



# Dovelas de hormigón (concreto) reforzado con fibras para el soporte de túneles y pozos verticales

**Alberto DE LA FUENTE ANTEQUERA**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
Profesor Ayudante Doctor  
albert.de.la.fuente@upc.edu

**Pablo PUJADAS ÁLVAREZ**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
Investigador Post-Doctoral  
pablo.pujadas@upc.edu

**Ana BLANCO ÁLVAREZ**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
Investigador Post- Doctoral  
ana.blanco@upc.edu

**Antonio AGUADO DE CEA**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
Catedrático de Universidad  
antonio.aguado@upc.edu



▲ Pozo vertical en la C/Enric Granados para el Tren de Alta Velocidad (AVE) en Barcelona (España). Cortesía: SACYR Construcción, S.A.

El empleo del hormigón reforzado con fibras (HRF) para dovelas de anillos de revestimiento de túneles es ya una práctica habitual a nivel nacional e internacional. En este sentido, las ventajas técnicas a las que conduce su uso (control del ancho de fisura, tenacidad frente a impacto y cargas concentradas, entre otras) son también conocidas. Asimismo, a nivel económico su uso puede ser atractivo si se hace un análisis integral considerando el proceso de producción y mantenimiento de la dovela, y no sólo la comparación del coste (costo) de la fibra y el de la armadura. Aún existe inercia al empleo del HRF como alternativa al refuerzo clásico; pues, su contribución estructural raramente se ha considerado. Por una parte, debido a que hasta el año 2008 no aprobó la EHE - 08, cuyo anejo 14 aborda aspectos de diseño y control de HRF; y, por otra, a la falta de criterios para considerar aspectos como la orientación y distribución de las fibras.

Este artículo fue presentado originalmente en el VI Congreso ACHÉ, en Madrid, España.

Los autores agradecen a SACYR Construcción, S.A. por el apoyo técnico e información brindada para la consecución de esta investigación.

## Introducción

El hormigón (concreto) reforzado con fibras (HRF) es un material compuesto cuyo uso particular en dovelas para el revestimiento de túneles conduce a mejoras en su comportamiento mecánico tanto en fases transitorias de producción y montaje (desmoldeo, acopio, transporte, manipulación y colocación, ver Figura 1) como en servicio, situación que el anillo trabaja flexocomprimido, con predominancia de las compresiones en la mayoría de túneles excavados con TBM y pozos perforados con VSM [1-2].

En esta línea, atendiendo a que habitualmente la cuantía de refuerzo que se requiere para hacer frente las tracciones que pueden aparecer en estas etapas suele responder a las mínimas mecánica o geométrica, el uso de una cuantía de fibras competitiva desde un punto de vista técnico (producción y requerimientos estructurales) y económicos, es posible y viable. Prueba de ello, son las más de 40 aplicaciones y experiencias a nivel nacional e internacional que se han llevado a cabo (ver Tabla 1), o están aún en construcción, en las que las fibras se



▲ Figura 1. Situaciones transitorias de carga: (a) desmoldeo; (b) acopio; (c) transporte y (d) colocación.

han empleado como material resistente frente las tracciones substituyendo parcial o totalmente la armadura (armado) pasiva convencional.

En la misma Tabla 1 se aprecia que la función de los túneles responde a distintos usos (túnel TC carretero, TF ferroviario, TM de metro, TS de servicios, TA transporte de agua, TG transporte de gas) y que existe un amplio abanico de diámetros internos (Di) y espesores de la dovela (h), siendo  $\lambda = Di/h$  la esbeltez de la misma.

Asimismo, la Tabla 1 pone de manifiesto que la esbeltez del anillo  $\lambda$  adopta según la aplicación valores de entre 12,0 y 36,0. En este sentido, valores reducidos  $\lambda$  de conducen a que el anillo trabaje predominantemente a compresión, incluso frente a situaciones de asimetría moderada de las cargas del terreno motivadas por la existencia de fallas o por la misma heterogeneidad. En estas circunstancias, el refuerzo de las dovelas suele consistir en una cuantía mínima de armadura

(armado) dispuesta para resistir las tracciones que aparecen en fases transitorias de producción y montaje del anillo (ver Figura 1) con el fin de evitar una hipotética rotura frágil en caso fisurar la dovela. En estos casos, atendiendo a la reducida exigencia estructural a la que se somete el anillo y sus componentes, la sustitución de la armadura (armado) tradicional por una cuantía de fibras (Cf) atractiva desde el punto de vista técnico y económico.

