

DISEÑO DEL SOPORTE DE TÚNELES EN CONCRETO PROYECTADO REFORZADO CON FIBRAS METÁLICAS

Roberto Perri *Ingeniero Proyectista, Officine Maccaferri – Bologna, Italia*

Gianfranco Perri *Ingeniero Consultor, Profesor de “Diseño de Túneles” Universidad Central de Venezuela*

Introducción

Desde hace ya algunos años, hacia los sesenta, la tecnología del concreto reforzado con fibras metálicas a integración o en sustitución del tradicional refuerzo con barras metálicas, ha pasado del campo de la experimentación iniciada en los años cincuenta, al campo de la aplicación industrial y actualmente son numerosos los sectores de aplicación rutinaria de esta tecnología: los elementos prefabricados monolíticos, los pavimentos industriales, los soportes de excavaciones subterráneas y superficiales en concreto proyectado, los revestimientos prefabricados y vaciados en sitio para túneles, constituyen ciertamente ejemplos de las aplicaciones mas ampliamente difundidas en Europa y en los Estados Unidos.

Específicamente, el uso de las fibras metálicas para reforzar el concreto proyectado con el cual se construyen los soportes primarios de los túneles, es una alternativa que se ha hecho frecuente y casi rutinaria durante los últimos años, debido a todo un conjunto de ventajas técnicas comparativas que tal tecnología ofrece respecto al tradicional uso de las mallas metálicas electro-soldadas.

También y en paralelo, los métodos de diseño de los soportes en concreto proyectado fibroreforzado han naturalmente evolucionado, desde las primeras aplicaciones empíricas, pasando por metodologías analíticas basadas en la equivalencia estructural con el concreto reforzado con mallas electro-soldadas y hasta basarse en el uso de los modernos y versátiles métodos del análisis numérico.

En este trabajo, después de una presentación resumida de las principales características tecnológicas y mecánicas de las fibras metálicas y del concreto fibroreforzado, se presenta un método de diseño por equivalencia flexional y un método de diseño por análisis numérico, aplicados a típicos soportes de túneles en concreto proyectado, eventualmente complementado con pernos y costillas metálicas.

Concretos fibroreforzados

La presencia de fibras con una adecuada resistencia mecánica a la tracción homogéneamente distribuidas dentro de un concreto, constituye una micro-armadura la cual, por un lado se demuestra extremadamente eficaz para contrastar el muy conocido fenómeno de la fisuración por retracción del concreto y por otro lado, confiere al concreto una ductilidad¹ que puede llegar a ser considerable en la medida en que sea elevada la cantidad de fibras presentes y la resistencia misma de las fibras, confiriendo además al concreto en tales circunstancias, una gran tenacidad² o *toughness*³.

Evidentemente también se incrementa la resistencia a la tracción disponibles para el concreto (la cual para el concreto simple es a menudo considerada prácticamente nula) mientras, en cuanto a la resistencia a la compresión del concreto fibroreforzado, para las dosificaciones de fibras más usuales, la misma se conserva prácticamente igual a la del concreto base.

En este orden de ideas, aunque también existen tecnologías que aplican al concreto fibras sintéticas, o de vidrio, o al carbono, en este trabajo se hace referencia únicamente al empleo de fibras metálicas de alta resistencia, que son las con las que se produce el SFRC (*Steel Fibre Reinforced Concrete*), así como el SFRS (*Steel Fibre Reinforced Shotcrete*).

Debido a que por dificultades operativas por lo general no se realizan rutinariamente sobre el concreto ensayos de tracción directa, la evaluación de tal propiedad de resistencia, así como de la ductilidad y de la tenacidad, se efectúa indirectamente mediante pruebas de flexión sobre vigas o planchas obteniendo, como ilustra cualitativamente la Figura 1, las posibles respuestas sobre elementos de concreto fibroreforzado, en términos de curvas de cargas-desplazamientos.

