurales como estéticos. Estos elementos suelen ser delgados y de formas complejas, lo que implica la necesidad de un diseño detallado del armado y, debido al espesor reducido, el recubrimiento puede no cumplirse. Esto último puede conducir a problemas de durabilidad y de vida útil.

En los últimos años, el uso de fibras ha sido complementado con la combinación de hormigón de alto rendimiento (HPC, por sus siglas en inglés), que permite la fabricación de soluciones arquitectónicas muy competitivas con alta resistencia a tracción y resistencia post-fisuración.

En este contexto, el objetivo de esta comunicación, es documentar la validación estructural, mediante métodos experimental y simulaciones numéricas, de paneles de antepecho y paneles de techo de hormigón reforzado con fibra de vidrio (GFRC, por sus siglas en inglés) para un edificio residencial en Barcelona. Este edificio, Edificio Antares, es uno de los más icónicos entre los edificios ubicados en el nuevo distrito tecnológico y de innovación de la ciudad, conocido como el Distrito 22@. Los elementos de GFRC estudiados juegan un papel importante en la estética del edificio, destacando por las formas curvas de los balcones, siendo un componente destacado de la fachada (ver Figura 1).

El reto de este proyecto, entre muchos otros, radica en la verificación del comportamiento estructural de ambos elementos, que estarán expuestos a fuertes ráfagas de viento durante su vida útil ya que el

edificio se encuentra a menos de un kilómetro del mar y sin obstáculos altos en su camino desde la costa. Los elementos estudiados no son portantes; sin embargo, su validación estructural es obligatoria, pues una potencial rotura del sistema de sujeción y/o del panel podría provocar accidentes, poniendo en peligro a los residentes y transeúntes.

Así pues, en esta comunicación se presentan los resultados de las pruebas realizadas para la caracterización de los materiales, así como las pruebas experimentales de carga realizadas sobre los elementos de techo, las cuales fueron llevadas a cabo en las instalaciones de Econcretus Pat S.L., y las simulaciones numéricas realizadas para evaluar la respuesta estructural de los paneles de antepecho diseñados. La verificación estructural se realiza en base al cumplimiento de la norma *Practical Design Guide for Glassfibre Reinforced Concrete* (2018) [7] de la Asociación Internacional del Hormigón Reforzado con Fibras de Vidrio (GRCA).

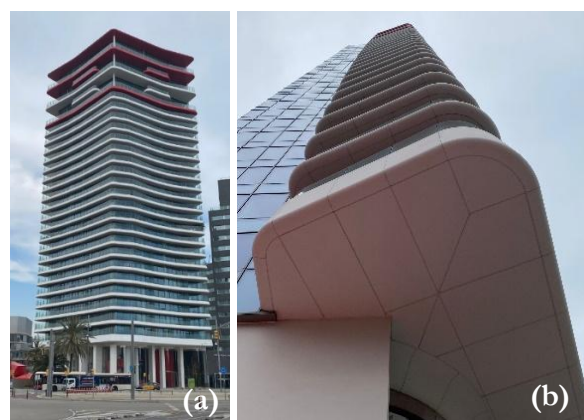


Figura 1. Paneles de antepecho y techo del caso de estudio; (a) vista general del edificio (b) vista detallada.

2. Caracterización del material y proceso de hormigonado

La caracterización de los materiales se hizo para los dos tipos de hormigón usados para la fabricación de los elementos: (1) HPFRC (hormigón de alto desempeño reforzado con fibras de vidrio) con un volumen de fibras (V_f)

del 2,5%, considerado como hormigón de alto rendimiento ya que la resistencia característica a compresión fue superior a 50 MPa ($f_{ck} > 50$ MPa), y (2) GFRC con V_f igual a 5,5%. Las propiedades geométricas y mecánicas de la fibra se recogen en la Tabla 1.