Por otra parte, en los casos en lo que el

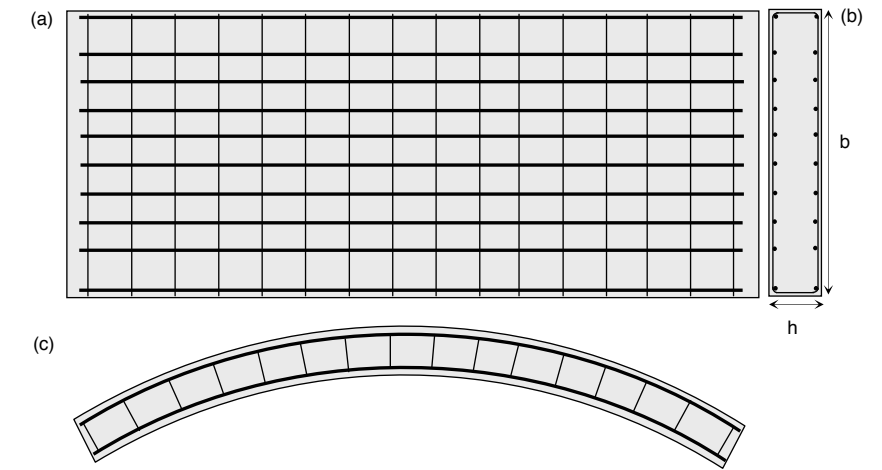
valor de  $\lambda$  es elevado, la sensibilidad del anillo frente a las asimetrías de carga es mayor y pueden producirse, en fase de explotación, esfuerzos flectores concomitantes que conducen a la necesidad de cuantías moderadas – altas de armadura (armado). En estos casos, la sustitución total de esta armadura (armado) por una cuantía razonable de fibras ( $Cf \leq 60 \text{ kg/m}^3$ ) es poco probable; si bien, se puede reducir la armadura (armado) en forma de barras a valores próximos (o incluso inferiores) a los mínimos y emplear, a la vez, una cuantía de fibras competitiva. La solución final en estos casos tiene la ventaja añadida que, no sólo se hacen frente a las exigencias en ELU, sino que, además, el control de los anchos de fisura es mejor que la solución tradicional (sólo con barras) y por ende las condiciones de durabilidad del elemento.

Hasta la fecha, a nivel nacional, la contribución resistente de las fibras en la matriz de hormigón (concreto) rara vez se ha tenido en cuenta en el diseño de dovelas para el soporte de túneles. Prueba de ello son los diversos túneles ejecutados con TBM en el área metropolitana de Barcelona y en los que se ha empleado el HRF junto con armaduras (armados) en forma de barras (L9 de metro, conducción Font-Santa – Trinitat, Prolongación de los FGC en Terrassa, entre otros) pero sin haberse tenido en cuenta el aporte resistente de las fibras y la posibilidad de reducir/eliminar el refuerzo en base a redondos, incluso habiéndose demostrado su viabilidad técnica. Esto puede responder, por una parte, tanto a la dificultad de introducir cambios en el proyecto una vez redactado y licitado éste y a la propia inercia del sector frente a los cambios.

En esta comunicación se pretende presentar un método para el diseño óptimo de dovelas de HRF en base a las sugerencias recogidas en el MC-2010 [3] para este material y presentar tres casos concretos de aplicación enmarcados en el área metropolitana de Barcelona.

### Filosofía de diseño óptimo de dovelas de HRF para el soporte de túneles

El refuerzo principal de este tipo de elementos estructurales (Figura 2) responde a sollicitaciones normales que se producen en las etapas transitorias y en fase de servicio. El resto de armadura (armado) consiste en refuerzos locales (no incluidos en la Figura 2) en las zonas de contacto entre dovelas y zonas de empuje de los gatos así como armaduras (armados) auxiliares en las zonas donde se ejecutan los taladros para las conexiones entre dovelas y los elementos de izado.