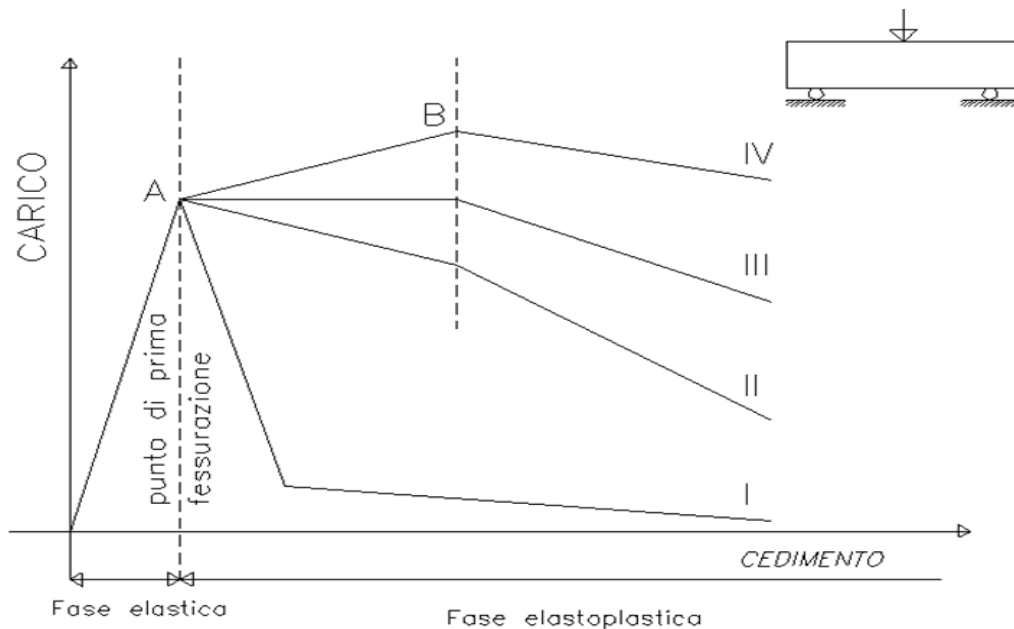


FIGURA 1 – Ensayos de flexión sobre concreto fibroreforzado

¹ Ductilidad es la capacidad de un material de poder soportar apreciables deformaciones conservando buena resistencia

² Tenacidad es la capacidad de un material de oponerse a la propagación de la fisuración disipando energía deformatoria

³ *Toughness* es la capacidad de un material de absorber energía de deformación bajo las cargas que se le apliquen.

Bajo cargas moderadas, inferiores a la de cedencia del concreto, el comportamiento del material es siempre elástico y no se produce ninguna fisuración en la probeta bajo el ensayo de flexión, independientemente de la presencia o calidad y cantidad de fibras. Por el contrario, comportamientos bastante distintos se pueden verificar continuando la prueba, incrementando la carga a partir del punto A, denominado “punto de primera fisuración”:

- La curva I esquematiza el comportamiento de un concreto normal sin refuerzo el cual, siendo un material rígido-plástico y siendo la estructura (la vigueta simplemente apoyada en sus extremos) iso-estática, una vez alcanzada la carga de primera fisuración, esta colapsa de inmediato.
- La curva II muestra alguna capacidad del concreto (fibroreforzado) para absorber después del punto de primera fisuración, cierta carga aunque baja (A-B), con luego un colapso más lento (comportamiento *softening*).
- La curva III en cambio es típica de un material dúctil el cual muestra un concreto capaz de soportar, a partir del punto de primera fisuración, un desplazamiento importante (A-B) bajo carga constante, bastante antes del aún más lento colapso.
- La curva IV finalmente, evidencia inclusive un cierto incremento de carga soportable bajo un amplio desplazamiento (A-B), después del punto de primera fisuración.

Es intuitivo que todos estos distintos posibles comportamientos, o grados de ductilidad y tenacidad adquiridos por el concreto, dependen sea de la cantidad de fibras presentes que de sus características mecánicas, además que geométricas.