Se realizaron ensayos de compresión (según lo recogido en la norma UNE-EN 1015-11:2020 [8]) y los valores de resistencia a compresión (f_c), tanto los valores medios como los característicos, se recogen en la Tabla 2. Además, se llevaron a cabo ensayos de flexión en configuración de cuatro puntos conforme a la norma UNE-EN 1170-4:1998 [9] para obtener el límite de proporcionalidad (f_{LOP}) y el módulo de rotura (MOR). Posteriormente, la resistencia a tracción (f_{ct}) y las resistencias residuales últimas (f_R) —ambas a tracción directa— fueron calculados de acuerdo la guía de diseño del GRCA [7], usando las expresiones de las ecuaciones (1) y (2), respectivamente.

$$f_{ct} = f_{LOP} / 1.5 \quad (1)$$


$$f_R = 0,4 \cdot MOR \quad (2)$$

Los valores característicos se estimaron para una probabilidad de no-ocurrencia del 5% ($k_s=1.65$) utilizando una distribución normal para una población de la que no se conoce la desviación real, usando la expresión mostrada en la ecuación (3), donde f_m y σ_f corresponden al valor medio de las propiedades mecánicas y la desviación estándar de la población de datos disponible, respectivamente.

$$f_k = f_m - 1,65 \cdot \sigma \quad (3)$$

Finalmente, basados en esta guía de diseño, se derivaron los valores de diseño para f_{ct} y f_R aplicando un factor de seguridad global, γ_m , establecido en 3,0 para su exposición a condiciones climáticas. Todos estos valores se recogen en la Tabla 2.

Tabla 1. Propiedades de las fibras.

Propiedad	GFRC	Aspecto
Material	Vidrio resistente al álcalis	
Forma	Recta	
Diámetro [mm]	0.014	
Longitud [mm]	12	
Esbeltz	857	
Resistencia a tracción [MPa]	>700	

El uso de GFRC permitió cumplir con los requisitos que supuso el reto de un diseño arquitectónico tan complejo. Para el proceso de producción, se utilizaron 54 encofrados diferentes para dar forma a la compleja y variable geometría de los paneles de antepecho. En cuanto a los paneles de techo, fue necesario emplear encofrados adaptativos especiales para fabricar más de 3600 piezas. En la Figura 2 se pueden observar el acopio de las piezas en las instalaciones del fabricante y el aspecto real de algunos de los elementos.



Figura 2. Vista real de los paneles de antepecho:(a) parque de acopio y (b) vista detallada.

Tabla 2. Propiedades de las fibras.

	f_{cm}	f_{ck}	f_{LOPm}	MOR_m	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctd}	f_{Rm}	f_{Rk}	f_{Rd}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
HPFRC-2.5	75,9	71,7	10,2	10,8	6,8	5,9	4,53	4,3	3,2	1,1
GFRC-5.5	76,5	70,2	9,1	18,4	6,1	4,6	4,06	7,4	5,0	1,7

3. Paneles de antepecho

Como se mencionó anteriormente, los paneles de antepecho desempeñan un papel importante en la estética del edificio. Estos están sometidos a fuertes cargas de viento —ubicados en áreas cercanas a la costa— tanto de presión como de succión. Las cargas de diseño para la verificación estructural se obtuvieron del Código Técnico de la Edificación (CTE) [10], adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes. Tres tipos de paneles fueron estudiados: (1) elemento general de HPFRC-2.5 para los balcones de todas las plantas del edificio (excepto de la primera planta), (2) elementos de esquina GFRC-5.5 y (3) elementos específicos de GFRC-5.5 para los balcones del primer piso, cuyas secciones transversales se muestran en las Figura 3a y Figura 3b, respectivamente.

El elemento HPFRC-2.5 es un elemento recto con 1,5 m de longitud y 0,8 m de altura, conectado a la estructura principal mediante cuatro anclajes —dos en la parte inferior y dos centrados, separados 1,1 m entre sí—.

