

Macro fibras sintéticas: una alternativa al armado convencional en tabiques de hormigón

Macrosynthetic Fibers as Replacement of Conventional Steel Reinforcement for Concrete of Partition Walls

Miguel Fernández Ruiz^a, Dario Redaelli^b, Alejandro Nogales Arroyo^c, Andrea Monserrat-López^{c*}, Didier Bourqui^d, Albert de la Fuente Antequera^e

^a Departamento de Ingeniería

^a Profesor, Universidad Politécnica de Madrid (España)

^b Profesor, University of Applied Sciences Western Switzerland (Suiza)

^c Investigador Postdoctoral, Universitat Politècnica de Catalunya (España)

^d Technical manager (Department of Structures and Geotechnics, Western Switzerland), Losinger-Marazzi (Suiza)

^e Profesor, Universitat Politècnica de Catalunya (España)

Recibido el 28 de octubre de 2025; revisado el 3 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

A pesar de que el hormigón armado (HA) ofrece ventajas interesantes cuando se usa para construir tabiques, sobre todo en términos de acústica y robustez, su construcción puede requerir tiempos dilatados y estar asociada a un impacto ambiental elevado. Para solventarlo, en este artículo se estudia la sustitución de la armadura convencional de acero por macro fibras sintéticas (MSFs). Las MSFs son una alternativa prometedora, respaldada por la normativa europea (Anexo L, EN 1992-1-1:2023) que proporciona una solución competitiva económicamente, garantizando un correcto control de fisuración, una mayor durabilidad y una reducción de la huella de carbono.

En este artículo se describe el proceso de diseño y la construcción de un prototipo en un edificio real. Para ello, se detallan los programas experimentales de caracterización material y estructural del hormigón reforzado con macrofibras sintéticas (MSFRC). Asimismo, se abordan las consideraciones de modelización mediante modelos de elementos finitos, así como los aspectos de control de calidad y de construcción observados. Finalmente, se presenta una primera aproximación del impacto económico y ambiental (en términos de la huella de carbono) de los tabiques de MSFRC.

PALABRAS CLAVE: tabiques, control de fisuración, fibra macro sintética, factor de orientación, diseño basado en MEF.

©2026 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

Traducido por los propios autores del artículo original publicado por Wiley en la revista Structural Concrete: Fernández Ruiz M, Redaelli D, Nogales Arroyo A, Monserrat-López A, Bourqui D, de la Fuente Antequera A. Macrosynthetic fibers as replacement of conventional steel reinforcement for concrete of partition walls. Structural Concrete. 2024;25(2): 1031-51. <https://doi.org/10.1002/suco.202300879>

ABSTRACT

Conventional reinforced concrete for building partition walls has proven numerous advantages (in terms for instance of acoustic performance and robustness) with respect to other existing alternatives. However, its use leads to high material consumption and environmental footprint together with timeconsuming processes for placing steel reinforcement. To reduce timeconsuming processes and carbon footprint, the replacement of ordinary Steel reinforcement by structural macrofibers is envisioned as a suitable solution due to: (1) the acceptance of fiber reinforced concrete (FRC) for structural applications in various guidelines (as Annex L of FprEN 1992-1-1:2023, draft for future Eurocode 2) and (2) the fact that the amounts of fibers necessary to reach the required mechanical performance of the FRC for crack control are expected to be economically

competitive. Additionally, within the spectra of types of macrofibers capable of efficiently reinforce concrete, macrosynthetic fibers (MSFs) were considered in this research due to their benefits in terms of durability performance and reduced environmental impact (potential to use cements with lower clinker content and reduced thickness of elements). Aiming at confirming both the constructability, casting procedure and structural performance of macrosynthetic fiber reinforced concrete (MSFRC) partition walls, these walls were constructed in a real building in Switzerland. In this article, the design process is presented as well as the associated MSFRC material and structural experimental programmes, conducted both in laboratory and on-site. In addition, several FEM-modeling considerations as well as quality control and construction aspects observed during the implementation process are raised. Finally, for reference purposes, a first approach to the economic and environmental impact (CO₂eq-based) of such MSFRC walls is presented.

KEYWORDS: crack control, FEM-based design, macrosynthetic fiber, orientation factor, walls.

©2026 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License Translated by the authors themselves from the original article published in the Journal Structural Concrete, published by Wiley: Fernández Ruiz M, Redaelli D, Nogales Arroyo A, Monserrat-López A, Bourqui D, de la Fuente Antequera A. Macrosynthetic fibers as replacement of conventional steel reinforcement for concrete of partition walls. Structural Concrete. 2024;25(2): 1031-51. <https://doi.org/10.1002/succ.202300879>

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: andrea.monserrat@upm.es (Andrea Monserrat-López)

Cómo citar este artículo: Fernández Ruiz M, Redaelli D, Nogales Arroyo A, Monserrat-López A, Bourqui D, & de la Fuente Antequera A. (2024) Macro fibras sintéticas: una alternativa al armado convencional en tabiques de hormigón. *Hormigón y Acero*; XX(XXX): XX-XX. <https://doi.org/10.33586/hya.2026.4236>

Notación

E_{cm}	valor medio del módulo elástico del hormigón	f_{Rim}	valor medio de la resistencia residual a flexotracción para CMOD de 0.5 ($i=1$), 1.5 ($i=2$), 2.5 ($i=3$) and 3.5 ($i=4$) mm para HRF
E_s	módulo elástico del acero	f_{R1k}	valor característico de la resistencia residual a flexotracción para CMOD de 0.5 mm para HRF
K_o	factor de orientación	f_{R3k}	valor característico de la resistencia residual a flexotracción para CMOD de 2.5 mm para HRF
HR	humedad relativa	l	longitud de un elemento
HR_{avg}	humedad relativa media	t	tiempo
T	temperatura	t_0	edad del hormigón en el primer instante de carga
T_{avg}	temperatura media	t_s	edad del hormigón al inicio de la retracción
f_{ck}	resistencia característica a compresión del hormigón	w	ancho de fisura
f_{cm}	resistencia media a compresión del hormigón	w_{max}	ancho máximo de fisura
$f_{cm,cube}$	valor medio de la resistencia a compresión en probeta cúbica	ε	deformación
$f_{cm,cyl}$	valor medio de la resistencia a compresión en probeta cilíndrica	$\varepsilon_{c,cr}$	deformación del fisuración del hormigón
f_{ctm}	resistencia media a tracción del hormigón	$\varepsilon_{c,pl}$	deformación plástica del hormigón
f_{Fts}	resistencia residual a flexotracción en servicio para HRF	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	deformación total por retracción del hormigón
f_{Ftu}	resistencia residual a flexotracción residual última para HRF	$\varepsilon_{cs,\infty}$	deformación por retracción a largo plazo del hormigón
f_L	resistencia a flexotracción en el límite de proporcionalidad para HRF	$\varepsilon_{cs,FRC}$	deformación por retracción del HRF
f_R	resistencia residual a flexotracción para HRF	σ	tensión
f_{Ri}	resistencia residual a flexotracción para CMOD de 0.5 ($i=1$), 1.5 ($i=2$), 2.5 ($i=3$) and 3.5 ($i=4$) mm para HRF	σ_0	tensión de compresión en el hormigón
		$\varphi(t, t_0)$	coeficiente de fluencia

1. INTRODUCCIÓN

La construcción eficiente de muros, tanto en edificación como en ingeniería civil, es de suma importancia para garantizar la competitividad en términos de coste y tiempo. Para ello, existen diferentes enfoques, dependiendo en gran medida del comportamiento requerido en servicio y en rotura. De esta manera,

los muros construidos en edificios se clasifican normalmente en uno de los siguientes tipos:

- Muros estructurales primarios (núcleos y elementos sísmicos). Sometidos a niveles altos de sollicitación interna y normalmente ejecutados en hormigón armado, con elevadas cuantías de armado.
- Muros secundarios. Estos muros se utilizan normalmente para fines arquitectónicos, principalmente para la compar-

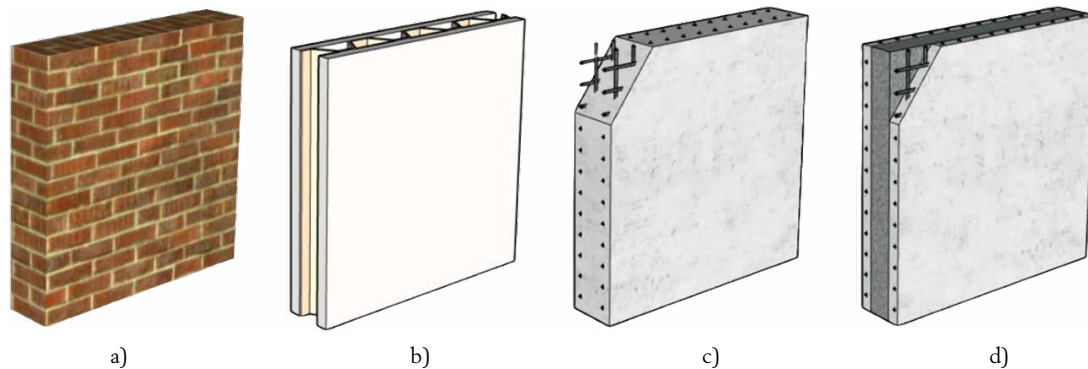


Figura 1. Ejemplos de soluciones constructivas para muros secundarios: (a) ladrillo; (b) placas de yeso prefabricadas; (c) hormigón armado; (d) tipo sándwich de hormigón armado (paneles prefabricados exteriores con núcleo de hormigón).

timientación de espacios. Sin embargo, también permiten la transferencia de cargas moderadas (como las de forjados superiores y otros muros).

- Tabiques no estructurales. Elementos que pueden normalmente retirarse y se utilizan únicamente para compartimentar espacios interiores.

Los tabiques no estructurales para edificios se construyen en muchos casos con ladrillos o placas de yeso prefabricadas (ver figuras 1a y 1b). Sin embargo, ambas técnicas presentan ciertas limitaciones. Los muros de ladrillo son, por ejemplo, muy propensos a sufrir fisuración inducida por las deformaciones de los forjados o debida a cargas concentradas transmitidas por los pilares. Además, su construcción suele considerarse laboriosa y requiere un uso intensivo de recursos. Las placas de yeso pueden acomodar mejor las deformaciones causadas por otros elementos con los que el tabique interactúa debido a su elevada flexibilidad. Además, presentan buenas propiedades de aislamiento acústico.

Respecto a los muros secundarios, habitualmente se ejecutan en ladrillo o con hormigón armado (Figura 1c), lo que garantiza tanto la capacidad de transferir acciones verticales como un control eficiente de la fisuración. Para reducir plazos de obra, existen además alternativas como el uso de paneles tipo sándwich (Figura 1d).

En el caso de los muros secundarios o los tabiques de hormigón, estos se encuentran habitualmente con un armado débil para el control de la fisuración. Dicha armadura podría sustituirse por fibras de acero, siempre que el hormigón resultante alcance la clase resistente requerida (clasificada según f_{R1k} y f_{R3k}/f_{R1k}) que garantice el control de la fisuración y la capacidad portante. Esto se plantea, por ejemplo, en el Anexo L de la norma EN 1992-1-1:2023 [1]. Para este tipo de elementos, la sustitución completa de la armadura por fibras estructurales se considera una excelente oportunidad para aumentar la productividad (al reducir los tiempos de construcción), la eficiencia económica y, en última instancia, la sostenibilidad. Esta ventaja ya ha sido demostrada por investigaciones anteriores en diversas tipologías estructurales [2], [3], [4], [5], [6], [7].

Cabe señalar que el Anexo L del EN 1992-1-1:2023 [1] solo aborda el diseño del con fibras estructurales de acero. No obstante, en esta investigación, las fibras macro sintéticas

(MSFs, por las siglas en inglés de *macro-synthetic fibres*) se consideran un refuerzo adecuado para tabiques de hormigón. Esto se justifica por el hecho de que las MSFs no son sensibles a la corrosión y su uso presenta una huella de CO₂ equivalente menor en comparación con otras armaduras metálicas (tanto en su producción como en relación con los tipos de cemento que pueden emplearse). Es importante destacar además que el hormigón reforzado con fibras macro sintéticas (MSFRC, *macro-synthetic fibre reinforced concrete*) ya ha sido utilizado satisfactoriamente en dovelas prefabricadas para túneles [8], [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], sostenimiento proyectado temporal y permanente [16], losas apoyadas sobre el terreno [17], paneles prefabricados para fachadas [18], tuberías prefabricadas para saneamiento [19], [20], [21], [22], elementos pretensados sometidos a flexión y cortante como sustitución de estribos [23] y forjados [24], [25].