▲ Figura 2. Vista (a) en planta, (b) transversal y (c) frontal del armado de una dovela.

En la mayoría de las ocasiones, las cuantías de armadura (armado) responden a criterios mínimos para garantizar la rotura dúctil en el caso hipotético que se alcanzase dicho estado límite (cuantía mínima mecánica) o bien para controlar la abertura de las posibles fisuras que pudiesen aparecer por motivos termohigrométricos cuando el hormigón (concreto) está en estado fresco o en las primeras horas de su endurecimiento.

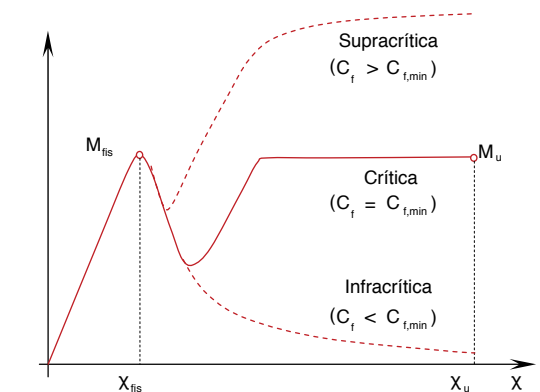
Para la evaluación de esta cuantía de armadura (armado) mínima mecánica ( $As_{min}$ ), en el caso de emplear barras de acero tradicionales, las instrucciones de hormigón (concreto) sugieren expresiones con cuyo uso se garantiza el comportamiento dúctil frente a sollicitaciones normales en ELU. Estas expresiones no consideran la contribución de las fibras en la respuesta a tracción (tensión) del hormigón (concreto) en ELU, y, es sabido que conducen a valores de  $As_{min}$  del lado de

la seguridad. Así, de caras a obtener la cuantía de fibras (Cf) que garantice la respuesta dúctil de la sección, es necesario plantear algunas hipótesis adicionales que permitan resolver el problema de diseño óptimo.

En este sentido, el criterio de rotura dúctil se traduce en la necesidad que, si se produce, la sección más desfavorable debe ser capaz de soportar la carga de fisuración de la matriz de hormigón (concreto) ( $M_{fis}$ ) que ha provocado el estado de colapso. En definitiva, el momento último de la sección ( $M_u$ ), que depende de la geometría de la sección (h y b) y de Cf, no debe ser inferior a  $M_{fis}$ .

En la Figura 3 se presenta un diagrama M -  $\chi$  genérico en el que puede observarse el tipo de respuesta de la dovela en función de Cf.

La Figura 3 pone de manifiesto que situaciones en las que la Cf empleada es inferior a  $C_{f,min}$  conducen a escenarios de



▲ Figura 3. Modos de rotura de una sección en función de la cuantía de armadura dispuesta.