En cuanto a la influencia de la geometría de las fibras (o sea las formas y las dimensiones longitudinales y transversales) sobre el comportamiento del SFRC y del SFRS, aunque cada aspecto es importante, es la relación longitud/diámetro equivalente (L/D denominada relación de forma o de esbeltez) que se considera como el elemento más caracterizador, ya que de su valor depende en buena medida la ductilidad y la tenacidad del concreto fibroreforzado (Figuras 2).

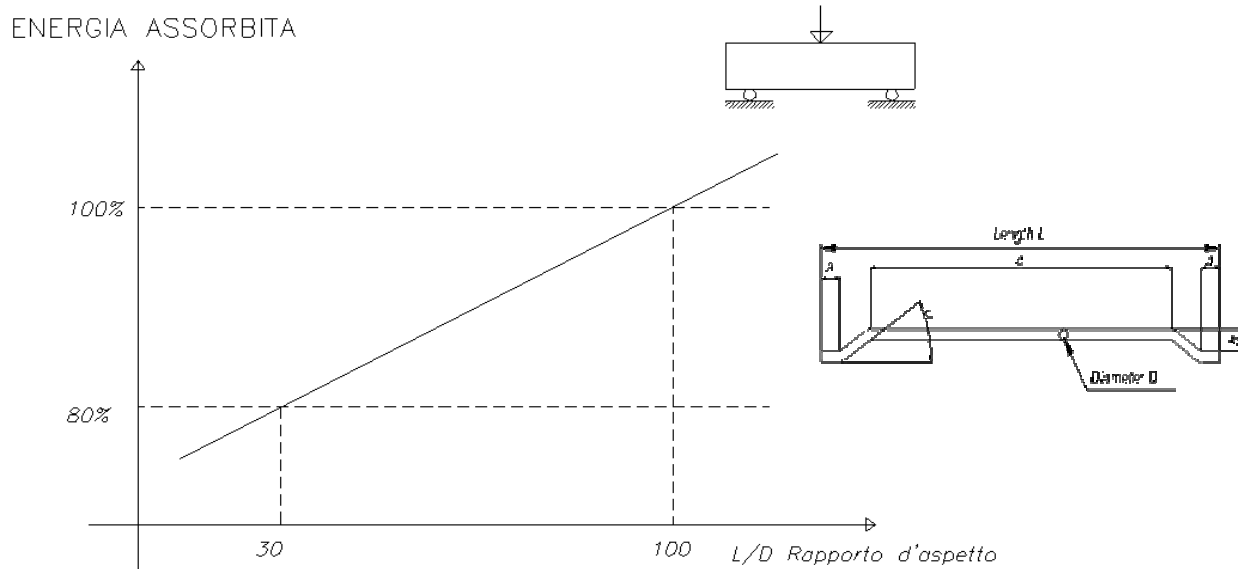


FIGURA 2 – Energía absorbida Vs. relación de forma de la fibra

La forma específica de la fibra naturalmente, participa directamente en la reacción que se crea a su posible extracción (*pull out*) (Figura 3).