En lo referente a la aplicación práctica del MSFRC en muros, sin embargo, surgen cuestiones técnicas y científicas debido a la falta de experiencia, entre las que cabe destacar:

- ¿Se ve afectada de manera significativa la trabajabilidad del hormigón fresco al añadir MSFs en la cantidad necesaria para esta aplicación?
- ¿Presentan las MSFs orientaciones y distribuciones preferentes en elementos muro? ¿Afecta este hecho significativamente al comportamiento mecánico?
- ¿Puede garantizarse el control de fisuración en términos de abertura máxima de fisura únicamente con MSFs?
- ¿Son adecuados los métodos existentes para estimar la respuesta estructural de muros MSFRC?
- ¿Es el MSFRC una alternativa atractiva a los muros de hormigón armado desde las perspectivas económica y ambiental?

Con el fin de avanzar en esta aplicación y proporcionar respuestas a las preguntas anteriores, este artículo presenta los resultados de una investigación que comprende una serie de programas experimentales sobre muros de MSFRC (tanto prototipos como muros reales monitorizados construidos en un edificio situado en Suiza), así como diversas simulaciones numéricas no lineales basadas en el método de elementos finitos (MEF). Además, se consideran aspectos relacionados con el control de calidad del material y el proceso de construcción en relación con el uso de MSFs.

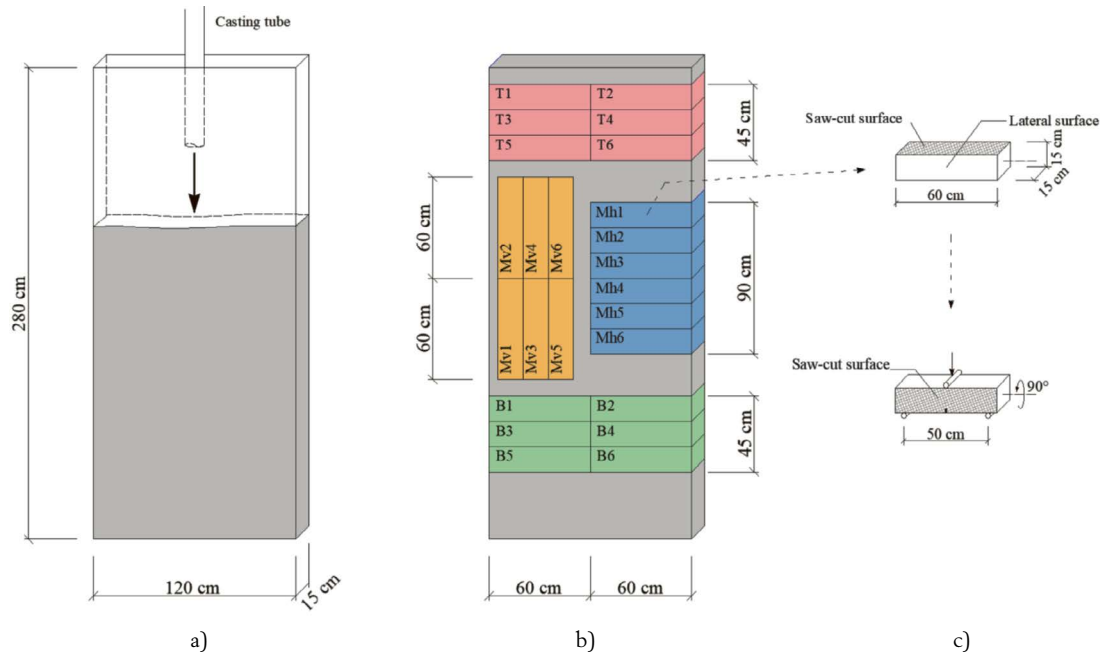


Figura 2. Prototipo de muro de MSFRC: (a) geometría del muro; (b) posición de las probetas prismáticas cortadas para ensayos de flexotracción; (c) manipulación de las probetas cortadas para su ensayo.

2.

PROGRAMA EXPERIMENTAL PRELIMINAR

Primeramente, se llevó a cabo un programa experimental preliminar con los siguientes objetivos:

- validar la dosificación del MSFRC y el procedimiento de vertido para elementos tipo muro;
- caracterizar las propiedades mecánicas y reológicas del MSFRC;
- evaluar la distribución y el factor de orientación de fibras en un elemento prototipo de muro *in situ* a escala real.

Con este fin, se fabricaron probetas estándar para la caracterización del material junto con un prototipo de muro de dimensiones realistas (2.8×1.2×0.15 m). Posteriormente, el muro fue cortado para la obtención de probetas de ensayo (véase la figura 2).

2.1. Materiales y procedimiento de vertido

La dosificación utilizada para el hormigón emplea una mezcla convencional C30/37 ($f_{ck} = 30$ MPa a 28 días en probetas cilíndricas) con clase de exposición XC4-XF1 según EN 1992-1-1:2023 (ciclos de humedad-sequedad, saturación moderada). La mezcla contenía 445 kg/m³ de cemento 42.5N Susteno 4 de Holcim Suiza, con una relación agua/cemento de 0.45. El tamaño máximo del árido era de 16 mm (25% árido reciclado 4–22 mm y 75% árido no reciclado 0–16 mm), y el hormigón era de consistencia autocompactante. La mezcla se completó con la adición de 4 kg/m³ de fibras macro sintéticas MasterFiber 245 SPA de Master Builders Solutions. Las macro fibras de polipropileno tenían una longitud de 48 mm y un diámetro equivalente de 0.70 mm; su resistencia

nominal a tracción era de 500 MPa y el módulo de Young era 8.0 GPa [26].

El prototipo de muro (véase figura 2a) y las probetas estándar para la caracterización del material se fabricaron en una única amasada, vertida directamente en obra. El hormigón fresco mostró un *slump* de 700 mm, correspondiente a una clase de flujo SF2 según EN 206:2013+A2:2021 [27]. El encofrado del muro se rellenó vertiendo el hormigón de forma continua con la ayuda de un tubo de descarga (Figura 2a). Tras el vertido, las probetas para la caracterización del material se protegieron con láminas plásticas y fueron transportadas en camión al laboratorio de ensayos a los tres días de edad. En el laboratorio, las probetas para la caracterización de la retracción se desencofraron y se ensayaron de inmediato. El resto de probetas se almacenaron en cámara climática ($HR = 50\% \pm 5\%$, $T = 22$ °C ± 2 °C), se desencofraron a los 7 días de edad y permanecieron en dicha cámara hasta sus respectivas fechas de ensayo.

2.2. Caracterización del material: propiedades mecánicas y reológicas

Los ensayos de caracterización del material incluyeron: resistencia a compresión, módulo elástico, resistencia a flexotracción (descrita en la Sección 2.3), retracción y fluencia en compresión. La resistencia a compresión se midió a diferentes edades (3, 7 y 28 días) en cubos de 150×150×150 mm ($f_{cm,cube}$, valor medio de dos ensayos) y en cilindros de 150×300 mm ($f_{cm,cyl}$, valor medio de tres ensayos), según EN 12390-3:2019 [28]. El módulo de elasticidad (E_{cm} , valor medio de tres ensayos) se midió a 28 días en cilindros de 150×300 mm, según EN 12390-13:2021 [29]. Los resultados de los ensayos se resumen en la tabla 1 (columna izquierda, “Ensayos preliminares”).

TABLE 1. Resultados de los ensayos de caracterización: resistencia a compresión y módulo elástico del hormigón.

	Ensayos preliminares			Muros en el edificio real		
	3	7	28	7	14	28
Edad [días]	3	7	28	7	14	28
$f_{m,cube}$ [MPa]	44.8	-	-	43.9	54.3	61.6
$f_{m,cyl}$ [MPa]	-	46.7	54.3	-	-	-
E_{cm} [GPa]	-	-	33.2	-	-	-

Los ensayos de retracción y de fluencia se realizaron conforme a la EN 12390-16:2019 [30] y la EN 12390-17:2019 [31] respectivamente. Durante los ensayos, las probetas se almacenaron en condiciones ordinarias de laboratorio. La temperatura y la humedad relativa se monitorizaron continuamente durante el periodo de ensayo (mostrando variaciones muy limitadas en el tiempo), con valores medios $T_{avg} = 22^\circ \text{C}$ y $H_{Ravg} = 58\%$.

Los ensayos de retracción se llevaron a cabo en cuatro prismas de $120 \times 120 \times 360$ mm, empezando a los $t_s = 3$ días de edad del hormigón y hasta los 122 días. Los ensayos de fluencia se realizaron bajo una tensión constante de compresión de 8 MPa, comenzando a $t_0 = 10$ días y hasta los 38 días. Según EN 12390-17:2019 [25], tres prismas de $120 \times 120 \times 360$ mm se sometieron a una tensión constante de 8 MPa y otros tres se almacenaron sin carga, en las mismas condiciones, para medir la deformación debida a retracción. En la figura 3 se presentan los resultados en términos de retracción total $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ y del coeficiente de fluencia $\phi(t, t_0)$ en función del tiempo (valores medios con Coeficiente de Variación, CoV, del 5% para retracción y 7.5% para fluencia). La misma figura muestra también las curvas teóricas de retracción total y del coeficiente de fluencia calculadas según el fib Model Code 2010 [32], asumiendo (véase también la tabla 1) $f_{m,cyl,28} = 54.3$ MPa, CEM 42.5N, HR = 58% y árido tipo 3 (tabla 5.1.6 en [32]), o que corresponde a un módulo de elasticidad de aproximadamente 34 GPa, cercano al medido ($E_{cm} = 33.2$ GPa).

El coeficiente de fluencia experimental corresponde muy bien al estimado por el fib Model Code 2010, mientras que la retracción real fue significativamente mayor que los valores esperados. El elevado valor de la retracción total podría explicar-

se en parte por el contenido relativamente alto de cemento en la dosificación (lo cual es típico en los hormigones autocompactantes), así como por el tamaño relativamente reducido de los áridos y la fracción de áridos reciclados.

2.3. Distribución y orientación de fibras en un prototipo de muro

Con el fin de analizar el efecto del procedimiento de vertido en la distribución y orientación de fibras en un caso real, se midió la resistencia residual a flexotracción del MSFRC en dos series de probetas mediante el ensayo de flexión a tres puntos en probeta prismática entallada recogido en EN 14651:2005 [33]:

- serie de referencia de seis prismas en moldes individuales estándar (vigas de referencia);
- cuatro series adicionales de seis prismas, extraídos mediante corte a sierra del prototipo de muro en diferentes ubicaciones y con distintas orientaciones, ver figura 2b.

Los prismas de referencia se hormigonaron en moldes plásticos con una geometría de $150 \times 150 \times 550$ mm y con la misma amasada que el prototipo de muro. Los prismas cortados se extrajeron del muro con una geometría de $150 \times 150 \times 600$ mm. Los prismas de las series "T", "Mh" y "B" fueron cortados en dirección horizontal a tres alturas diferentes del muro (niveles "Top", "Middle" y "Bottom", respectivamente), de acuerdo con la figura 2b. La serie "Mv" fue cortada a media altura del muro, pero con los prismas alineados en dirección vertical (véase también la figura 2b).

Debido a tolerancias inevitables en las operaciones de corte con sierra, las superficies cortadas de cada prisma no eran paralelas. A este respecto, los prismas fueron girados 90° alrededor de su eje para ser ensayados, según se muestra en la figura 2c. Como consecuencia, la posición de la entalla de 25 mm (y, por tanto, la cara traccionada durante los ensayos de flexión en tres puntos) correspondió a una de las caras laterales del prototipo de muro.

Los resultados de los ensayos se presentan en la figura 4 y en la tabla 2 en términos de resistencia residual a flexotracción (f_R) frente a CMOD (desplazamiento de abertura de fisura) para la serie de prismas de referencia y para las cuatro series de prismas cortados. En la figura 4 se indican los valores medios

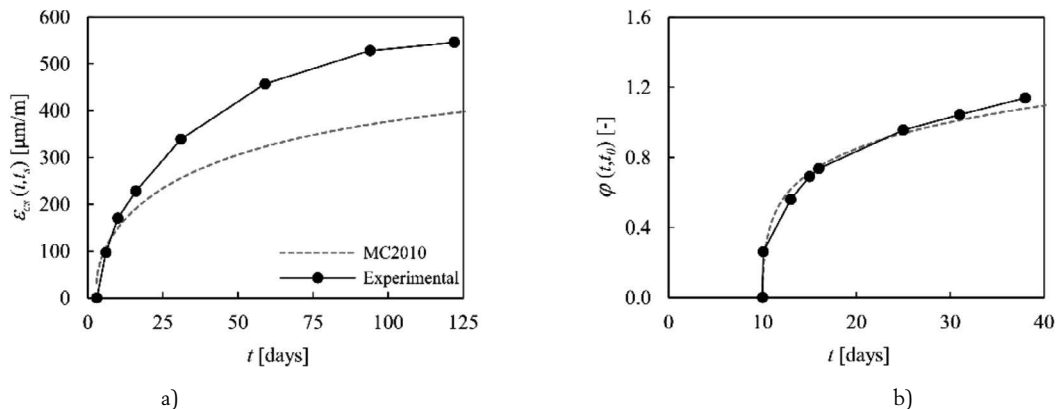


Figura 3. Respuesta reológica del MSFRC: valores experimentales frente a las prescripciones del fib Model Code 2010: (a) deformaciones por retracción; (b) coeficiente de fluencia.