Nombre	Año	País	Función	Di (m)	h (m)	$\lambda$ []	Barras
Metrosud	1982	IT	TM	5.8	0.30	19.3	No
Napoli Tunnel	1995	IT	TM	5.8	0.30	19.3	No
Heathrow Tunnel	1995	UK	TS	4.5	0.15	30.0	No
2nd Heineoord Tunnel	1999	NL	TC	7.6	0.27	28.1	No
Jubilee Line Extension	1999	GB	TM	4.5	0.15	30.0	No
Ecuador's Trasvases Manabi	2001	ECU	TA	3.5	0.20	17.5	No
Canal de Navarra	2003	ES	TA	5.4	0.25/0.30	21.6/18.0	No
Oënzberg Tunnel	2003	SUI	TF	10.8	0.30	36.0	No
Channel Tunnel Rail Link	2004	FR-UK	TF	7.2	0.35	20.6	No
The Hofoldingen Stollen	2004	DE	TA	2.9	0.18	16.1	No
San Vicente	2006	USA	TA	3.2	0.18	17.8	No
Lötschberg	2007	SUI	TF	4.5	0.20	22.5	No
Line 1 of the Valencia Metro	2007	VEN	TM	8.4	0.40	21.0	Si
Beacon Hill Tunnels	2007	USA	TC	6.7	0.30	22.3	No
Gold Coast Desalination Plant	2008	AUS	TA	2.8/3.4	0.20	14.0/17.0	No
Heathrow Tunnel to T5	2008	UK	TF	5.7	0.22	25.9	No
São Paulo Metro Line 4	2009	BRA	TM	8.4	0.35	24.0	No
Tunnel Amager-Copenhagen	2009	DEN	TA	4.2	0.30	14.0	No
Fontsanta-Trinitat Tunnel	2010	ES	TA	5.2	0.20	26.0	Si
The Clem Jones Tunnel - Clem 7	2010	AUS	TC	11.3	0.40	28.3	No
Ems-Dollard Crossing	2010	DE-NL	TG	3.0	0.25	12.0	No
Cuty West Cable Tunnel	2010	AUS	EP	2.5	0.20	12.5	No
Adelaide Desalination Plant	2010	AUS	WT	2.8	0.20	14.0	No
FGC in Terrassa	2010	ES	TF	6.0	0.30	20.0	Si
Brightwater East	2011	USA	TA	5.1	0.26	19.6	No
Brightwater Central	2011	USA	TA	4.7	0.33	14.2	No
Brightwater West	2011	USA	TA	3.7	0.26	14.2	No
East Side CSO Tunnel	2011	USA	TA	6.7	0.36	18.6	No
Victorian Desalination Plant	2011	AUS	TA	4.0	0.23	17.4	No
Monte Lirio Tunnel	2012	PAN	TA	3.2	0.25	12.8	No
Lee Tunnel Sewer	cons	UK	TA	7.2	0.35	20.6	No
Line 9 of Barcelona Metro	cons	ES	TM	10.9	0.35	31.1	Si
Brenner Base Tunnel	cons	ITA-AUT	TC	5.6	0.20	28.0	Si
The Wehrhahn Line	cons	DE	TM	8.3	0.45	18.4	No
Crossrail	cons	UK	TF	6.2	0.30	20.7	No

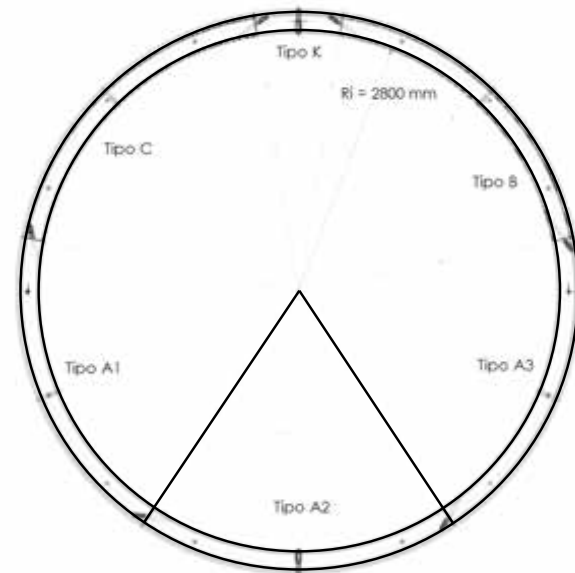
▲ Tabla 1. Ejemplos del empleo del HRF como material resistente en túneles de distinta índole.

inseguridad y posibles roturas frágiles no deseables y se las conoce en la literatura técnica [2] como soluciones de armado infracrítico, mientras que si la  $C_f$  es superior a  $C_{f,min}$  (configuraciones supracríticas) el comportamiento de la sección es dúctil.

En este sentido, a nivel de diseño, en casos en los que el momento de diseño  $M_d$  que solicita la sección transversal de la dovela no supera  $M_{fis}$  ( $M_d < M_{fis}$ ), debe resolverse la ecuación  $M_u = M_{fis}$  para obtener la  $C_f$ ,min que garantiza la rotura dúctil de la dovela. En caso contrario ( $M_d \geq M_{fis}$ ), debe imponerse  $M_u = M_d$  y obtener el valor de  $C_f$  que satisface dicha ecuación. En cualquier caso, nótese que se trata de ecuaciones no lineales y que debe recurrirse a algún método numérico para su resolución.