El elemento de esquina GFRC-5.5 tiene la misma sección transversal que el anterior, pero la forma, en planta, es en arco de circunferencia de hasta 3,0 m; en este caso, solo se utilizaron anclajes superiores, separados 0,3 m entre sí. El elemento GFRC-5.5 del primer piso tenía 1,5 m de longitud y 1,6 m de altura, con cuatro anclajes (dos inferiores y dos superiores) y un núcleo de porexpán para reducir el peso propio y garantizar la inercia necesaria. Éstos son más altos que los anteriores pues el canto del forjado más el falso techo del primer piso era superior al del resto de pisos.

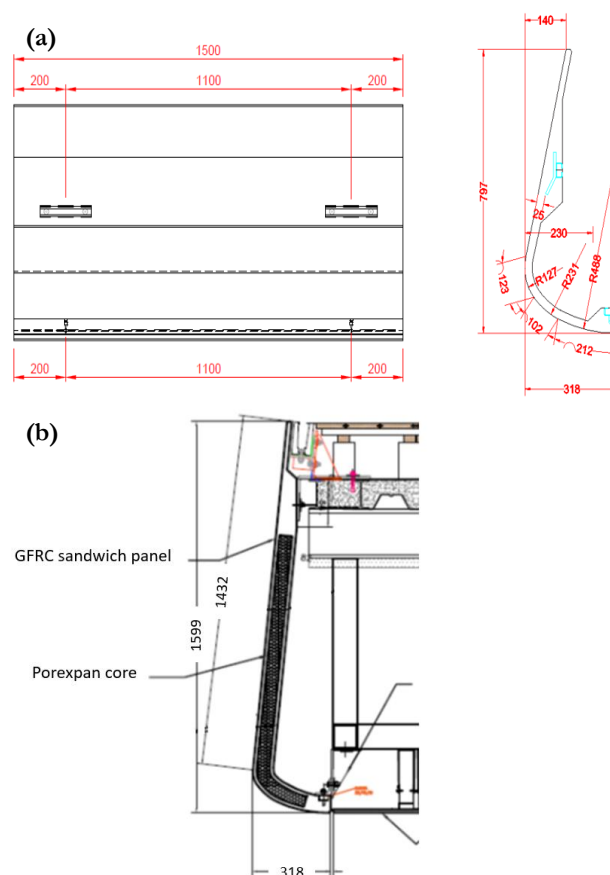


Figura 3. Vista general y geometría (en mm) de los paneles de antepecho (a) HPFRC-2.5 y elemento de esquina GFRC-5.5 y (b) panel GFRC-5.5 para el primer piso.

3.1 Simulación de la respuesta no-lineal del panel HPFRC-2.5

Para la verificación estructural del panel de antepecho HPFRC-2.5, se generó un modelo de elementos finitos utilizando el software Abaqus/CAE [11]. Se requirió un modelo no lineal, ya que este considera todos los contactos entre superficies (por ejemplo, el contacto entre el panel y los anclajes). La Figura 4a muestra el modelo mallado —se utilizaron elementos sólidos tetraédricos de 8 nodos (C3D8R) para el HPFRC y elementos de lámina plana (S4R) para

los anclajes de acero— y la Figura 4b ilustra las condiciones de carga y de contorno. Sólo se modeló la mitad del panel de antepecho aprovechando su simetría, con respecto al plano XY medio, tanto en la geometría como en las condiciones de contorno y de carga. El panel se conectó al forjado asumiendo una conexión perfecta con pernos en los anclajes.

La secuencia de carga para todas las simulaciones llevadas a cabo fue la siguiente: primero se aplicó la carga de gravedad (peso propio) y posteriormente se aplicó la carga de viento, ya fuese presión o succión. En este sentido, para todas las simulaciones se consideró que los parapetos estaban sometidos al valor característico en el punto más alto del edificio (90 m): la presión y la succión del viento fueron de $2,25 \text{ kN/m}^2$ y $-3,16 \text{ kN/m}^2$, respectivamente, aplicadas sobre la superficie exterior del panel del elemento [10].