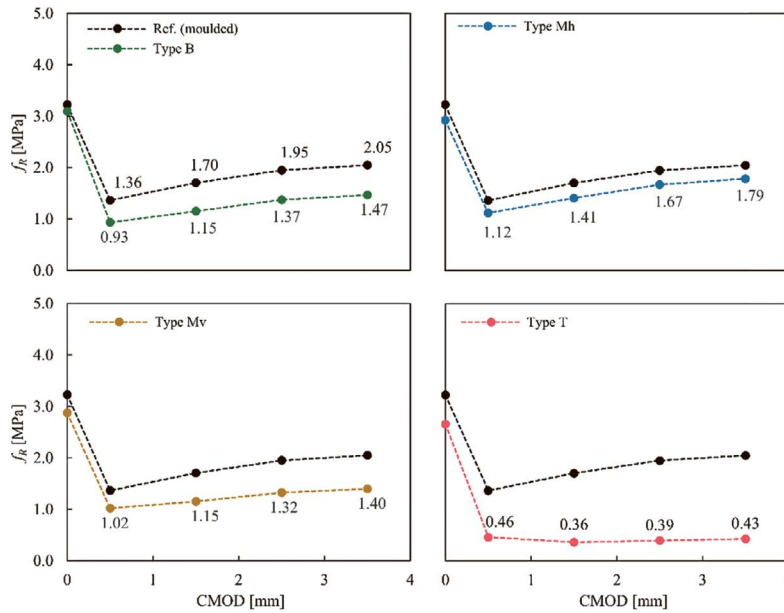


Figura 4. Resistencia a flexotracción frente a CMOD para los prismas de referencia y los prismas cortados del prototipo de muro (ensayos preliminares). Cada punto es el valor medio de los resultados obtenidos en seis prismas.

de la resistencia residual a flexotracción (f_{Rim}) correspondientes a CMOD de 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 mm para las distintas series (la línea negra corresponde a la serie de referencia). La tabla 2 resume los valores de la resistencia a flexotracción en el límite de proporcionalidad (f_l) y la resistencia residual a flexotracción para CMOD de 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 mm medidos para cada ensayo individual (f_{Ri}), junto con los valores medios (f_{Rim}) y los coeficientes de variación (CoV) para cada serie de prismas.

Los resultados de los ensayos mostraron una alta variabilidad en las resistencias residuales a flexotracción dependiendo del tipo de prisma (encofrados o cortados con sierra) y de la posición de los prismas. Independientemente de la posición y la orientación, todas las series de prismas cortados con sierra mostraron una resistencia residual a flexotracción inferior que la serie de referencia (encofrada). Una posible explicación podría estar relacionada con el procedimiento de vertido. Las probetas de referencia tienen una orientación de fibras más favorable, ya que estas son preferentemente paralelas a la dirección longitudinal a medida que el hormigón fluye (véase figura 5a). Sin embargo, para la probeta de muro, cuando el hormigón se bombea en el centro del elemento, las fibras fluyen y potencialmente se concentran en los bordes y en la región central, que no corresponden con la ubicación de las entallas (véase figura 5b).

De acuerdo con estos resultados, la orientación de las fibras estuvo fuertemente influenciada por la dirección del flujo del hormigón fresco asociada al procedimiento de vertido. La esbeltez del prototipo de muro (más alto que largo) puede haber inducido una componente vertical predominante del flujo del hormigón en el encofrado, mientras que en muros más largos podría esperarse un flujo y una orientación de fibras predominantemente horizontales.

Como referencia, y siguiendo las recomendaciones del Anexo L del EN 1992-1-1:2023 [1], para evaluar el factor de orientación de fibras (K_o , véase tabla 3) se calculó como el cociente $f_{Ri,prot}/f_{Ri,ref}$ para cuantificar el efecto de la orientación de

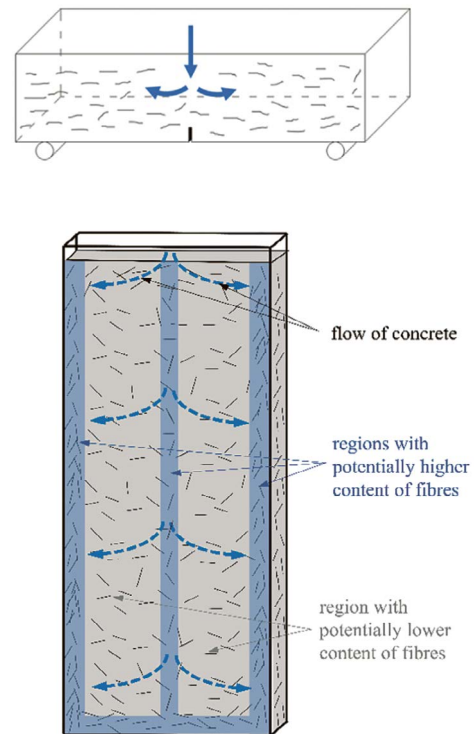


Figura 5. Orientación posible de las fibras debido al procedimiento de vertido: (a) prisma de ensayo encofrado; y (b) prototipo de muro.

fibras sobre la capacidad de resistencia residual a flexotracción del hormigón en el prototipo ($f_{Ri,prot}$) respecto a las vigas de referencia ($f_{Ri,ref}$).

Los resultados recogidos en la tabla 3 permiten destacar el fuerte efecto de orientación observado en las probetas Tipo T ($K_o = 0.27$), el cual es claramente inferior al valor $K_o = 0.5$ sugerido para este tipo de elementos. Por el contrario, las demás probetas presentan un $K_o \geq 0.7$, lo que representa una reduc-

TABLA 2.

Resultados de los ensayos: resistencia a flexotracción para los prismas de referencia y los prismas cortados del prototipo de muro (ensayos preliminares).

Serie	Prisma Id.	f_{li} [MPa]	f_{R1} [MPa]	f_{R2} [MPa]	f_{R3} [MPa]	f_{R4} [MPa]
Referencia (prismas moldeados)	1	3.34	1.13	1.38	1.58	1.69
	2	3.17	1.13	1.35	1.51	1.55
	3	3.49	1.12	1.39	1.59	1.68
	4	2.76	1.50	1.85	2.14	2.29
	5	3.08	1.73	2.30	2.67	2.78
	6	3.51	1.57	1.95	2.20	2.29
	Media CoV (%)	3.23 9.7	1.36 19.8	1.70 23.0	1.95 23.8	2.05 23.6
Tipo B (prismas cortados)	1	2.97	1.39	1.87	2.24	2.42
	2	2.86	0.95	1.33	1.60	1.71
	3	3.01	1.03	1.28	1.49	1.55
	4	3.09	0.56	0.54	0.65	0.73
	5	3.27	0.87	1.06	1.28	1.35
	6	3.36	0.80	0.83	0.98	1.03
	Media CoV (%)	3.09 6.1	0.93 29.5	1.15 39.8	1.37 39.9	1.47 40.1
Tipo Mh (prismas cortados)	1	2.87	1.13	1.48	1.73	1.83
	2	2.71	1.20	1.65	1.97	2.09
	3	2.96	1.08	1.37	1.72	1.81
	4	2.96	1.02	1.20	1.40	1.54
	5	2.90	1.06	1.35	1.62	1.77
	6	3.16	1.23	1.41	1.59	1.68
	Media CoV (%)	2.93 5.0	1.12 7.3	1.41 10.6	1.67 11.3	1.79 10.2
Tipo T (prismas cortados)	1	2.60	0.41	0.09	0.05	0.04
	2	2.60	0.47	0.44	0.55	0.63
	3	2.77	0.36	0.18	0.16	0.16
	4	2.54	0.43	0.34	0.39	0.44
	5	2.54	0.33	0.27	0.28	0.31
	6	2.92	0.75	0.84	0.92	0.98
	Media CoV (%)	2.66 5.7	0.46 33.0	0.36 73.6	0.39 79.7	0.43 80.0
Tipo Mv (prismas cortados)	1	2.42	1.15	1.37	1.53	1.62
	2	2.82	0.94	0.98	1.16	1.16
	3	3.04	1.05	1.24	1.46	1.54
	4	2.75	1.80	2.12	2.33	2.43
	5	3.38	0.72	0.77	0.88	0.96
	6	2.82	0.44	0.43	0.57	0.66
	Media CoV (%)	2.87 11.1	1.02 45.3	1.15 50.5	1.32 46.2	1.40 44.5

TABLA 3.

Factores de orientación (K_o) para las probetas cortadas del prototipo de muro. K_{o,fr_i} calculado con los valores medios de $f_{Ri,prot}$ y $f_{Ri,ref}$.

Especímen	$K_{o,fr1}$	$K_{o,fr2}$	$K_{o,fr3}$	$K_{o,fr4}$	K_o (CoV)
Tipo B	0.68	0.68	0.70	0.72	0.70 (2.3%)
Tipo Mh	0.82	0.83	0.86	0.87	0.85 (2.4%)
Tipo T	0.34	0.24	0.24	0.25	0.27 (16.6%)
Tipo Mv	0.75	0.68	0.68	0.68	0.70 (4.4%)

* Tipo T – La probeta 1 (véase tabla 2) se consideró un ensayo atípico y no se incluyó en este análisis.

ción de hasta un 30% de la capacidad de resistencia residual a tracción por flexión respecto a la observada en las vigas de referencia. Con el fin de obtener una mejor comprensión de las causas de la variabilidad observada en la resistencia residual a flexotracción, se contó además el número de fibras que atravesaban la superficie de rotura en todos los prismas de las series de ensayo. Las fibras macro sintéticas en la superficie de rotura pueden romperse (dejando media fibra en cada lado de

la probeta) o ser arrancadas de un lado de la probeta; por lo tanto, el número total de fibras que atraviesan la superficie de rotura se calculó sumando el número de fibras arrancadas y la mitad del número de fibras rotas en las dos mitades de la probeta [34]. La figura 6 ilustra la correlación entre los valores de resistencia residual a flexotracción (f_{R1} a f_{R4}) y el número total de fibras (Nr de fibras) que atraviesan la superficie de rotura de los prismas.

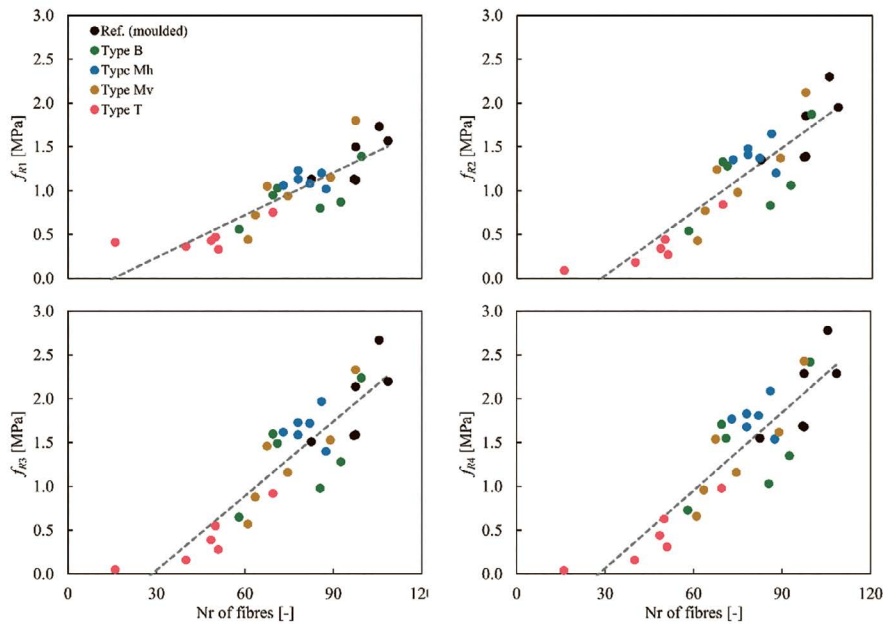


Figura 6. Correlación entre la resistencia residual a flexotracción y el número total de fibras que atraviesan la superficie de rotura de los prismas.



Figura 7. Imágenes de las superficies de rotura de prismas con diferente número de fibras: (a) el mayor número de fibras que atraviesan la sección; (b) el menor número de fibras que atraviesan la sección.