Generalmente, esta fase de diseño de la dovela se lleva a cabo cuando aún no se conoce el comportamiento mecánico del HRF que se va a emplear para la producción de las dovelas. Así, de caras a plantear el diseño en mediante alguno de los diagramas constitutivos recogidos en los códigos normativos, es necesario fijar unos valores de las resistencias residuales a flexotracción del HRF ( $f_{Ri}$ ) para distintos valores de  $C_f$ , en base a datos experimentales que pueda proporcionar el fabricante u otras fuentes de datos. Estos valores de  $f_{Ri}$  permitirán la deducción de los valores de las tensiones (esfuerzos)  $\sigma$  que definen la ecuación constitutiva del HRF traccionado (tensado) y obtener, utilizando el algún modelo de análisis seccional, los diagramas momento – curvatura ( $M - \chi$ ) y, en consecuencia, el  $M_u$  asociado a cada valor de  $C_f$ . El diagrama de flujo presentado en la Figura 4 esquematiza el proceso a seguir para el diseño óptimo de dovelas de HRF.

El proceso de diseño propuesto en la Figura 4 culmina con la obtención de un valor de la cuantía óptima de fibras  $C_f^*$  que permite satisfacer las condiciones de diseño. Sin embargo, este valor  $C_f^*$  se obtiene suponiendo una respuesta mecánica residual del HRF traccionado (tensado) determinada y que suele hacer referencia a campañas o datos que se tienen de resistencias residuales  $f_{Ri}$  para un determinado tipo de fibras y distintas cuantías  $C_f$ . Posteriormente al diseño, una vez fijado el tipo de fibras estructurales a emplear en la fabricación de las dovelas, deberán moldearse probetas prismáticas con el mismo hormigón (concreto) y cuantía de fibras  $C_f^*$  que se haya deducido en la primera etapa de diseño. Estos especímenes se someterán al ensayo de control especificado en la normativa aplicada para obtener la respuesta del HRF. Si la respuesta obtenida es equivalente o mejora la supuesta en etapa de diseño,



▲ Figura 4. Procedimiento planteado para el diseño óptimo del refuerzo de dovelas de HRF.



▲ Figura 5. (a) discretización de la sección; modelos constitutivos para (b) el hormigón y (c) para el acero de armaduras pasivas.

puede reducirse el valor de la  $C_f^*$  de caras a la optimización. Contrariamente, deben ajustarse los valores de  $f_{Ri}$  considerados en el cálculo en base a los resultados experimentales y actualizar el valor de  $C_f^*$ , que deberá consecuentemente ser aumentado.

### Estrategia para la simulación del comportamiento seccional

#### Introducción

La simulación del comportamiento de la dovela puede abordarse empleando modelos de elementos finitos en los que se trabaje con la geometría completa de ésta. Sin embargo, la configuración de refuerzo longitudinal (Figura 2) viene gobernada para la respuesta de la sección más crítica en cualquiera de las etapas de carga por las que

pasa la dovela. Por lo tanto, para abordar el diseño de este refuerzo basta con la simulación de la respuesta tensodeformacional (esfuerzo deformacional) de dicha sección, y, para ello, puede recurrirse a algún modelo de análisis no lineal de secciones de hormigón (concreto) armado que considere el comportamiento no lineal de los materiales así como la contribución post-fisuración del HRF. En cualquier caso, aunque no se vaya a tratar en este trabajo, un pre-diseño del refuerzo también podría plantearse acudiendo a modelos constitutivos simplificados (bloque rectangular, por ejemplo) y resolver el problema mecánico de forma analítica.

En este estudio se ha empleado el modelo Analysis of Evolutionary Sections (AES) [4] desarrollado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC por los mismos autores de este trabajo y que ya ha sido presentado y contrastado empleado resultados fruto de diversas campañas experimentales.