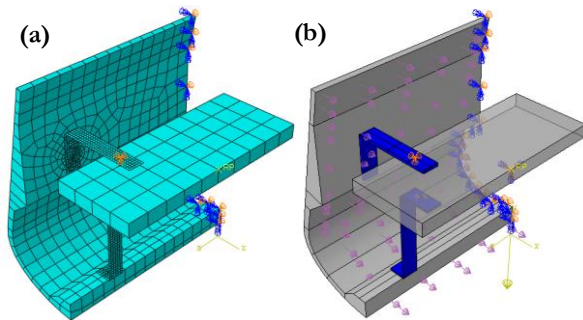


Figura 4. Panel HPFRC-2.5 (a) Modelo mallado y (b) Condiciones de carga y de contorno.

La Figura 5 muestra los resultados de los desplazamientos en la dirección X (U_1) en la etapa de servicio —el panel de antepecho sometido a su propio peso y a la carga de viento— para presión y succión del viento, respectivamente. Como puede observarse, el desplazamiento máximo para la presión del viento es de $-10,9 \text{ mm}$, y para la succión del viento es de $12,4 \text{ mm}$, ambos en la parte inferior del elemento. Además, el desplazamiento vertical (U_2) en la parte inferior fue de $-2,1 \text{ mm}$ para la presión y de $0,61 \text{ mm}$ para la succión. Estos resultados se consideraron aceptables desde el punto de vista de la seguridad estructural y funcionalidad/serviciabilidad.

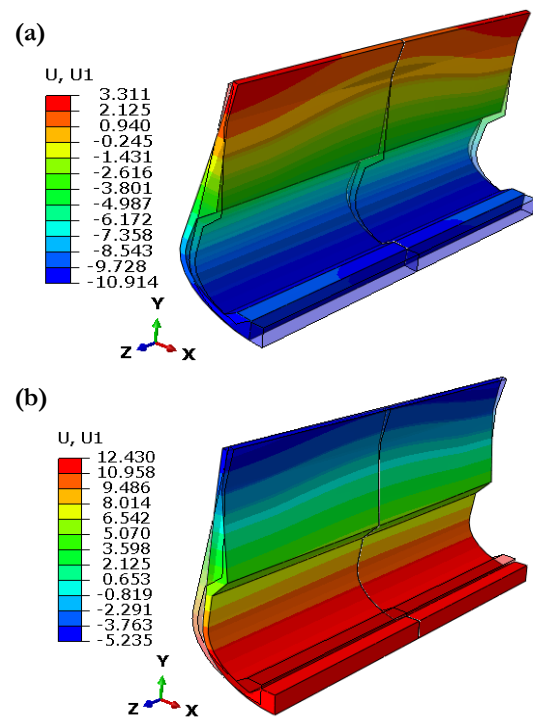


Figura 5. Desplazamientos en dirección X (en mm) para el elemento HPFRC-2.5 sometidos a (a) peso propio y presión de viento y (b) peso propio y succión del viento.

En la Figura 6 se muestra el patrón de tensiones (tensiones principales máximas en MPa, positiva para tracción) para los dos escenarios de carga considerados. Como se observa en la Figura 6, la tensión máxima alcanzada fue de $0,9 \text{ MPa}$, lo cual es inferior a la resistencia a tracción de diseño ($f_{ctd} = 4,5 \text{ MPa}$, ver Tabla 2). En base a los resultados presentados, se cumplió con la verificación estructural.