Aunque se observa una cierta dispersión en los valores de f_{Ri} , los diagramas muestran una correlación aproximadamente lineal entre la resistencia residual a flexión y el número de fibras (coeficiente de correlación R^2 de 0.74 para f_{R1} y 0.78 para f_{R2} , f_{R3} and f_{R4}). Estos diagramas permiten afirmar que la variabilidad observada en las diferentes ubicaciones del muro prototipo se debe principalmente a una fuerte variabilidad del número de fibras (y, por tanto, de la densidad) y/o de su orientación. Además, es relevante señalar que el número medio de fibras por serie de ensayo varía entre 98 (media de la serie de referencia) y 42 (media de la serie T), con valores extremos individuales que van desde un máximo de casi 108 fibras hasta un mínimo de 16. Las secciones de los prismas con el mayor y el menor número de fibras se muestran en la [figura 7](#), donde la diferencia en la densidad de fibras es claramente visible a simple vista.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE MUROS VERTIDOS EN UNA APLICACIÓN EN OBRA

3.1. Descripción de la estructura

En lo que respecta a la aplicación del MSFRC en un caso real, se seleccionó un edificio residencial ubicado en Crissier

(Suiza) construido por la empresa constructora Losinger-Marrazzi SA. Las dimensiones en planta del edificio son aproximadamente 42×12 m, con un nivel subterráneo y 4 niveles sobre rasante. Se vertieron tres muros de MSFRC, con una longitud que varía entre 2.8 m (denominados muros cortos, véase la [figura 8](#)), situados en la segunda y tercera planta, y 13.6 m (denominado muro largo, véase la [figura 8](#)), situado en la tercera planta. Los muros fueron instrumentados y el desarrollo de fisuras se monitorizó durante 120 días en obra. Estos muros fueron además acompañados por probetas para la caracterización detallada del material.

Los muros de MSFRC más largos presentaban algunas discontinuidades geométricas que pueden haber favorecido la formación de fisuras. Tales discontinuidades eran principalmente (véase la [figura 9](#)):

- cambio de espesor del forjado superior;
- presencia de dos huecos (de 80 mm de profundidad);
- presencia de un haz vertical de cables eléctricos (véase también la [figura 18](#));
- conexión con los muros laterales mediante cajas de conexión (los mismos elementos que para los muros cortos).

Entre estas discontinuidades, la presencia del haz de cables eléctricos tuvo una relevancia particular tanto para el proceso de vertido como para la formación de fisuras, tal como se describe en detalle en las siguientes secciones.

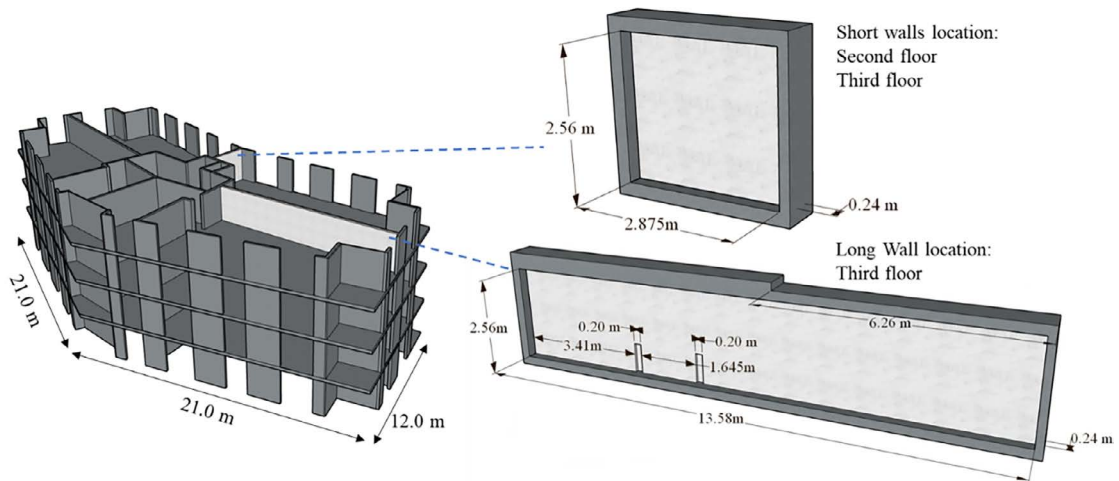


Figura 8. Vista general del edificio y ubicación y vista detallada de los muros de MSFRC (un muro largo y dos muros cortos).

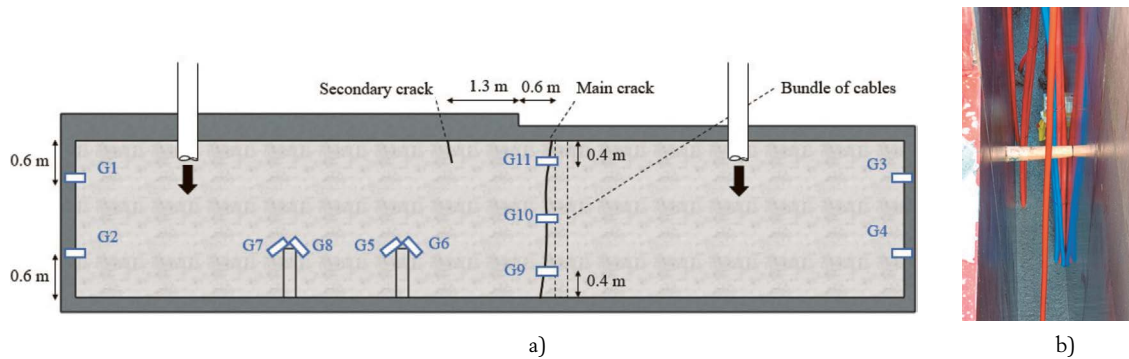


Figura 9. (a) Geometría, procedimiento de vertido, testigos de monitorización de fisuras y ubicación de las fisuras para el muro de MSFRC más largo del edificio real; (b) fotografía del haz de cables dentro del encofrado durante el vertido del hormigón.

3.2. Materiales y procedimiento de hormigonado

El hormigón utilizado para la construcción de los muros de MSFRC del edificio tenía las mismas especificaciones que el empleado en los ensayos preliminares (véase la Sección 2.1). La dosificación contenía nuevamente 445 kg/m^3 de cemento (42.5N Susteno 4), pero con una relación agua/cemento ligeramente superior, de 0.48, para garantizar la trabajabilidad requerida. Las fibras marco sintéticas Master-Fiber 245 SPA se añadieron con la misma dosificación de 4 kg/m^3 que en los ensayos preliminares. Esta cantidad de fibras demostró ser adecuada para alcanzar un f_{R1m} superior a 1.0 N/mm^2 (Sección 3.3). Dicho valor fue considerado suficiente para controlar la abertura de fisura causada por la retracción según las simulaciones numéricas realizadas con fines de prediseño (ver Sección 4). Debe observarse no obstante que dicho valor de f_{R1m} podría no ser compatible para otros muros con otras condiciones (geometría, apoyos e interacción con los forjados o patrones termo-higrométricos, entre otros).

Todos los muros de MSFRC se vertieron el mismo día, con dos amasadas sucesivas. Las dos amasadas presentaron un *slump* de, respectivamente, 730 mm y 700 mm, correspondiendo a la misma clase de consistencia medida en los ensayos preliminares. El muro de MSFRC más largo se realizó con hormigón procedente de ambas amasadas, mientras que todas

las probetas para la caracterización del material se produjeron con la segunda amasada. De forma análoga al prototipo de muro descrito en la Sección 2, los muros del edificio real se vertieron introduciendo el hormigón con la ayuda de un tubo. Para el muro más largo, dicho tubo se colocó alternativamente en las dos posiciones representadas aproximadamente en la figura 9a.

El vertido del MSFRC fue una operación en general sencilla, similar al de un hormigón autocompactante convencional. La operación requería la presencia de un único operario en la parte superior del encofrado para mantener el tubo en la posición correcta. El MSFRC llenó rápidamente el encofrado gracias a su elevada trabajabilidad y a la ausencia de armadura interior. Excepto en las zonas próximas al tubo de vertido, el flujo del hormigón fue claramente de orientación horizontal. Sin embargo, se observaron algunas incidencias debido a la presencia de componentes técnicos embebidos en los muros, como haces de cables y cajas de plástico para el equipamiento eléctrico del edificio (véase la figura 9b). En muros de hormigón convencional, los elementos embebidos pueden fijarse a las armaduras. No obstante, en el caso del MSFRC, las cajas plásticas únicamente podían fijarse a las paredes laterales del encofrado, mientras que los tubos podían desplazarse además durante el vertido del hormigón, lo que requería la presencia de un operario adicional para mantener estos elementos en la posición correcta.

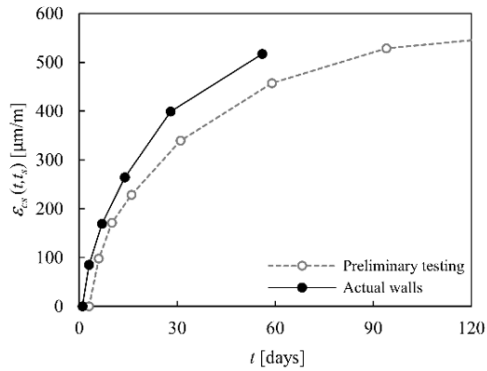


Figura 10. Respuesta reológica del MSFRC: valores experimentales de las deformaciones de retracción total medidas en los ensayos preliminares (véase también la figura 3) y en los muros del edificio real.

3.3. Caracterización del material: propiedades mecánicas y reológicas

Se llevaron a cabo los siguientes ensayos de caracterización del material:

- resistencia a compresión en cubos según EN 12390-3:2019 [28];
- retracción total según EN 12390-17:2019 [31];
- resistencia residual a tracción por flexión según EN 14651:2005 [33].

Los valores de las resistencias a compresión indicados en la tabla 2 (columna derecha, “Muros en el edificio real”) se determinaron a diferentes edades (3, 14 y 28 días) en cubos de 150 mm ($f_{cm,cube}$, valor medio de dos ensayos). Estos son comparables a los medidos en los ensayos preliminares. La retracción total se midió desde la edad $t_s = 1$ día hasta la edad de 58 días a $T = 20$ °C y $HR = 60\%$. Las curvas experimentales de retracción total $\epsilon_{cs}(t,t_s)$ obtenidas en los ensayos preliminares y en la aplicación en obra se presentan en la figura 10. Estas muestran que el MSFRC utilizado para los muros del edificio real presentó una retracción total aún mayor (lo cual podría explicarse, al menos en parte, por el mayor contenido de agua de la mezcla).

La resistencia residual a flexotracción se midió en una serie de doce prismas de 150×150×550 mm. Los resultados se presentan en la figura 11a en términos de valores medios de la resistencia a tracción por flexión (f_{R1m} y f_{R3m}) frente a CMOD. También se proporciona la curva característica determinada según EN 14651:2005 [33]. Los valores medios medidos son relativamente cercanos a los obtenidos en las probetas encofradas durante los ensayos preliminares.

3.4. Observaciones in situ y monitorización de fisuras

El desarrollo y la apertura de fisuras en los muros de MSFRC in situ se monitorizaron durante un periodo de aproximadamente 120 días (hasta que se superpusieron paneles de yeso sobre los muros para el acabado). La monitorización se realizó durante este periodo según el siguiente protocolo:

- inspección visual en ambos lados de cada muro para la detección de fisuras, realizada semanalmente;
- en caso de detectarse fisuras, lectura de la apertura inicial de la fisura con un medidor manual de fisuras (Figura 12a), seguida de la instalación de galgas uniaxiales de monitorización de fisuras, con lectura manual y una precisión de 0.05 mm (Figura 12b).

Además, el muro de MSFRC más largo fue instrumentado con ocho galgas uniaxiales de monitorización de fisuras (G1–G8, figura 9), instaladas inmediatamente después del desencofrado en ubicaciones donde se esperaba potencialmente la aparición de fisuras y/o aperturas de juntas, concretamente:

- juntas de hormigonado verticales en la interfaz con los muros adyacentes (y conectadas mediante cajas de conexión de armadura, como se explica en la Sección 4.1). En este caso, las galgas se colocaron para medir la apertura de las juntas;
- esquinas de los dos huecos de 80 mm de profundidad (identificadas como posibles ubicaciones de desarrollo de fisuras según los análisis por EF, como se discutirá más adelante en la Sección 4).

A pesar de su sencillez, la monitorización realizada permitió seguir de manera eficaz la evolución de la fisuración y las aperturas de fisura detectadas.