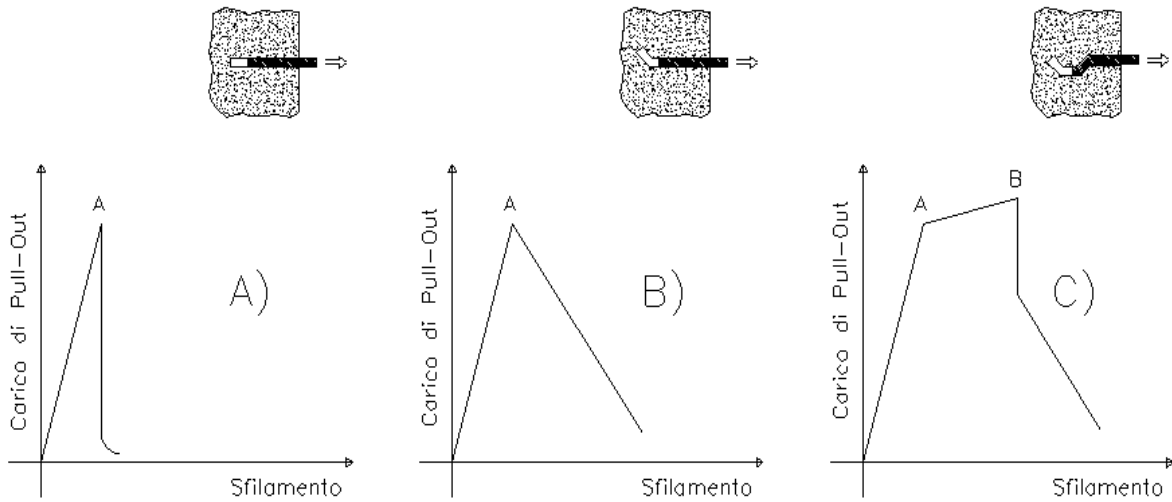


FIGURA 3 – Energía absorbida Vs. forma de la fibra

Obviamente las características mecánicas de las fibras, esencialmente con su resistencia a la tracción, juegan un rol fundamental en el comportamiento del SFRC y del SFRS ya que, al no producirse su extracción porque impedida por la adherencia fibra-concreto o por la forma misma de la fibra, de tal resistencia a la tracción de la fibra puede llegar a depender finalmente la ruptura (Figura 4).

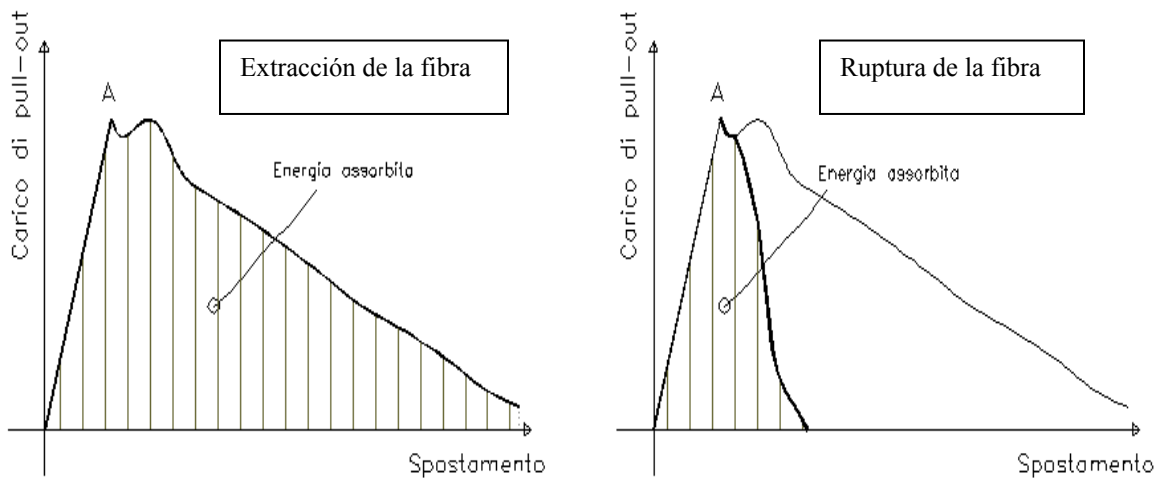


FIGURA 4 – Extracción Vs. ruptura de la fibra

También la dosificación, o sea la efectiva cantidad de fibras englobadas en el concreto reforzado con fibras metálicas (Kg/cm^3 , o %Vf), ciertamente incide (notablemente, aunque solo hasta ciertos niveles de contenido de fibras), junto con las ya comentadas características geométricas y mecánicas de las fibras, sobre el grado de resistencia post fisuración que adquiere el concreto fibroreforzado (Figura 5).