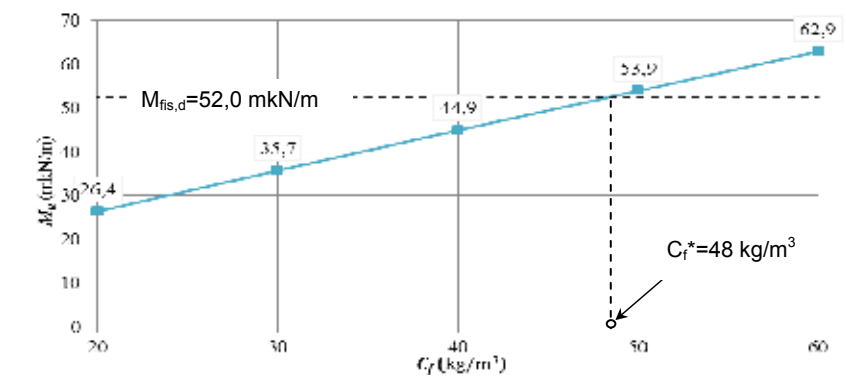
El modelo AES se ha empleado para obtener los  $M_u$  asociados a distintos valores de  $C_f$  para cada una de las dovelas estudiadas en este trabajo. Esto permite posteriormente deducir las curvas  $M_u - C_f$  y obtener el valor de  $C_f^*$  que cumple los requerimientos mecánicos establecidos para cada dovela, siguiendo el proceso descrito en la Figura 4.

La sección transversal de la dovela se discretiza en elementos finitos tipo fibra en el caso del hormigón (concreto) y en elementos de área concentrada si se trata de barras de acero. Realizada la discretización de la geometría se asignan las ecuaciones constitutivas a cada material para posteriormente poder obtener la respuesta tensodeformacional (esfuerzo deformacional) de los materiales constituyentes de la sección bajo una combinación de esfuerzos axil (axial)  $N$  y flector  $M$  cualquiera (Figura 5).

La adición de fibras al hormigón (concreto) modifica su respuesta mecánica en compresión dependiendo del volumen de fibras empleado. Si bien, los volúmenes que se emplean habitualmente en estas aplicaciones no conducen a cambios significativos en la respuesta del hormigón (concreto) comprimido en cuanto a los va-

Pozo	$N_d$ (kN/m)	$M_d$ (mkN/m)
Urgell	4776	241
Nàpols	6900	347
Independència	2235	113

▲ Tabla 2. Esfuerzos sobre el la sección transversal de las dovelas en situación de servicio (ELU).



▲ Figura 6. Diagrama  $M_u - C_f$  de la sección transversal de la dovela.

lores de las tensiones (esfuerzos) máximas de compresión  $f_c$ ; no siendo así para su respuesta deformacional, la cual gracias al mejor confinamiento que confieren las fibras a la matriz de hormigón (concreto), tiene un comportamiento más dúctil. En cualquier caso, la respuesta del HRF puede simularse adecuadamente con la expresión analítica propuesta en [5].

Por otra parte, la simulación del comportamiento mecánico del HRF traccionado (tensado) puede simularse atendiendo a modelos tipo tensión (esfuerzo) – ancho de fisura ( $\sigma - w$ ) y/o tensión (esfuerzo) – deformación ( $\sigma - \epsilon_c$ ).

En el modelo AES se han incorporado todas las ecuaciones constitutivas recogidas en los códigos normativos europeos, y, de entre éstas, se emplea la incluida en el MC-2010 por ser un referente internacional, aunque se sabe que conduce a resultados del lado de la seguridad [3].

Por último, la respuesta resistente del acero para armaduras (armados) pasivas se ha simulado considerando un modelo bilineal simétrico clásico (Figura 5).