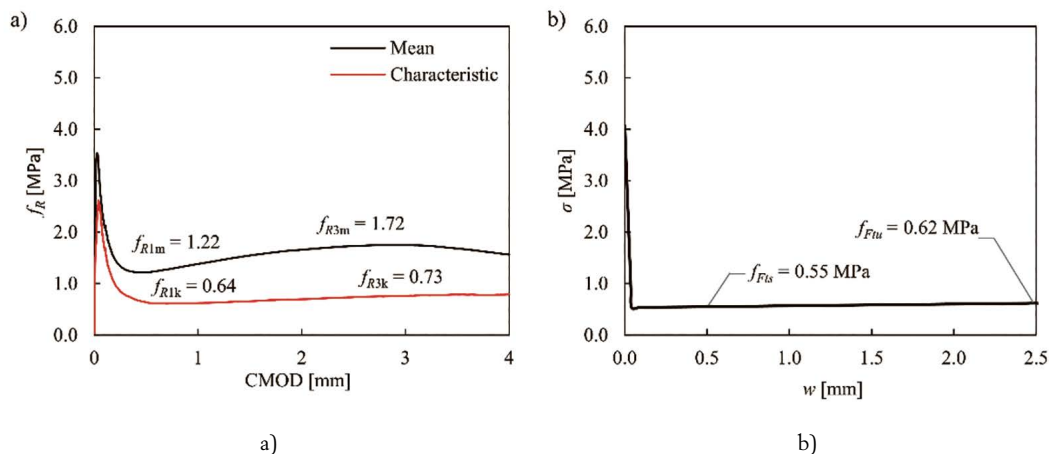
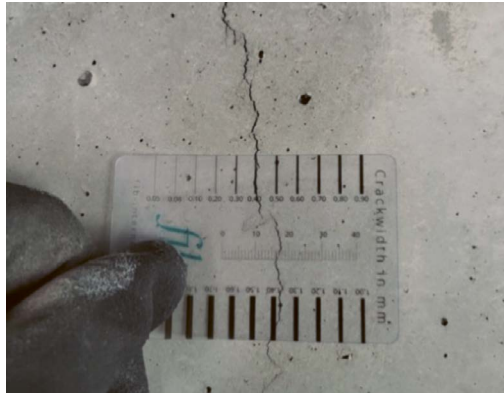
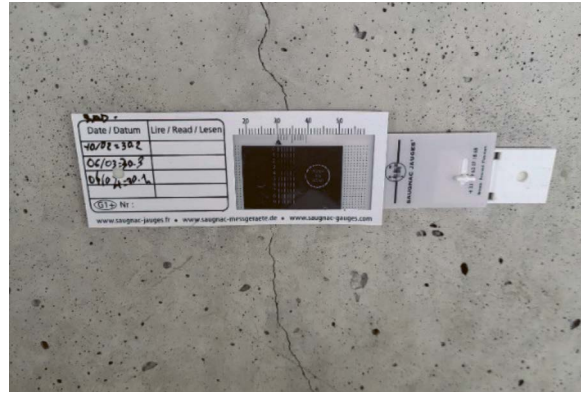


Figura 11. (a) Resistencia residual a flexotracción (valores medios y característicos) frente a CMOD para prismas moldeados vertidos junto con los muros del edificio real; (b) ley constitutiva a tracción para el MSFRC utilizado en las simulaciones numéricas y otros parámetros mecánicos.



a)



b)

Figura 12. Instrumentación utilizada para la monitorización in situ de fisuras: (a) fisurómetro para la lectura inicial de la apertura de fisura; (b) galga uniaxial para la lectura de la evolución de la apertura de fisura.

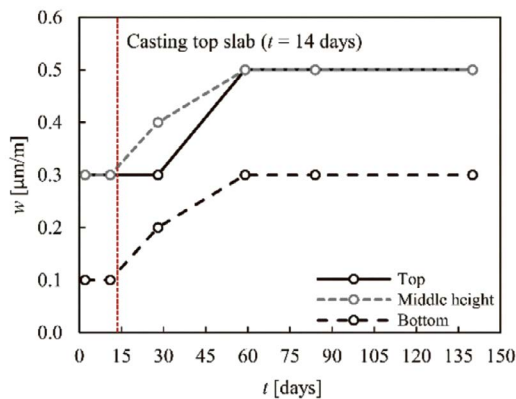


Figura 13. Evolución de la apertura de fisura a tres alturas diferentes para la fisura principal detectada en el muro de MSFRC más largo del edificio real.

Durante el periodo de observación, no apareció ninguna fisura en ninguno de los dos muros cortos de MSFRC. En lo que respecta al muro de MSFRC más largo, no se detectó fisuración en ninguna de las ubicaciones en las que se instalaron las galgas G1–G8 (véase la figura 9). Sin embargo, se observaron dos fisuras en el muro largo (véase las ubicaciones en la figura 9):

- La primera fisura observada se detectó inmediatamente después del desencofrado, en la ubicación donde un haz vertical de cables originaba una fuerte reducción de la sección transversal (fisura principal en la figura 9). Esta fisura pudo observarse en las dos caras laterales y se desarrolló a lo largo de toda la altura del muro. Se colocaron tres galgas de fisuración (G9–G11 en la figura 9) en esta fisura a tres niveles diferentes, denominados “Top”, “Middle” y “Bottom”. La evolución de la apertura de fisura con el tiempo se muestra en la figura 13. La fisura era mayor en la parte superior del muro (0.3–0.5 mm) que en la parte inferior (0.1–0.3 mm). Los valores iniciales de apertura de fisura se mantuvieron constantes durante aproximadamente 15 días, aumentando posteriormente en 0.2 mm durante un periodo de aproximadamente 45 días, y permaneciendo después estables hasta el final del periodo de monitorización (en valores de 0.5 mm para los niveles “Top” y “Middle”, y 0.3 mm para el nivel “Bottom”).

- Una segunda fisura apareció aproximadamente 80 días después del vertido (fisura secundaria en la figura 9). Esta fisura también se desarrolló a través de todo el espesor del muro, pero se limitó a una altura de 25 cm próxima al forjado superior, con una apertura de fisura de 0.4 mm que permaneció constante hasta el final del periodo de monitorización.

Cabe señalar que las aperturas de fisuras permanecieron en todos los casos por debajo de 0.5 mm, lo cual es coherente con los valores usuales considerados para tabiques interiores en edificios.

4. MODELIZACIÓN DE MUROS DE MSFRC

Previamente al hormigonado de los muros del edificio real, se realizaron análisis numéricos basados en modelos de elementos finitos con el fin de investigar su respuesta estructural. Para ello, se emplearon los datos obtenidos en la monitorización del primer muro de MSFRC (resistencia residual a flexotracción y propiedades reológicas). Además, se analizaron cuidadosamente las condiciones de contorno de los muros (nivel de empostramiento de los forjados y muros adyacentes) y su secuencia constructiva. También se investigaron los detalles de armado del muro, es decir, la influencia de las discontinuidades geométricas y la conexión con el resto de elementos.

Para ello, se utilizó el software Abaqus CAE [35] para generar los modelos y simular la respuesta estructural. Se empleó el modelo CDP (del inglés “Concrete Damage Plasticity”) para simular la respuesta mecánica no lineal del MSFRC (cuya validez ya ha sido probada anteriormente [36], [37], [38], [39], [40]).

Para simular la respuesta mecánica de los materiales, se utilizaron los modelos constitutivos propuestos en el fib Model Code 2010 [32] tanto para el acero como para el MSFRC. El comportamiento del acero se definió mediante el modelo constitutivo uniaxial tensión–deformación (σ – ϵ). En cuanto al MSFRC sometido a tensiones de compresión, se consideraron

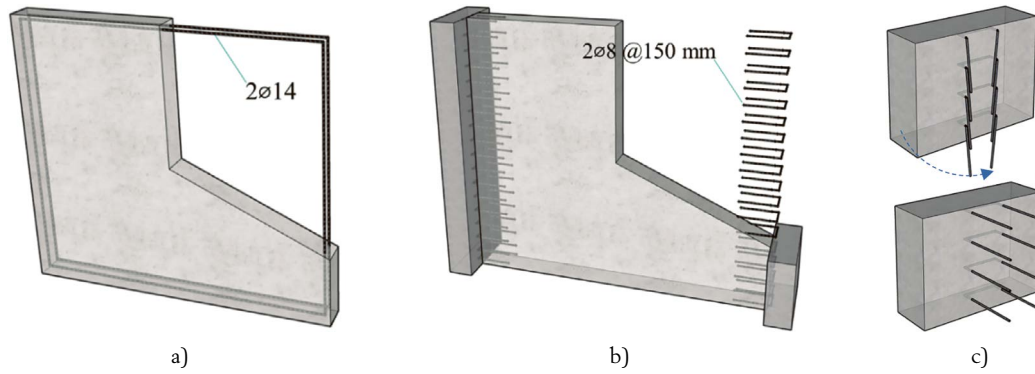


Figura 14. Disposiciones preliminares de armadura estudiadas: (a) L1, disposición de la armadura perimetral; (b) L2, disposición de las cajas de conexión; (c) detalle del sistema de cajas de conexión.

los valores medios derivados de la caracterización del material ($E_{cm} \approx 33.0$ GPa y $f_{cm} = 58$ MPa, véase [tabla 1](#)). El comportamiento post-fisuración a tracción del MSFRC se simuló mediante una relación tensión-abertura de fisura ($\sigma-w$) basada en los resultados de los ensayos de caracterización presentados en la [figura 11a](#) (valores medios de f_{R1m} y f_{R3m} de 1.22 y 1.72 MPa, respectivamente), tal y como se muestra en la [figura 11b](#). La elección de esta estrategia de simulación es debido a que el software regulariza las aberturas de fisura como deformaciones utilizando para ello una longitud característica (l_{ch}), lo que hace que el modelo sea menos dependiente del tamaño de malla. Para el resto de parámetros del CDP se establecieron los valores por defecto propuestos en [\[29\]](#). Para el armado convencional, se asumió que el comportamiento era lineal elástico (no se espera plastificación en servicio, tal como se verificó posteriormente), con un módulo de elasticidad igual a $E_s = 210$ GPa.

4.1. Diseño del muro (muro corto)

Se realizaron varias simulaciones para establecer un diseño adecuado y analizar la respuesta estructural esperada de los muros de MSFRC (considerando las propiedades mecánicas expuestas en la [Sección 3.3](#)). Para ello se investigaron dos disposiciones de armado representativas (véase la [figura 14](#)), con el objetivo de analizar su comportamiento:

- L1: disposición de una armadura perimetral para controlar posibles fisuras en las interfaces con otros muros y forjados (véase la [figura 15a](#)).
- L2: disposición de cajas de conexión en las interfaces con otros muros, pero sin ninguna otra armadura (véase la [figura 15b](#)).

El armado perimetral consistía en dos zunchos de barras de acero de 14 mm de diámetro ([Figura 14a](#)), mientras que las cajas de conexión consistían en conectores de acero en forma de horquillas (barras de 8 mm de diámetro, espaciadas cada 150 mm), [figura 14b](#). En lo que respecta a las cajas de conexión, estas se hormigonaban en un muro adyacente y sus barras se enderezaban posteriormente (véase [figura 14c](#)). El uso de tales cajas o productos similares es una solución habitual y estándar en varios países europeos, como Suiza o Dinamarca [\[41\]](#). Estas barras en forma de U conectaban el muro de MSFRC con los muros circundantes, permitiendo controlar de manera eficiente el desarrollo de fisuras en la interfaz.

El comportamiento de estas disposiciones se simuló en un muro corto de $2800 \times 2560 \times 240$ mm, conectado a los forjados inferior y superior y a dos muros laterales ([Figura 15a](#)). Las condiciones de contorno consideraron un forjado inferior totalmente empotrado (como si formara parte, por ejemplo, de una cimentación), un forjado superior no coaccionado, y dos niveles de restricción para los muros laterales: (S1) movimiento totalmente coaccionado (condición desfavorable para muros cortos y rígidos) y (S2) movimiento no coaccionado. Estas condiciones de contorno extremas cubren el rango de niveles de restricción al que el muro podría estar sometido. Además, las superficies de muros y forjados en el plano X-Y se restringieron para evitar desplazamientos en la dirección ortogonal (eje Z).

La modelización del hormigón se realizó utilizando elementos sólidos hexaédricos lineales de 8 nodos y un tamaño de 50 mm (C3D8R), mientras que las barras de acero se modelaron mediante elementos lineales de 2 nodos (T3D2) con una longitud de 50 mm, asumiendo una interacción perfecta entre armadura y hormigón (malla representada en la [figura 15a](#)).

En estas simulaciones preliminares, y de acuerdo con los ensayos de material disponibles ([Sección 2.2](#)), se asumió una retracción a largo plazo del hormigón ($\epsilon_{cs,\infty}$) de $550 \mu\epsilon$ ($1 \mu\epsilon = 10^{-6}$). La única acción considerada para simular el proceso constructivo fue la retracción del hormigón. Para ello, se asumió que el forjado inferior sufría una retracción de $100 \mu\epsilon$ antes del hormigonado del muro y $100 \mu\epsilon$ adicionales antes del hormigonado del forjado superior. Esta estrategia se mantuvo posteriormente de manera coherente para las distintas simulaciones realizadas en el presente estudio, considerando un análisis dependiente del tiempo.

Los patrones de fisuración resultantes de las simulaciones de la disposición de armadura L1 (véase la [figura 15b](#)) se muestran en la [figura 16](#). La [figura 16a](#) corresponde al caso de restricción lateral total (S1), mientras que la [figura 16b](#) corresponde al caso sin restricción al movimiento lateral (S2). Los resultados se muestran en términos de deformación plástica del hormigón ($\epsilon_{c,pl}$; PE según la nomenclatura utilizada por ABAQUS) de los elementos, lo que permite identificar las regiones potencialmente fisuradas (donde $\epsilon_{c,pl} > \epsilon_{c,cr} = f_{ctm}/E_{cm} = 4.07/33000 = 123 \mu\epsilon$, $\epsilon_{c,cr}$ siendo la deformación de fisuración del hormigón).