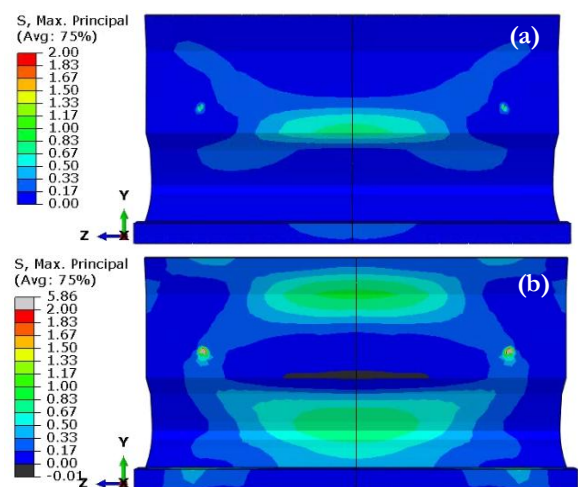


Figura 6. Patrón de tensiones (en MPa) para el elemento HPFRC-2.5 sometidos a (a) peso propio y presión de viento y (b) peso propio y succión del viento.

3.2 Simulación de la respuesta no-lineal del panel de esquina GFRC-5.5

Se modeló un modelo similar al mostrado en la Figura 4, pero para el elemento de esquina GFRC-5.5, con los dos escenarios de carga ya presentados, presión y succión del viento. En la Figura 7 se puede observar el patrón de tensiones tanto para la presión como para la succión del viento actuando sobre el elemento. Como se aprecia, las tensiones máximas de tracción no superan los 0,4 MPa, siendo este elemento menos solicitado que el HPFRC-2.5 debido a su forma en arco.

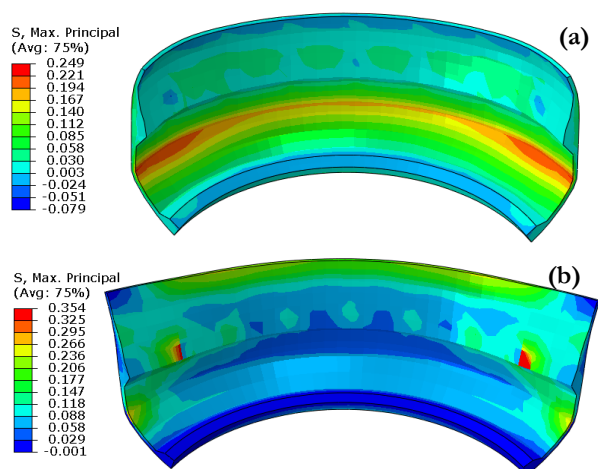


Figura 7. Patrón de tensiones (en MPa) para el elemento GFRC-5.5 de esquina sometidos a (a) peso propio y presión de viento y (b) peso propio y succión del viento.

3.3 Simulación de la respuesta no-lineal del panel GFRC-5.5 del primer piso

El tercer elemento simulado fue el panel de antepecho GFRC-5.5 del primer piso. Como se mencionó anteriormente, estos elementos fueron diseñados para ser colocados en el primer piso, y las cargas de viento a las que están sometidos son de 1,55 kN/m² y -2,17 kN/m² para presión y succión (las correspondientes para una altura de 10 m), respectivamente. El modelo de elementos finitos fue definido con el mismo tipo de elementos y condiciones de contorno que el parapeto HPFRC-2.5 (ver Figura 4).

La Figura 8 presenta los desplazamientos en la dirección X. Los desplazamientos máximos

se localizaron en la parte central del elemento (en la “barriga” y fueron de 3,64 mm y -4,45 mm para presión y succión del viento, respectivamente. En el caso de los desplazamientos en la dirección Y, fueron inferiores a 1,0 mm para ambos escenarios de carga.