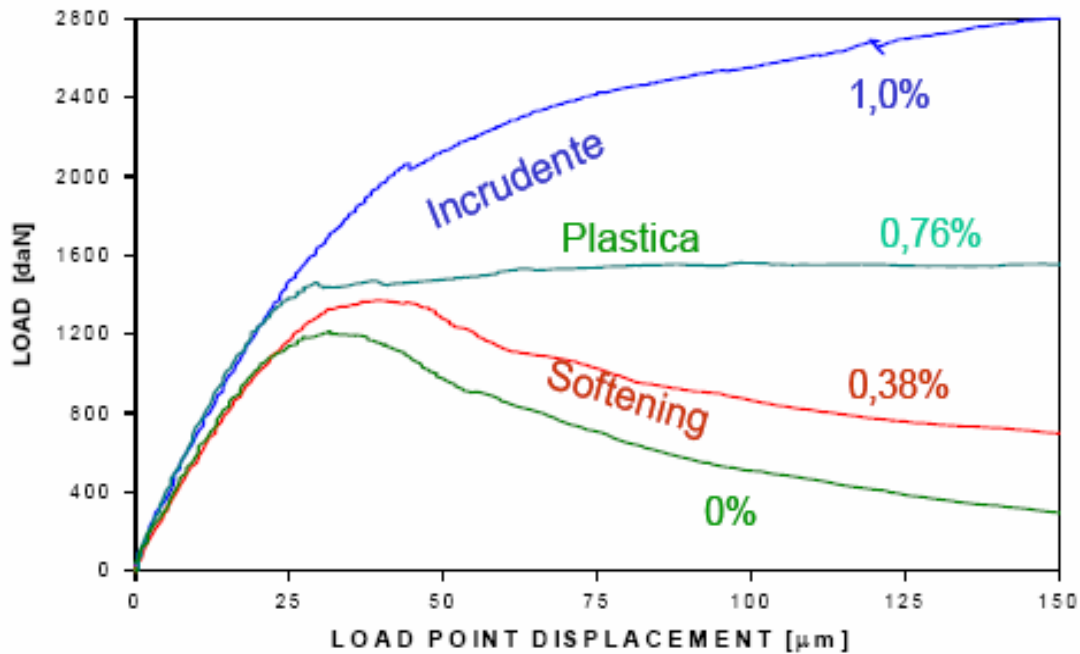


FIGURA 5 – Resistencia Vs. Dosificación del concreto fibroreforzado

Es importante señalar que definitivamente, es todo el conjunto de las características ilustradas que se conjuga para determinar el comportamiento del concreto fibroreforzado y el resultado óptimo depende de una adecuada combinación de todos los factores, ya que cada uno por si solo tiene siempre un límite en su influencia, más allá del cual el resultado se muestra inútil cuando no dañino, como se evidencia claramente en la Figura 6 para el caso de la dosificación:

- El primer tramo de la curva muestra como una dosificación muy baja prácticamente no tiene efectos (comportamiento *softening*), ya que dispersando pocas fibras en la mezcla, su distancia relativa es tan grande que no produce alguna consecuencia.
- El segundo tramo muestra como, aumentando el número de fibras, o sea reduciendo el volumen de influencia de cada fibra, se alcanzan configuraciones de superposición estadística de las fibras entre si, con buenas posibilidades de interacción (comportamiento *plastic*), produciéndose un incremento de la ductilidad del concreto directamente sensible a la dosificación efectiva.
- El tercer tramo muestra finalmente como, más allá de una determinada dosificación (comportamiento *hardening*), el incremento de la ductilidad, aunque aún manifiesto, ya no resulta significativo, aumentado por el contrario las dificultades de realizar una mezcla uniforme y fluida.