### Ejemplos de aplicación

#### Introducción

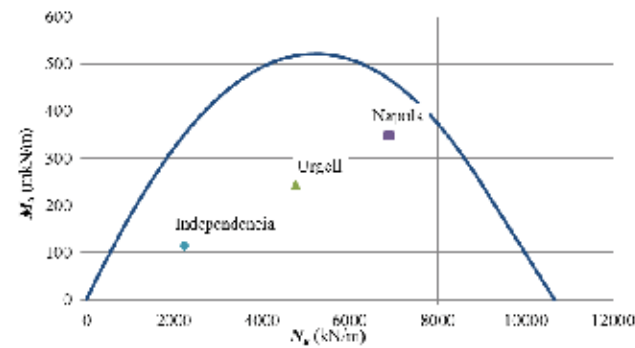
Para la ejecución de la conexión del AVE en su aproximación a la futura Estación de La Sagrera (Barcelona), se deben ejecutar varios pozos verticales (Calles Urgell, con diámetro  $\Phi = 9,2$  m y profundidad  $h = 41,0$  m; Nàpols,  $\Phi = 9,2$  m and  $h = 42,3$  m e Independència,  $\Phi = 9,2$  m y  $h = 44,0$  m). En este sentido, el proyecto inicial plantea la ejecución de anillos de dovelas de espesor 400 mm con un hormigón (concreto)  $f_{ck} = 40$  N/mm<sup>2</sup> reforzado con armadura (armado) pasiva.

En este sentido, la armadura (armado) dispuesta responde a la mínima para garantizar un comportamiento dúctil en caso de rotura de la dovela durante las operaciones de transporte, acopio, manipulación.

Asimismo, los anillos se espera que trabajen comprimidos en fase de servicio bajo el empuje del terreno (la tabla 2 recoge los esfuerzos pésimos en fase de explotación obtenidos con STATIK®).

$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{Rm,1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{Rm,4}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_1$ (‰)	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_1$ (‰)	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_1$ (‰)
20	2.592	2.400	3.476	0.122	0.761	0.222	0.580	25.000
40	4.482	4.150	3.476	0.122	1.316	0.222	1.002	25.000
60	6.372	5.900	3.476	0.122	1.871	0.222	1.425	25.000

▲ Tabla 3. Parámetros mecánicos para la simulación del comportamiento a tracción (tensión) del HRF.



▲ Figura 7. Diagrama de interacción Nu - Mu de la sección transversal de la dovela para  $C_f = 50 \text{ kg/m}^3$ .

Nótese que los esfuerzos recogidos en la Tabla 2 son predominantemente de compresiones (flectores reducidos frente al axil (axial),  $M_d/N_d \approx 0,05$ ), implicando que la sección transversal está completamente comprimida en fase de servicio, y, por tanto, la armadura (armado) pasiva también, no requiriéndose ésta excepto para hacer frente a tracciones debido a posibles retracciones diferenciales, variaciones térmicas u otras acciones indirectas que pudieran producir tracciones.

Sin embargo, durante las fases transitorias iniciales de carga, se espera que se produzcan esfuerzos de flexión debido al peso propio de la dovela (amplificado por efectos dinámicos). No obstante, estos esfuerzos mayorados  $M_d$  son también reducidos y no se prevé que superen el momento de fisuración de la sección ( $M_{fis,d} = 52,0 \text{ mkN/m}$ ). Por tanto, se requiere una cierta cuantía mínima de armadura (armado) para hacer frente a una posible rotura frágil, que, en proyecto original, se traduce en dos capas de  $10\Phi 16$ .

### Respuesta mecánica del hormigón (concreto) con fibras

En la mayoría de las ocasiones, cuando se aborda el diseño de un elemento estructural del HRF, se desconoce tanto la relación  $f_{Ri} - C_f$  como el tipo de fibra que se va a emplear. Sin embargo, en fase de diseño, deben establecerse los valores de  $f_{R1}$  y  $f_{R3}$  a exigir al fabricante de hormigón (concreto) con los que dovela alcanzará los requerimientos resistentes y, una vez decidido el tipo de fibra estructural, evaluar experimentalmente el valor de  $C_f$ .

Alternativamente, y en fase de diseño, se pueden emplear las relaciones  $f_{Rm,1} = 0,094C_f + 0,702$  y  $f_{Rm,4} = 0,926f_{Rm,1}$  propuestas en [5]. Estas ecuaciones fueron deducidas mediante una campaña experimental en la que se emplearon un determinado tipo de fibras metálicas (DRAMIX® 80/60).