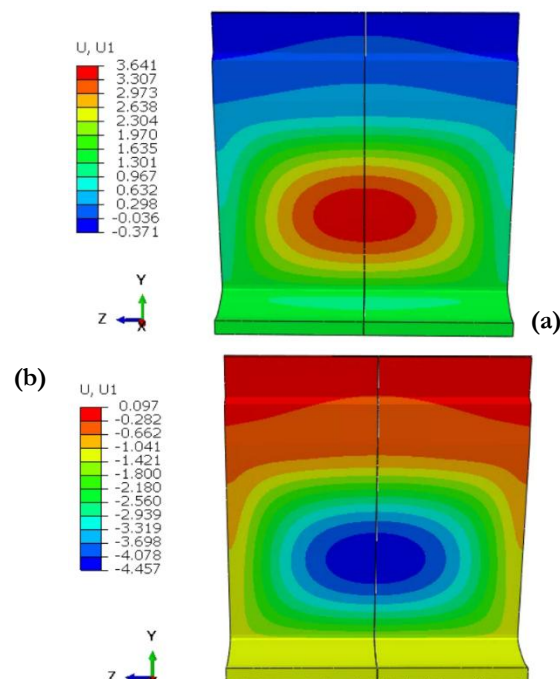
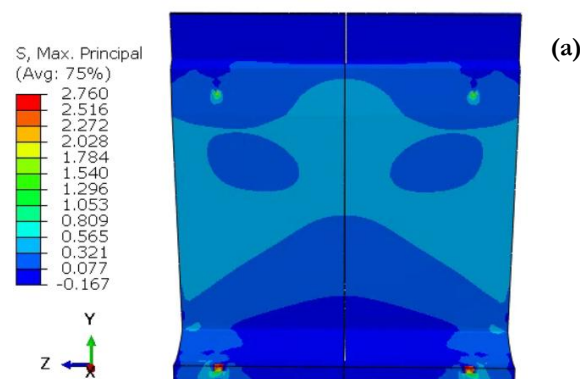


Figura 8. Desplazamientos en dirección X (en mm) para el elemento GFRC-5.5 del primer piso sometidos a (a) peso propio y presión de viento y (b) peso propio y succión del viento.

El patrón de tensiones de tracción se muestra en la Figura 9. En ella, se observa que las tensiones en ambos escenarios de carga no superan los 3,0 MPa, siendo $f_{ctd} = 4,06$ MPa para el GFRC con un 5.5% de fibras (ver Tabla 2). Los resultados obtenidos se consideraron suficientes para garantizar la seguridad estructural de los elementos.



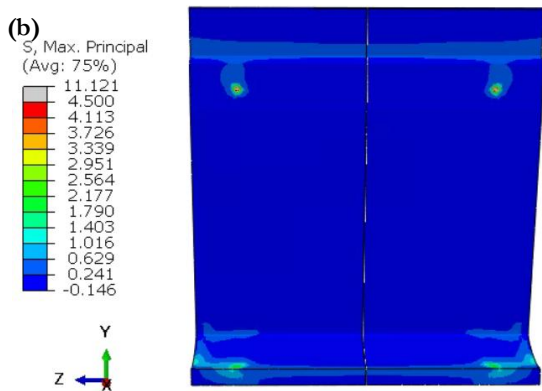


Figura 9. Panel HPFRC-2.5 (a) Modelo mallado y (b) Condiciones de carga y de contorno.

4. Paneles de techo

4.1 Ensayos de deformación

Los paneles de techo se fabricaron hormigón del tipo HPFRC-2.5 y tenían unas dimensiones de 2,5 m por 1,5 m y un espesor de 14 mm. Con el objetivo de medir la evolución de la flecha debido al peso propio, se realizaron dos pruebas experimentales a escala real. Las pruebas consistieron en apoyar el panel sobre seis puntos —misma configuración que en la instalación real—, como se muestra en la Figura 10. La evolución de las flechas se midió a lo largo del tiempo en las esquinas y entre los apoyos (como se muestra en la Figura 10). Los resultados de estos ensayos se muestran en las Figura 11a y Figura 11b para las esquinas y los puntos laterales, respectivamente.

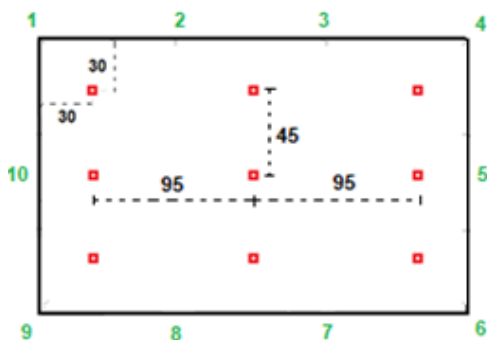


Figura 10. Configuración de apoyos para los paneles de techo durante el ensayo experimental de deformación (medidas en cm).