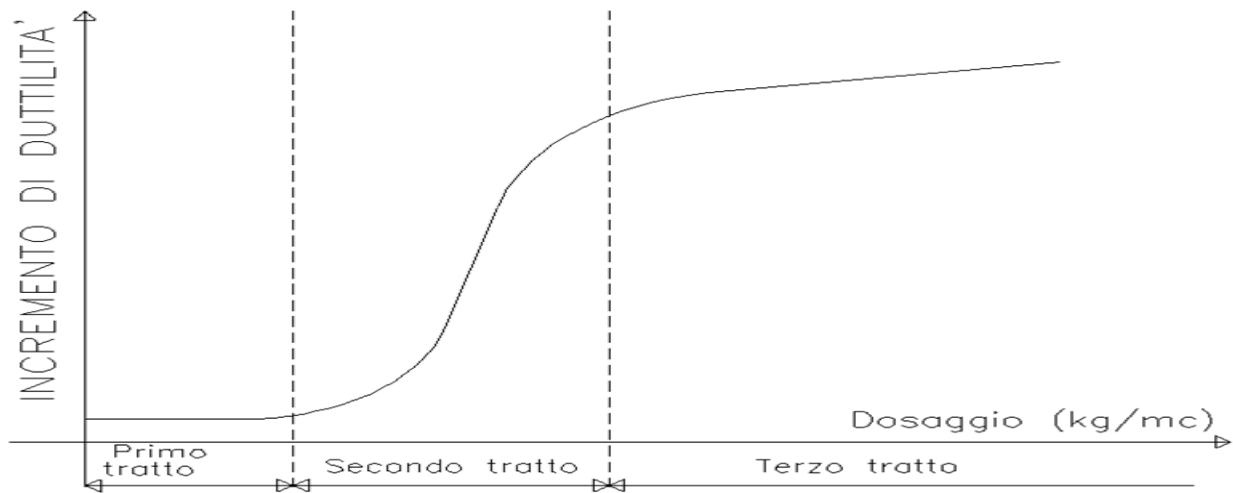


FIGURA 6 – Ductilidad Vs. Dosificación del concreto fibroreforzado

Finalmente es interesante observar como con el incremento de la relación de forma (L/D) disminuye, dentro de ciertos límites, la cantidad de fibras (dosificación) necesaria para alcanzar un determinado resultado (Figura 7), debido a que estadísticamente se incrementa la resistencia a la extracción, como directa consecuencia del incremento estadístico de la longitud de fibra a extraer.