Para muros laterales totalmente coaccionados ([Figura 16a](#)), los muros cortos presentaron fisuras ($\epsilon_{c,pl} > 100 \cdot \epsilon_{c,cr}$) en las

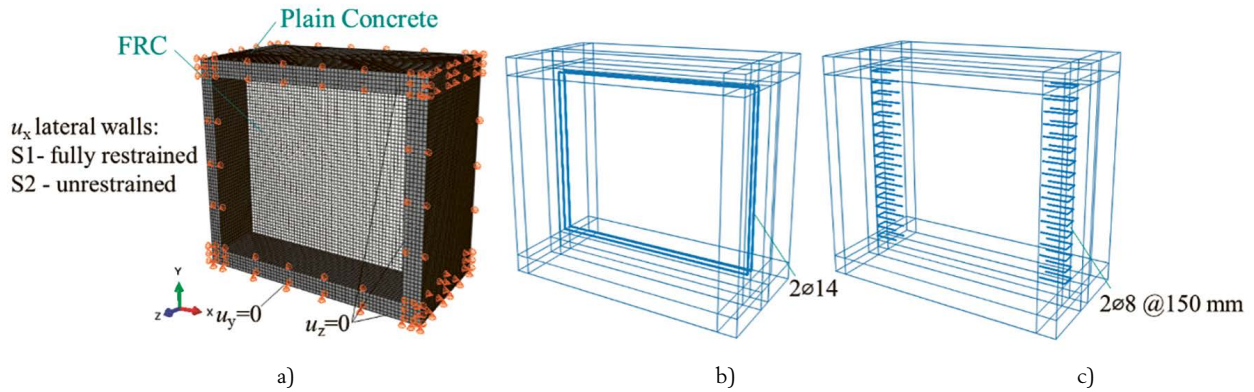


Figura 15. Modelo preliminar por EF para el muro de 2800x2560x240 mm: (a) materiales, cargas y condiciones de contorno, y malla; (b) disposición de armadura L1; (c) disposición de armadura L2.

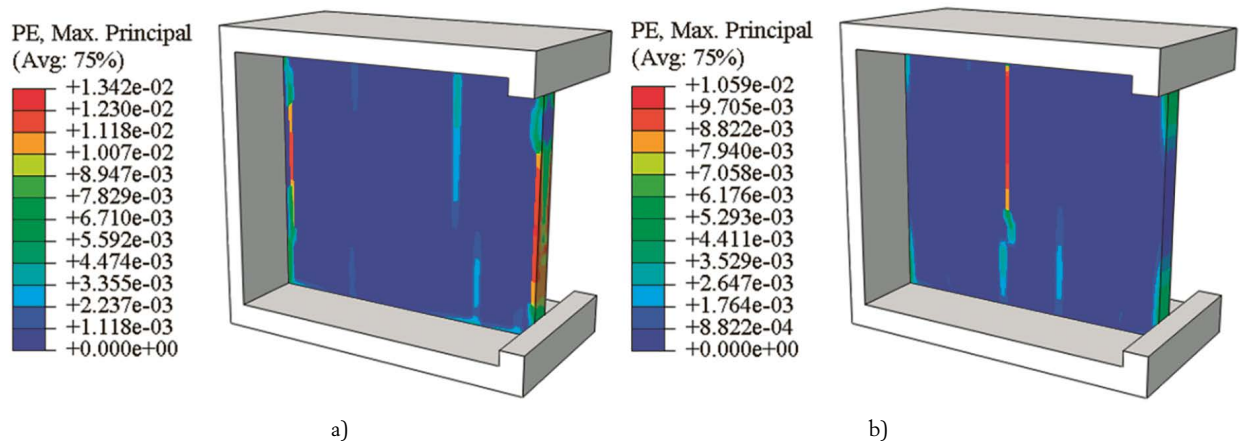


Figura 16. Deformaciones plásticas del hormigón del muro de MSFRC para la disposición de armadura L1: (a) restricción lateral total (S1); (b) ausencia de restricción al movimiento lateral (S2).

proximidades de la conexión lateral y algunas fisuras más delgadas en la región central. En este caso, incluso para un muro corto, se alcanzaron aberturas importantes $w_{max} \approx 0.7$ mm en cada extremo (aproximadamente la mitad del acortamiento debido a $\epsilon_{cs, \infty}$, es decir, $l\epsilon_{cs, \infty}/2 = 2800 \cdot 550 \cdot 10^{-6}/2 = 0.77$ mm, siendo l la longitud del muro). Por otro lado, para muros con movimientos laterales libres (Figura 16b), se observó $w_{max} \approx 0.5$ mm en la zona central del elemento y el modelo mostró una reducción apreciable de las deformaciones plásticas ($\epsilon_{c, pl} < 50 \cdot \epsilon_{c, cr}$) en las conexiones laterales (principalmente situadas en las partes superior e inferior).

La figura 17 muestra los patrones de fisuración obtenidos en las simulaciones con la disposición de armadura L2 (véase la figura 16c). Para muros lateralmente coaccionados (Figura 17a), aparecieron en las superficies laterales fisuras con menor abertura que en el caso L1, además de un patrón de fisuración más distribuido en la región central (con $w_{max} < 0.6$ mm). Para muros libres lateralmente (Figura 17b), se observó un patrón de fisuración similar al de su equivalente L1, con $w_{max} \approx 0.5$ mm (fisura localizada en el medio del elemento).

A la vista de los resultados obtenidos, la disposición L2 se identificó como la más prometedora, ya que permitió controlar mejor las fisuras más críticas (aquellas con mayor abertura en la conexión con los muros adyacentes), y por ello fue adoptada para las simulaciones restantes.

4.2. Análisis de muros largos y comparación con las medidas en obra

Siguiendo el concepto de diseño de los muros cortos presentado en la sección anterior, se aplicaron los mismos principios a un muro largo de 13.0 m (Figura 9). La geometría real del muro se modeló de manera precisa para tener en cuenta todas las discontinuidades que pudieran causar diferencias de rigidez y, por tanto, ser susceptibles de generar fisuras (cambio de espesor, presencia de huecos, presencia de haces de cables y conexión con los muros laterales, tal como se describió en la Sección 3.1). Entre estas discontinuidades, resulta de particular relevancia el haz de cables eléctricos, que se modeló reduciendo el espesor del muro (véase figura 18). Se consideraron además varios escenarios para las condiciones de contorno (véase figura 18):

- S1: Restricción total de desplazamientos de los muros laterales.
- S2: Restricción parcial de los muros laterales.
- S3: Movimiento no coaccionado del muro lateral derecho (el movimiento del muro lateral izquierdo está impedido).

En todos los escenarios, el forjado inferior se coaccionó en la dirección vertical ($u_y = 0$) pero se dejó libre longitudinalmente (estando la deformación del forjado controlado por las con-

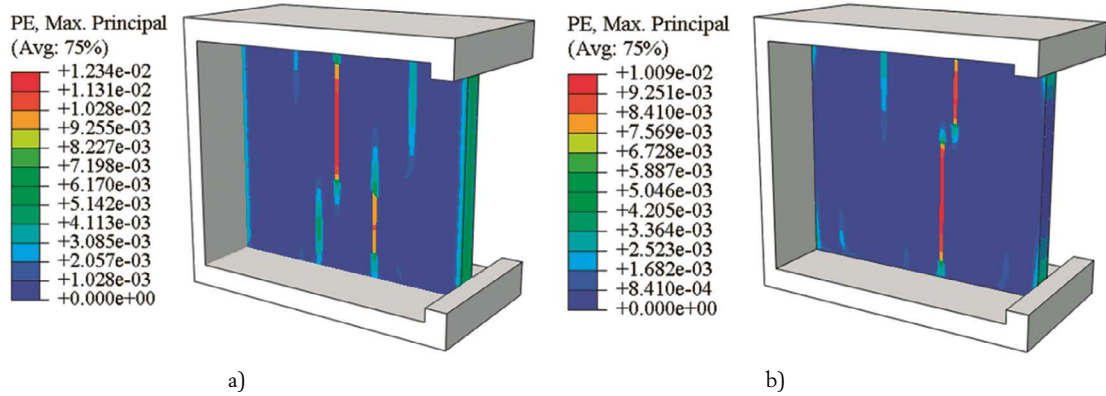


Figura 17. Deformaciones plásticas del hormigón del MSFRC para la disposición de armadura L2 (cajas de conexión): (a) restricción lateral total (S1); (b) movimiento libre de los muros laterales.

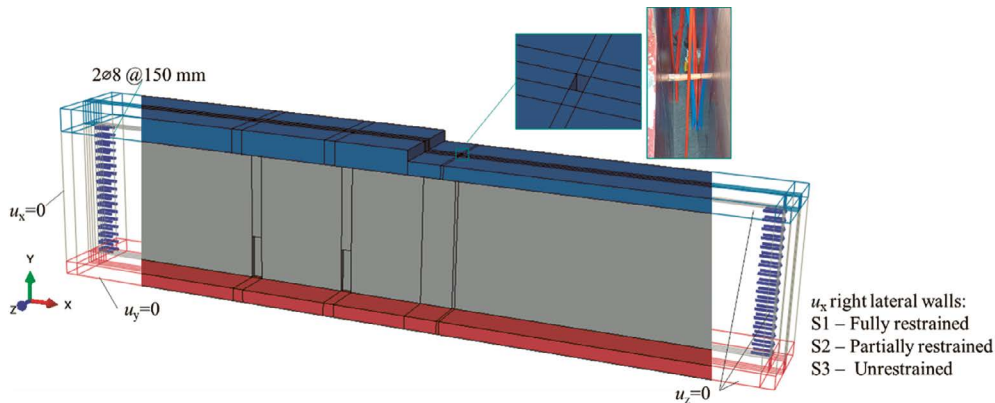


Figura 18. MEF para el muro de 13.0 m: cargas y condiciones de contorno, geometría detallada y configuración de armadura.

diciones S1, S2 o S3). Finalmente, con respecto al tamaño de malla, se utilizaron los mismos elementos que en las simulaciones anteriores y el tamaño de elemento implementado fue de 50 mm.

En el edificio real, teniendo en cuenta que el muro no estaba situado entre dos núcleos y que no se encontraba sobre la losa de cimentación, el escenario de restricción parcial (S2) podía considerarse como el más realista. No obstante, se investigaron otros escenarios para abordar los posibles límites de la respuesta.

Para el primer escenario (restricción total, S1), los valores de retracción se aplicaron del mismo modo que en los análisis anteriores (teniendo en cuenta de manera simplificada la secuencia constructiva). Para el tercer escenario (caso sin restricción, S3), la respuesta fue prácticamente insensible a los valores de deformaciones de retracción impuestos, ya que el muro podía desplazarse libremente (solo aparecieron tensiones internas de redistribución, pero relativamente bajas). Por ello, para el escenario de restricción parcial (S2), se aplicó una fracción de las deformaciones de retracción ($\epsilon_{cs,\infty} = \lambda \cdot \epsilon_{csFRC}$). Esto permitió representar de forma simplificada un comportamiento intermedio entre los dos casos anteriores.

La figura 19 muestra el patrón de fisuración de las simulaciones en términos de deformaciones plásticas para un escenario representativo S2 ($\lambda = 1/2$). Una fisura principal se originó en la zona donde se ubicaban los haces de tubos. También se observaron fisuras secundarias en los huecos, así como algunas fisuras

en proceso de desarrollo hacia el extremo derecho del muro y en la conexión con los muros adyacentes. Sin embargo, estas fisuras mostraron deformaciones plásticas mucho menores en comparación con la fisura principal. Se observaron resultados similares para el escenario de restricción total (S1). En cuanto al escenario totalmente sin restricción (S3), no se observaron aperturas de fisura.

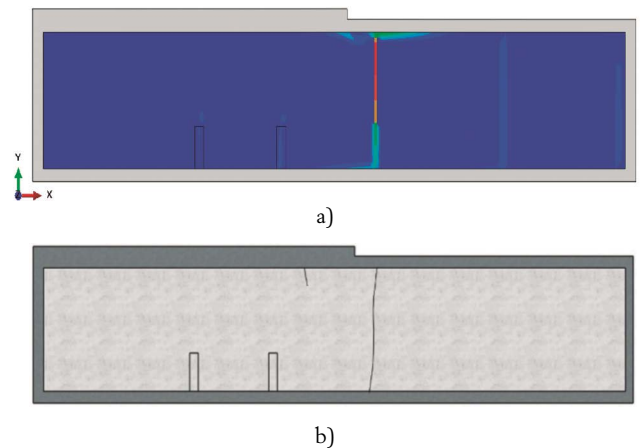


Figura 19. Patrón de fisuración para el muro de MSFRC de 13.0 m, escenario S2 (el azul oscuro indica regiones que permanecen elásticas sin fisurar; véanse los valores detallados de aperturas de fisura en la Fig. 20): (a) simulación por MEF; (b) muro de MSFRC ensayado experimentalmente.