Los resultados muestran que, a edades tempranas, todos los puntos medidos se

levantaron (los gráficos muestran valores positivos para los levantamientos) debido al retracción diferencial —secado no uniforme de los paneles—, siendo este fenómeno más pronunciado en las esquinas que en los puntos laterales. La evolución mostró que, después de un cierto tiempo (> 12 días), la flecha tiende a estabilizarse, lo cual se debe a la uniformización del perfil de humedad en la sección transversal.

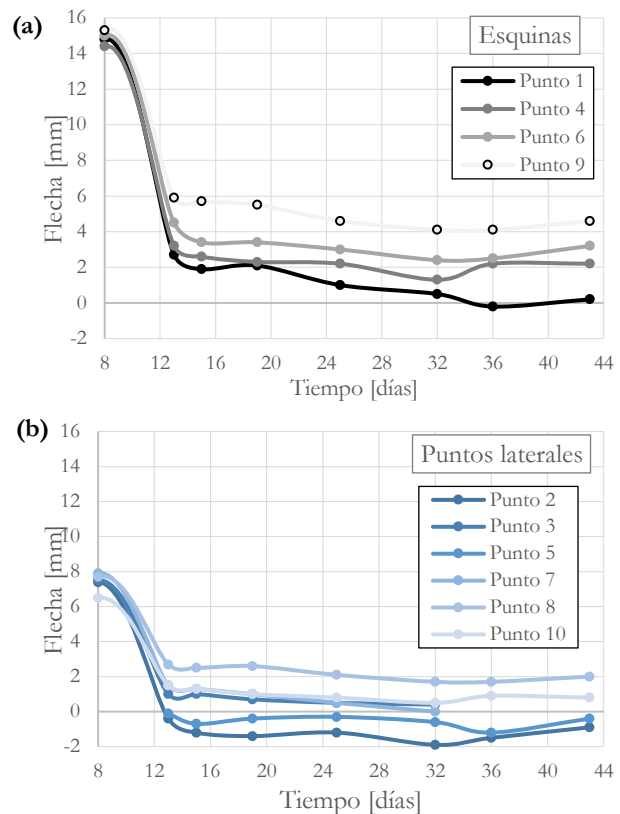


Figura 11. Evolución de las flechas sobre los paneles de techo ensayados (a) Esquinas y (b) puntos laterales.

4.2 Ensayos de carga

Para medir la resistencia de los paneles de techo, se realizaron pruebas de carga. Se probaron dos tipos de paneles: de 1,4 m por 2,2 m y un espesor promedio de 15 mm, 5 días después de su fabricación. Las condiciones de apoyo son las mismas que las mostradas en la Figura 10. Las pruebas consistieron en apilar sacos de arena —de 25 kg cada uno— con el fin de alcanzar la carga última. Figura 12a y Figura 12b muestran las pruebas durante la etapa de carga y después del colapso, respectivamente. La carga última alcanzada fue de $5,6 \text{ kN/m}^2$ (equivalente a 51

sacos). Se crearon dos líneas de rotura claramente visibles, una en el centro y otra en la línea de apoyos. La carga última alcanzada fue 1,7 veces mayor que la carga máxima de viento de diseño esperada, 3,16 kN/m² de succión del viento a una altura de 90 m.



Figura 12. Configuración del ensayo de carga para los paneles de techo (a) durante el ensayo y (b) después de rotura.