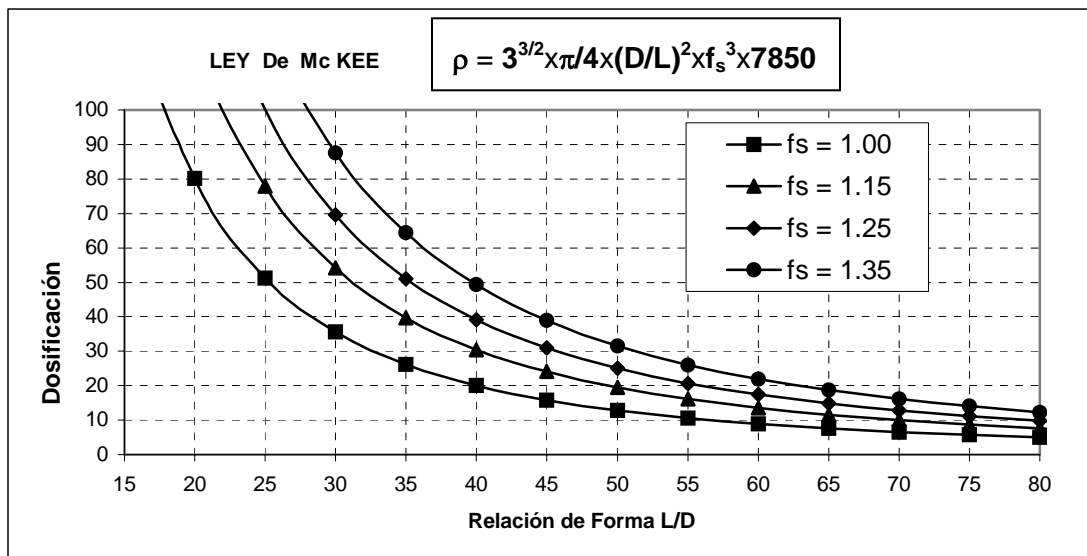


FIGURA 7 – Dosificación Vs. l/d para una misma efectividad

Para concluir con este capítulo, a propósito de calidad y cantidad de fibras metálicas a introducir en un SFRC así como un SFRS, se pueden avanzar las consideraciones cuantitativas siguientes: La calidad mecánica de las fibras debe ser suficientemente elevada, con resistencias a la tracción típicas del orden de los 11000 Kg/cm². La relación de forma debe también ser suficientemente elevada, entre 40 y 80. La dosificación no debe ser inferior a 25 Kg/m³ y puede alcanzar, para las aplicaciones más exigentes, los 40 60 ó 80 Kg/m³.

Caracterización Estructural del SFRC y del SFRS

Existen numerosas propuestas para clasificar unificar y normar los concretos fibroreforzados, objetivos a los cuales se han abogado varios países y organizaciones y por lo tanto aún no hay un criterio universalmente aceptado, pero es fácil constatar como las diversas propuestas no difieren sustancialmente entre si, de manera tal que los varios métodos y ensayos pueden en la práctica usarse indistintamente sin mayores conflictos.

Sustancialmente para clasificar y para dimensionar estructuralmente, se deben definir y determinar las siguientes tres principales propiedades para los posibles concretos fibroreforzados:

La resistencia flexional - La tenacidad (toughness) y ductilidad - La uniformidad

Ciertamente la prueba de mayor significación técnica es la prueba de flexión que se realiza sobre una viga de concreto simplemente apoyada y cargada en el centro, analizando sea la primera fisuración y sea luego, el comportamiento tenso-deformatorio de post figuración para determinar con la prueba, la resistencia a la primera fisuración (f_{if}) y los índices de ductilidad ($D_0 - D_1$) del concreto.

La norma italiana UNI 11039 (similar a la correspondiente norma ASTM C1018) se refiere al ensayo para determinar la resistencia a la primera fisuración y los índices de ductilidad, a partir de la curva (Carga-Abertura de la fisura) obtenida cargando una viga prismática recta de base cuadrada de 150 mm de lado y larga 600 mm, en el centro de la cual hay una incisión con forma de V, profunda $a_0=0,3h$ (siendo h la altura de la viga) y ancha entre 3 y 5 mm (Figura 8 y Foto 1).

El dispositivo para aplicar la carga está formado por dos cilindros superiores y dos cilindros inferiores, todos metálicos con diámetro entre 20 mm y 40 mm. La distancia entre los cilindros superiores debe ser igual a la altura h y la distancia entre los inferiores igual a $3h$, mientras cada par de ellos debe estar ubicado simétricamente respecto a la incisión, o a la mitad de la viga. La carga se incrementa lentamente y el ancho de la fisura se mide con transductores electrónicos de elevada precisión.

La resistencia a la primera fisuración (f_{if}), medida en MPa, es la resistencia a la flexión convencionalmente calculada en correspondencia de la carga (P_{if}), medida en newton, con la que se produce la fisura CTOD₀ (*Crack Tip Opening Displacement*), con $l-b-h-a_0$ en mm (Figura 9):

$$f_{if} = P_{if} l / b(h-a_0)^2$$

Las resistencias equivalentes ($f_{eq(0-0,6)}$) y ($f_{eq(0,6-3)}$) son los valores medios de la resistencia a flexión, calculados en correspondencia de los intervalos de abertura de la fisura respectivamente comprendidos entre 0-0,6 mm y entre 0,6-3 mm:

$$f_{eq(0-0,6)} = (U_1/0,6) l / b(h-a_0)^2 \quad f_{eq(0,6-3)} = (U_2/2,4) l / b(h-a_0)^2$$

Donde U_1 y U_2 (Figura 10) son las áreas debajo de la curva (Carga-Abertura de la fisura), dentro de los respectivos intervalos de abertura de la fisura (0-0,6 mm y 0,6-3 mm).