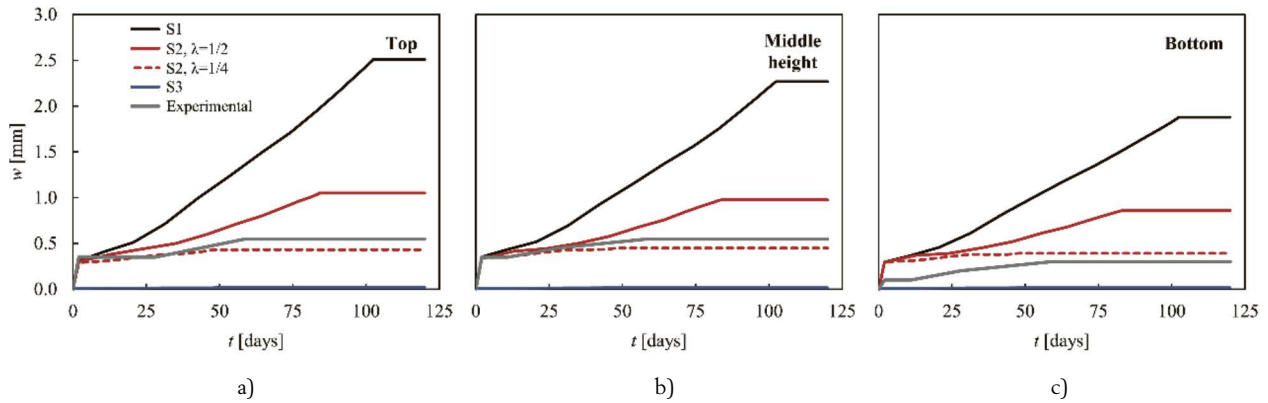


Figura 20. Evolución de la apertura de la fisura principal del muro de MSFRC a lo largo del tiempo: resultados experimentales y numéricos en diferentes alturas (superior, media e inferior)

Como puede observarse, el patrón de fisuración predicho del escenario S2 (y S1) (Figura 19a) concuerda en gran medida con el real (Figura 19b), donde se observó una fisura en la misma ubicación, seguida por una fisura secundaria (a los 80 días) en la parte superior del muro. La abertura de la fisura principal con el tiempo se siguió en el modelo en 3 ubicaciones diferentes: a 60 cm del forjado superior, a media altura y a 60 cm del forjado inferior. La abertura medida experimentalmente se compara en la figura 20 con las simulaciones numéricas (escenarios S1, S2 con $\lambda = 1/2$ y $\lambda = 1/4$ y S3). La comparación muestra que el escenario de empotramiento total (S1) es excesivamente conservador, con aberturas excesivas. El escenario no restringido (S3) es, por el contrario, inseguro, al no predecir fisuración. Se obtiene en cambio una buena concordancia considerando un modelo con restricción parcial (S2) con $\lambda = 1/2$ y $\lambda = 1/4$, donde el escenario con menor efecto de deformaciones impuestas ($\lambda = 1/4$) resulta muy próximo a las mediciones reales.

4.3. Análisis de muros cortos

Con respecto a la respuesta observada en los dos muros cortos de MSFRC del edificio real (véase la Sección 3), no se observó fisuración en obra a una edad de 120 días. En el modelo numérico, cuando el forjado inferior está totalmente restringido al movimiento lateral, se detectaron varias fisuras en la conexión con los muros adyacentes o en la zona media del elemento,

dependiendo de las condiciones de restricción. Por el contrario, no se esperaban fisuras cuando el forjado inferior podía moverse libremente. Esto indica nuevamente que el nivel de restricción de los forjados era posiblemente muy bajo, en coherencia con los resultados y mediciones del muro largo.

4.4. Influencia de las fibras en la respuesta global

En relación con la cantidad de fibras utilizada, es relevante aclarar si la respuesta global está significativamente influenciada por la contribución de las fibras o si las soluciones de hormigón en masa podrían considerarse aceptables o conducir a resultados similares. Para dar respuesta a esta cuestión, se realizaron simulaciones adicionales para muros de hormigón en masa con la disposición de armadura L2 (con cajas de conexión), que comprendieron (1) muros cortos (para condiciones de contorno restringidas y no restringidas para los muros laterales, véase la figura 15a) y (2) muros largos (con escenario S2 y $\lambda = 1/4$, véase la figura 18).

La figura 21 muestra los resultados para muros cortos con muros laterales restringidos (véase la figura 21a) y no restringidos (véase la figura 21b), con el forjado inferior totalmente fijo y el forjado superior libre, respectivamente. Como puede observarse, las soluciones de hormigón en masa mostraron un patrón de fisuración más localizado con fisuras más anchas, con $\epsilon_{c,pl} > 125 \cdot \epsilon_{c,cr}$ y $\epsilon_{c,pl} > 100 \cdot \epsilon_{c,cr}$ para los escenarios totalmente

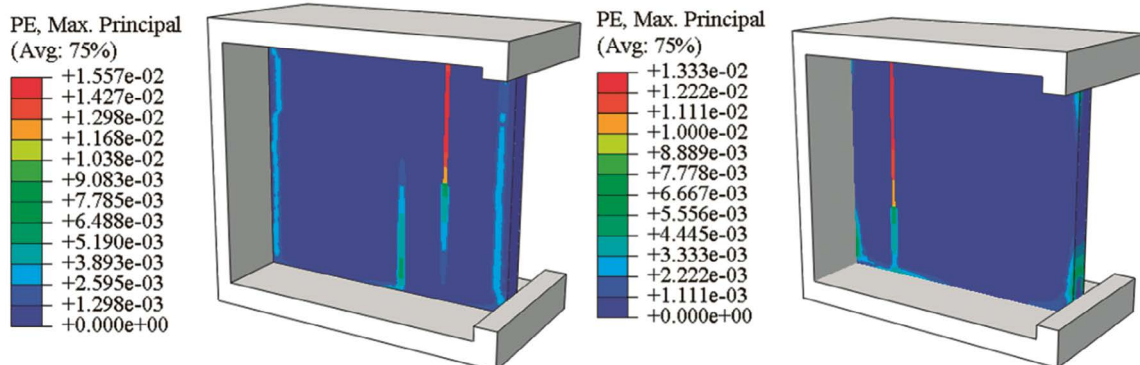


Figura 21. Deformaciones plásticas del hormigón del muro de hormigón en masa para la disposición de armadura L1: (a) restricción lateral completa; (b) sin restricción al movimiento lateral.

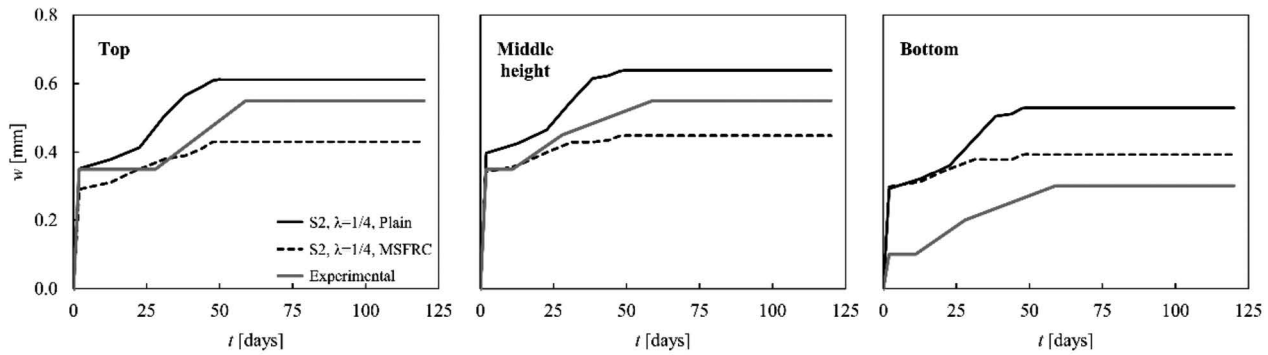


Figura 22. Evolución de la apertura de la fisura principal del muro de 13.0 m para el escenario S2 y $\lambda = 1/4$ a lo largo del tiempo, comparación entre el hormigón en masa, las soluciones de MSFRC y los resultados experimentales a diferentes alturas (superior, media e inferior).

restringido y no restringido, respectivamente, resultando en un incremento del 26% y del 33% con respecto a las soluciones con HRMFS (véase la figura 17).

En lo que respecta al muro largo, la figura 22 presenta los resultados de la simulación del escenario S2 con $\lambda = 1/4$ para el hormigón en masa y para el MSFRC, junto con las mediciones en obra. Como puede observarse, el uso de hormigón en masa da lugar a fisuras de mayor abertura según la simulación numérica, en particular con incrementos del 42%, 40% y 32% en la parte superior, a media altura y en la parte inferior, respectivamente, en comparación con el MSFRC. Estos resultados muestran claramente el efecto positivo de añadir macrofibras sintéticas al hormigón para controlar la fisuración.

5. IMPLICACIONES AMBIENTALES Y CONSTRUCTIVAS

En lo que respecta a las implicaciones ambientales de los muros de MSFRC, cuando se emplean fibras no metálicas no aparecen problemas de corrosión y puede reducirse el contenido de clínker del cemento (puesto que no es necesaria la pasivación de la armadura). Este hecho, junto con las menores prestaciones mecánicas requeridas para un elemento estructural secundario, permite reducir significativamente la huella de carbono del elemento. Asimismo, la eliminación de la armadura de refuerzo y la optimización de los tiempos de construcción conducen a una reducción de los costes de ejecución. Las tablas 4 y 5 muestran, respectivamente, una comparación de un muro tradicional de hormigón armado en términos de coste y de huella de carbono (según los valores sugeridos en [43]). Se investigan cuatro casos destinados a representar dos escenarios:

- un muro de HA y un muro de MSFRC de 250 mm de espesor, cumpliendo los requisitos típicos de aislamiento acústico;
- un muro de HA (vertido con CEM II) de 180 mm de espesor y un muro de MSFRC (vertido con CEM III) de 140 mm de espesor, seleccionados como dimensiones constructivas mínimas cumpliendo los requisitos de resistencia al fuego (valores entre paréntesis en las tablas 4 y 5).

Como puede observarse, el coste puede reducirse en cada escenario entre un 20% y un 25% (dependiendo de la posible reducción del espesor del muro, véase la tabla 4) cuando se utiliza

MSFRC, mientras que la huella de carbono puede reducirse entre un 10% y un 40% (lo cual está fuertemente influenciado por el tipo de cemento empleado y el espesor del muro, véase la tabla 5). Debe enfatizarse, no obstante, que algunos de los parámetros que gobiernan la reducción del coste o de la huella de carbono están en muchos casos controlados por consideraciones no estructurales (como el comportamiento acústico).

También cabe señalar que los 4 kg/m³ de MSFs considerados en este estudio fueron suficientes para cumplir con la resistencia residual a tracción por flexión de los muros (según el MEF y las mediciones experimentales) para controlar las anchuras de fisura. Otros casos podrían requerir adaptar la cantidad y el tipo de fibras marco sintéticas, y las comparaciones anteriores en términos de huella de carbono y coste podrían modificarse en consecuencia.

6. CONCLUSIONES

El uso de hormigón reforzado con fibras macro sintéticas (MSFRC, del inglés “*macro synthetic fibre reinforced concrete*”) como sustitución del hormigón armado en tabiques de edificación se investiga en este artículo mediante un programa experimental realizado tanto sobre probetas como sobre prototipos reales *in situ*. Las principales conclusiones de este trabajo se resumen a continuación:

- Los muros de MSFRC demuestran ser una solución técnica adecuada para sustituir los de hormigón armado con armadura convencional. En el caso de estudio, esta sustitución permite reducir la huella de carbono y los costes de construcción en un 10%–40% y un 20%–25% respectivamente, en comparación con muros equivalentes de hormigón armado, mostrando al mismo tiempo una respuesta satisfactoria en condiciones de servicio.
- La orientación de las fibras es un aspecto clave en los muros de MSFRC. Los resultados experimentales evidencian que este aspecto es muy sensible a las condiciones de vertido (considerando la orientación de fibras debida al flujo y al efecto pared del hormigón fresco). Sin embargo, la variabilidad local de la resistencia residual a flexotracción del MSFRC se reduce cuando las fisuras se desarrollan a través de áreas extensas (factor de escala estadístico [43]).

TABLA 4.

Comparación del coste por metro cuadrado de muro construido en hormigón armado y con fibras macro sintéticas (4 kg/m³ de fibras, datos de precio de Suiza).

	Concepto	Precio unitario	€/m ²
HA espesor de muro: 250 mm (espesor de muro: 180 mm)	Encofrado	35 €/m ² (2 caras)	70
	Hormigón	230 €/m ³	57 (41)
	Refuerzo	1.7 €/kg (100 kg/m ³)	42 (30)
	TOTAL		170 [100%] (141 [83%])
MSFRC espesor de muro: 250 mm Hormigón (espesor de muro: 140 mm)	Encofrado	35 €/m ² (2 caras)	70
	230 €/m ³	57 (32)	
	Refuerzo	8 €/kg (4 kg/m ³)	8 (4)
	TOTAL		135 [80%] (106 [62%])

TABLA 5.