5. Conclusiones

Este artículo presenta la verificación estructural de elementos de paneles de antepecho y techo de GFRC y HPFRC para un edificio residencial en Barcelona. El diseño y la validación estructural se realizaron cumpliendo con la *Practical Design Guide for Glassfibre Reinforced Concrete* (2018) [7]. El artículo recoge los resultados de las simulaciones llevadas a cabo para la verificación estructural de los paneles de antepecho junto con ensayos experimentales realizados a los paneles de techo. En base a los resultados numéricos y experimentales derivados de la investigación, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Tanto los paneles de antepecho de GFRC como los de HPFRC muestran una adecuada respuesta a flexión frente a las cargas de viento con la configuración de anclajes establecida. Para los escenarios de carga estudiados, los elementos no alcanzan la resistencia a tracción del material. En caso de fisuración, la resistencia residual proporcionada por el GFRC garantizaría el comportamiento adecuado de la estructura.
- Los desplazamientos estimados numéricamente se consideraron aceptables desde el punto de vista de la seguridad e integridad estructural, y de la serviciabilidad.
- Los paneles de techo ensayados experimentalmente mostraron un comportamiento adecuado bajo cargas a flexión con la configuración de apoyos propuesta. Las pruebas de deformación mostraron que los puntos estudiados se elevaron (llegando hasta 15 mm en las esquinas) en las primeras edades —debido a la retracción diferencial durante el proceso de secado—. Esta deformación se estabilizó progresivamente (en 2 mm) la humedad del panel se equilibró con la ambiental.
- Los ensayos de carga en los paneles de techo permiten concluir que, con la configuración de apoyos presentada, los elementos son capaces de soportar las cargas máximas de viento de diseño esperadas (3,16 kN/m²), ya que la carga máxima alcanzada fue de 5,6 kN/m². En el modo de rotura, se pudieron identificar claramente dos líneas de rotura a lo largo de la línea de los apoyos y en el centro de vano.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer al Ministerio de Ciencia e Innovación de España (MCIN) por el apoyo financiero recibido en el marco del proyecto HEAT (PID2023-149321OB-C32), código de proyecto J-03243. El primer autor quiere expresar su agradecimiento al Gobierno de la Generalitat de Catalunya por el apoyo

económico a través de la agencia AGAUR (2021PROD00071).

Referencias

- [1] International Federation for Structural Concrete (2010) fib Model Code for Concrete Structures 2010.
- [2] ACI 544.6R-15 (2015) 'Report on Design and Construction of Steel Fiber-Reinforced Concrete Elevated Slabs'.
- [3] Pujadas, P. et al. (2012) 'Cracking behavior of FRC slabs with traditional reinforcement', *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 45(5), pp. 707–725. doi: 10.1617/s11527-011-9791-0.
- [4] de la Fuente, A. et al. (2019) 'Sustainability of Column-Supported RC Slabs: Fiber Reinforcement as an Alternative', *Journal of Construction Engineering and Management*, 145(7), pp. 1–12. doi: 10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0001667.
- [5] Aidarov, S., Mena, F. and de la Fuente, A. (2021) 'Structural response of a fibre reinforced concrete pile-supported flat slab: full-scale test', *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 239 (May), p. 112292. doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112292.
- [6] Aidarov, S. et al. (2022) 'Cost-oriented analysis of fibre reinforced concrete column-supported flat slabs construction', *Journal of Building Engineering*, 51(January). doi: 10.1016/j.jobbe.2022.104205.
- [7] The GRCA Technical Working Group (2018) *Practical Design Guide for Glassfibre Reinforced Concrete*. Edited by The International Glassfibre Reinforced Concrete Association. Northampton, UK.
- [8] UNE-EN 1015-11:2020 (2020) 'Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar'.
- [9] UNE-EN 1170-4:1998 (1998) 'Precast concrete products - Test method for glass-fibre reinforced cement - Part 4: Measuring bending strength, "Simplified bending test" method'.
- [10] Gobierno de España (2009) Código Técnico de la Edificación (CTE) Documento básico: Seguridad estructural. Apartado de "Acciones en la Edificación", Boletín Oficial del Estado.
- [11] Dassault Systèmes Simulia (2012) *Abaqus CAE User's Manual* (6.12). Dassault Systèmes, Providence.