En la Tabla 3 se recogen las principales variables involucradas en la simulación del

comportamiento post - fisuración del HRF. En este sentido, se emplea la ecuación constitutiva presentada en la Figura 5. Para el análisis en ELU, los valores característicos  $f_{Rk,i}$  se han deducido afectando por un coeficiente de valor 0.7 los valores medios ( $f_{Rm}$ ), y, los valores de diseño  $f_{Rd,i}$  dividiendo  $f_{Rk,i}$  por un coeficiente parcial de seguridad de valor 1,5.

### Resultados obtenidos

#### Flexión simple (etapas transitorias)

Empleando el modelo AES y considerando los parámetros (Tabla 3) para la simulación del HRF, se obtienen las curvas  $M_u - C_f$  de la sección transversal (sin armadura pasiva) de la Figura 6.

De la Figura 6 se deduce que la cuantía óptima de fibras  $C_f^*$  para garantizar la rotura dúctil de la sección ( $M_{fis,d} = M_u$ , rotura crítica) es de  $48 \text{ kg/m}^3$  ( $50 \text{ kg/m}^3$  a nivel de producción del HRF).

En cualquier caso, previo a la producción de las dovelas, se requerirá llevar a cabo una campaña experimental, empleando el mismo tipo de fibra u otra equivalente, para ajustar el valor de  $C_f$  a los requerimientos resistentes del HRF ( $f_{Rm,1} = 5,2 \text{ N/mm}^2$  y  $f_{Rm,4} = 4,8 \text{ N/mm}^2$ ) que han resultado del cálculo seccional.

#### Compresión compuesta (servicio)

Habiendo estimado un valor de la cuantía óptima de fibras de  $50 \text{ kg/m}^3$ , se deduce mediante el modelo AES el diagrama de interacción Nu - Mu de la Figura 7. En el mismo diagrama, se representan los pares ( $N_d$ ,  $M_d$ ) recogidos en la Tabla 2.

Los resultados presentados en la Figura 7 ponen de manifiesto que los esfuerzos de diseño presentados en la Tabla 2, asociados a las combinaciones pésimas en régimen de servicio para cada uno de los anillos, están dentro de la superficie de interacción, y, por tanto, pueden ser resistidos.

### Conclusiones

Las conclusiones que se derivan de este trabajo son:

1. El empleo de fibras estructurales, en cuantías razonables a nivel técnico y económico ( $C_f < 60 \text{ kg/m}^3$ ) puede ser una estrategia adecuada en aquellos túneles ejecutados con TBM cuyas dovelas de revestimiento estén sometidas predominantemente a tensiones (esfuerzos) de compresión en fase de servicio, y, en etapas transitorias, los esfuerzos de flexión estén ocasionados por las acciones derivadas de la manipulación, transporte y otras fases transitorias de carga.
2. El método de diseño propuesto para la determinación de los requerimientos del HRF conduce a resultados razonables desde el punto de vista técnico y económico para el caso estudiado.

### Bibliografía

- <sup>1</sup>DI PRISCO M., PLIZZARI G., VADEWALLE L., "Fibre reinforced concrete: New design perspectives", RILEM Materials and Structures, Vol. 42, No. 9, 2009, pp. 1169-1171.
- <sup>2</sup>DE LA FUENTE A., BLANCO A., PUJADAS P., AGUADO A., "Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings" Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 27, No. 1, 2012, pp. 60-71.
- <sup>3</sup>fib Bulletin 65 (2010), Model code 2010 Final Draft. Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
- <sup>4</sup>DE LA FUENTE A., AGUADO A., MOLINS A., ARMENGOU J., "Numerical model for the analysis up to failure of precast concrete sections", Computers & Structures, Vol. 106 - 107, 2012, pp. 105 - 114.
- <sup>5</sup>BARROS J.A.O. CUNHA V.M.C.F., RIBEIRO A.F., ANTUNES J.A.B., "Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete", Materials & Structures, Vol. 38, 2005, pp. 47-56.