Comparación de la huella de carbono por metro cuadrado de muro construido en hormigón armado y con fibras macro sintéticas (4 kg/m³ de fibras, datos de huella de carbono tomados de [42]).

	Concepto	kg CO ₂ /kg material	kg CO ₂ /m ²
HA espesor de muro: 250 mm (espesor de muro: 180 mm)	Hormigón CEMII	0.12	75 (54)
	Refuerzo	0.5 (100 kg/m ³)	12 (9)
	TOTAL		87 [100%] (63 [73%])
MSFRC espesor de muro: 250 mm (espesor de muro: 140 mm)	Hormigón CEMII (CEM III)	0.12 (0.05)	75 (23)
	Fibras	4	5 (3)
	TOTAL		80 [90%] (26 [30%])

- Se garantizó un control satisfactorio de la fisuración en muros de MSFRC de hasta 13.6 m de longitud utilizando 4 kg/m³ de MSFs (proporcionando $f_{R1m} = 1.22$ MPa y $f_{R3m} = 1.72$ MPa con $CoV_{max} < 35\%$) como única armadura disponible. Se observaron fisuras en las ubicaciones de perturbaciones geométricas (p. ej., inserciones y discontinuidades), pero la abertura de estas fisuras permaneció por debajo de 0.3 mm durante los primeros 120 días (mostrando un claro signo de estabilización en las últimas semanas). Este comportamiento satisfactorio se observó a pesar de las deformaciones de retracción relativamente altas medidas en los ensayos de material.
- Los MEF demostraron ser un enfoque adecuado para simular la construcción por fases y el comportamiento mecánico dependiente del tiempo de los muros de MSFRC. En este contexto, el nivel de restricción al que están sometidos los muros resultó ser un parámetro clave que controla los patrones y el crecimiento de las fisuras.
- Las conexiones con elementos existentes pueden requerir la disposición de armadura de conexión (como cajas de conexión de armadura, por ejemplo). Esta solución resultó ser sencilla de implementar y eficiente para fines prácticos.

Los resultados presentados en este documento muestran un enfoque preliminar hacia una solución prometedora. No obstante, se requieren investigaciones adicionales experimentales, in situ y numéricas, para consolidar las conclusiones y las disposiciones recomendadas para una implementación práctica generalizada.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer la contribución y el apoyo de las distintas empresas implicadas en el proyecto, cuya colaboración fue fundamental durante la investigación. En particular, Losinger-Marazzi (Alexandre Perquin, Guillaume Caudron, Grégoire Bianchi), MBCC (Julien Bizzozero, Laurent Barras), Holcim (Yoan Thomas, Stéphane Cuchet) y MP-ing (Corention Clot, Benoît Beer), así como a Jonathan Moix y Marco Mongillo de HES-SO Fribourg por su contribución a las campañas experimentales. El tercer y sexto autor de este artículo desean agradecer el apoyo financiero proporcionado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España en el marco del proyecto CREEF (PID2019-108978RB-C32/AEI/10.13039/501100011033).

Referencias

- [1] CEN, EN 1992-1-1:2023, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, Brussels (Belgium), 2023.
- [2] O. Pons-Valladares, M. del Mar Casanovas-Rubio, J. Armengou, and A. de la Fuente, "Approach for sustainability assessment for footbridge construction technologies: Application to the first world D-shape 3D-Printed fiber-reinforced mortar footbridge in Madrid," *J Clean Prod*, vol. 394, p. 136369, 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.136369>.
- [3] S. Aidarov, A. Nadaždi, E. Pugach, N. Tošić, and A. de la Fuente, "Cost-oriented analysis of fibre reinforced concrete column-supported flat slabs construction," *Journal of Building Engineering*, vol. 51, p. 104205, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.104205>.
- [4] O. Pons, M. M. Casanovas-Rubio, J. Armengou, and A. de la Fuente, "Sustainability-Driven Decision-Making Model: Case Study of Fiber-Reinfor-

- ced Concrete Foundation Piles,” *J Constr Eng Manag*, vol. 147, no. 10, p. 4021116, 2021, doi: 10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0002073.
- [5] A. de la Fuente, M. del Mar Casanovas-Rubio, O. Pons, and J. Armengou, “Sustainability of Column-Supported RC Slabs: Fiber Reinforcement as an Alternative,” *J Constr Eng Manag*, vol. 145, no. 7, p. 4019042, 2019, doi: 10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0001667.
 - [6] A. de la Fuente, A. Blanco, J. Armengou, and A. Aguado, “Sustainability based-approach to determine the concrete type and reinforcement configuration of TBM tunnels linings. Case study: Extension line to Barcelona Airport T1,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 61, pp. 179–188, 2017, doi: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.10.008>.
 - [7] I. Josa, A. de la Fuente, M. del M. Casanovas-Rubio, J. Armengou, and A. Aguado, “Sustainability-Oriented Model to Decide on Concrete Pipeline Reinforcement,” *Sustainability*, vol. 13, no. 6, 2021, doi: 10.3390/su13063026.
 - [8] A. Conforti, G. Tiberti, G. A. Plizzari, A. Caratelli, and A. Meda, “Precast tunnel segments reinforced by macro-synthetic fibers,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 63, pp. 1–11, Mar. 2017, doi: 10.1016/j.tust.2016.12.005.
 - [9] A. Conforti et al., “An experimental study on the use of polypropylene fibers in precast segments for hydraulic and metro tunnel lining,” in *3rd FRC International Workshop Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications*, 2018, pp. 138–139.
 - [10] M. di Prisco, S. Tomba, P. Bonalumi, and A. Meda, “On the use of macro synthetic fibres in precast tunnel segments,” in *SEE Tunnel. Promoting tunnelling in SEE European region*, 2015, pp. 1–10.
 - [11] R. Winterberg, “Use of Macro Synthetic Fibre in Segmental Tunnels,” in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II: X RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB)*, 2022, p. 780795.
 - [12] R. Winterberg, L. Mey Rodríguez, R. Justa Cámara, and D. Sualdea Abad, “Segmental lining design using macro synthetic fibre reinforcement,” in *fib Bulletin 95. Fibre Reinforced Concrete From Design to Structural Applications. Proceedings*, 2020.
 - [13] R. Winterbert, M. Garbeth, and B. Glynn, “Innovation in durable segments for CSO tunnels,” in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations: RILEM-fib International Symposium on FRC (BEFIB)*, 2021, pp. 757–769.
 - [14] I. Trabucchi, A. Mudadu, G. Tiberti, A. Conforti, G. Plizzari, and R. Winterberg, “Structural behavior of precast tunnel segments reinforced by macro-synthetic fibers during temporary loading phases,” in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II: X RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB)*, 2022, p. 714726.
 - [15] I. Trabucchi, A. Conforti, G. Tiberti, A. Mudadu, G. Plizzari, and R. Winterberg, “Flexural behavior of precast tunnel segments reinforced by macro-synthetic fibers,” in *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation Meet Archaeology, Architecture and Art*, 2020, pp. 3245–3253.
 - [16] E. Bernard and A. Thomas, “Fibre reinforced sprayed concrete for ground support,” *TAI Journal (A Half Yearly Technical Journal Of Indian Chapter Of TAI)*, vol. 9, no. 1, pp. 13–33, 2020.
 - [17] S. Altoubat, D. A. Lange, and G. Ulreich, “Effect of synthetic fibers on structural behavior of concrete slabs on ground Measurement and Modeling of Early Age Creep and Shrinkage of Concrete View project Reliability of Fiber Reinforced Concrete Slabs View project,” 2006. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/249968013>
 - [18] E. Valero Ramos, J. Sánchez Gómez, D. Jiménez López, A. Montalbán, and A. de la Fuente, “Polypropylene Fibre Reinforced Concrete for the Structural Panels of the Pavillions of the Motril Port (Spain),” in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II: X RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB)*, 2022, pp. 771–779.
 - [19] A. de la Fuente, R. C. Escariz, A. D. de Figueiredo, and A. Aguado, “Design of macro-synthetic fibre reinforced concrete pipes,” *Constr Build Mater*, vol. 43, pp. 523–532, 2013, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.036>.
 - [20] S. Mohammad Askari, A. Khaloo, M. H. Borhani, and M. S. Tale Masoule, “Performance of polypropylene fiber reinforced concrete-filled UPVC tube columns under axial compression,” *Constr Build Mater*, vol. 231, p. 117049, 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117049>.
 - [21] Y. Park, A. Abolmaali, E. Attiogbe, and S.-H. Lee, “Time-Dependent Behavior of Synthetic Fiber-Reinforced Concrete Pipes under Long-Term Sustained Loading,” *Transp Res Rec*, vol. 2407, no. 1, pp. 71–79, 2014, doi: 10.3141/2407-07.
 - [22] Y. Park, A. Abolmaali, J. Beakley, and E. Attiogbe, “Thin-walled flexible concrete pipes with synthetic fibers and reduced traditional steel cage,” *Eng Struct*, vol. 100, pp. 731–741, 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.06.049>.
 - [23] G. Kovács and K. Júhasz, “Precast, prestressed grandstand of PFRC in Stadium, Hungary,” in *Central European Congress on Concrete Engineering: Concrete Structures in Urban Areas*, 2013. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/279910508>
 - [24] P. Pujadas, A. Blanco, S. Cavalaro, and A. Aguado, “Plastic fibres as the only reinforcement for flat suspended slabs: Experimental investigation and numerical simulation,” *Constr Build Mater*, vol. 57, pp. 92–104, 2014, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.082>.
 - [25] P. Pujadas, A. Blanco, S. Cavalaro, A. de la Fuente, and A. Aguado, “Fibre distribution in macro-plastic fibre reinforced concrete slab-panels,” *Constr Build Mater*, vol. 64, pp. 496–503, 2014, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.067>.
 - [26] MASTER BUILDERS SOLUTIONS, *MasterFiber 245 SPA. EN 14889-2*. 2023.
 - [27] EN 206:2013+A2:2021, *Concrete - Specification, performance, production and conformity*. 2021.
 - [28] EN 12390-3:2019, *Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens*. 2019.
 - [29] EN 12390-13:2021, *Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression*. 2021.
 - [30] EN 12390-16:2019, *Testing hardened concrete - Part 16: Determination of the shrinkage of concrete*. 2019.
 - [31] EN 12390-17:2019, *Testing hardened concrete - Part 17: Determination of creep of concrete in compression*. 2019.
 - [32] fib, *Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne, 2013.
 - [33] EN 14651:2005, *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*. 2005.
 - [34] K. Júhasz, “A proposed evaluation method for three-point beam tests of fiber-reinforced concrete,” *J Test Eval*, vol. 49, no. 5, pp. 3838–3858, 2021.
 - [35] “Simulia Dassault Systèmes. Abaqus CAE User’s Manual (6.12). Dassault Systèmes, Providence,” 2012.
 - [36] A. Nogales and A. de la Fuente, “TBM Thrust on Fibre Reinforced Concrete Precast Segment Simulation,” in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II: X RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB)*, 2022, pp. 678–689.
 - [37] A. Nogales Alejandro and de la Fuente, “Elevated Flat Slab of Fibre Reinforced Concrete Non-linear Simulation up to Failure,” in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II*, A. and M.-V. J. R. and N.-G. J. Serna Pedro and Llano-Torre, Ed., Cham: Springer International Publishing, 2022, pp. 666–677.
 - [38] A. Nogales, N. Tošić, and A. de la Fuente, “Rotation and moment redistribution capacity of fiber-reinforced concrete beams: Parametric analysis and code compliance,” *Structural Concrete*, vol. 23, no. 1, pp. 220–239, Feb. 2022, doi: 10.1002/suco.202100350.
 - [39] S. Aidarov, F. Mena, and A. de la Fuente, “Structural response of a fibre reinforced concrete pile-supported flat slab: full-scale test,” *Eng Struct*, vol. 239, p. 112292, 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112292>.
 - [40] S. Aidarov, N. Tošić, and A. de la Fuente, “A limit state design approach for hybrid reinforced concrete column-supported flat slabs,” *Structural Concrete*, vol. 23, no. 6, pp. 3444–3464, Dec. 2022, doi: 10.1002/suco.202100785.
 - [41] H. Jørgensen, “Strength of Loop Connections between Precast Concrete Elements: Part I: U-bar Connections Loaded in Combined Tension and Bending-Part II: Wire Loop Connections Loaded in Shear,” University of Southern Denmark, 2014.
 - [42] B. Regúlez, D. M. V. Faria, L. Todisco, M. Fernández Ruiz, and H. Corres, “Sustainability in construction: The urgent need for a new ethics,” *Structural Concrete*, vol. 24, no. 2, pp. 1893–1913, Apr. 2023, doi: 10.1002/suco.202200406.
 - [43] S. H. P. Cavalaro and A. Aguado, “Intrinsic scatter of FRC: an alternative philosophy to estimate characteristic values,” *Mater Struct*, vol. 48, no. 11, pp. 3537–3555, 2015, doi: 10.1617/s11527-014-0420-6.