Los índices de ductilidad D_0 y D_1 finalmente, se calculan en base a las dos siguientes relaciones:

$$D_0 = f_{eq(0-0,6)} / f_{if} \quad D_1 = f_{eq(0,6-3)} / f_{eq(0-0,6)}$$

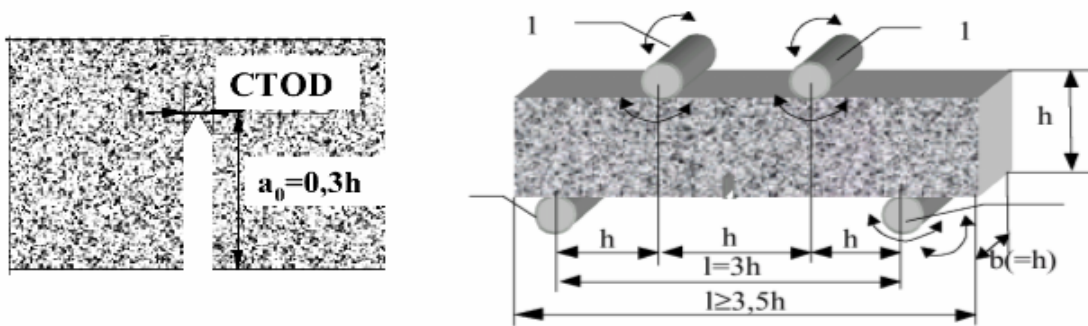


FIGURA 8 – Viga del ensayo a flexión



FOTO 1 – Ensayo de viga a flexión

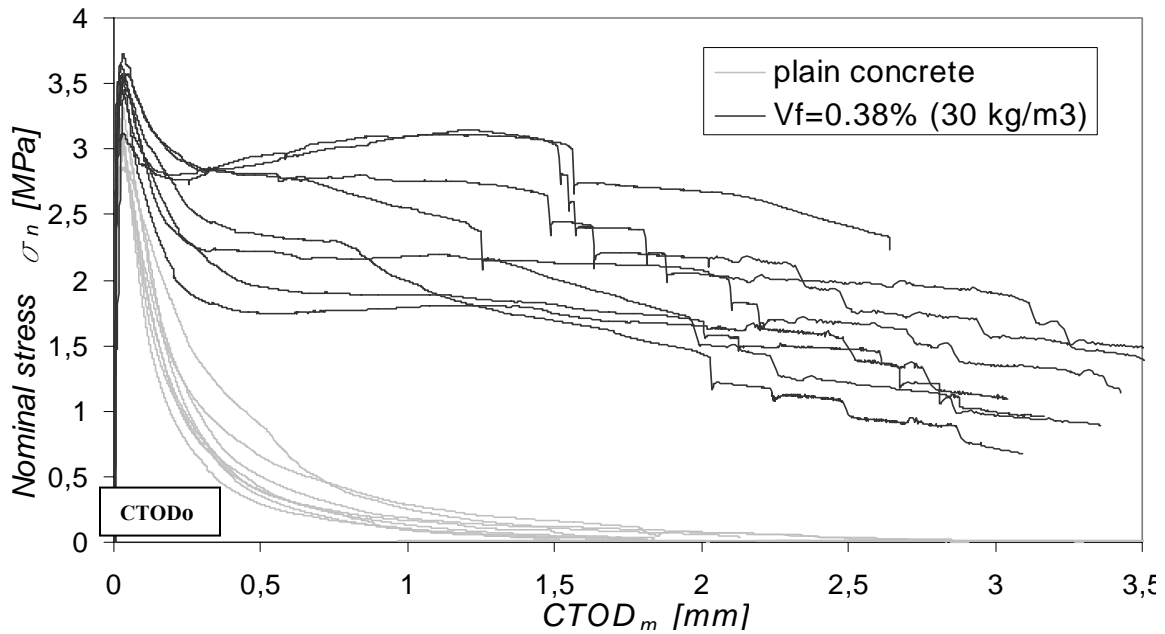


FIGURA 9 – Ejemplo de resultados de ensayos a flexión

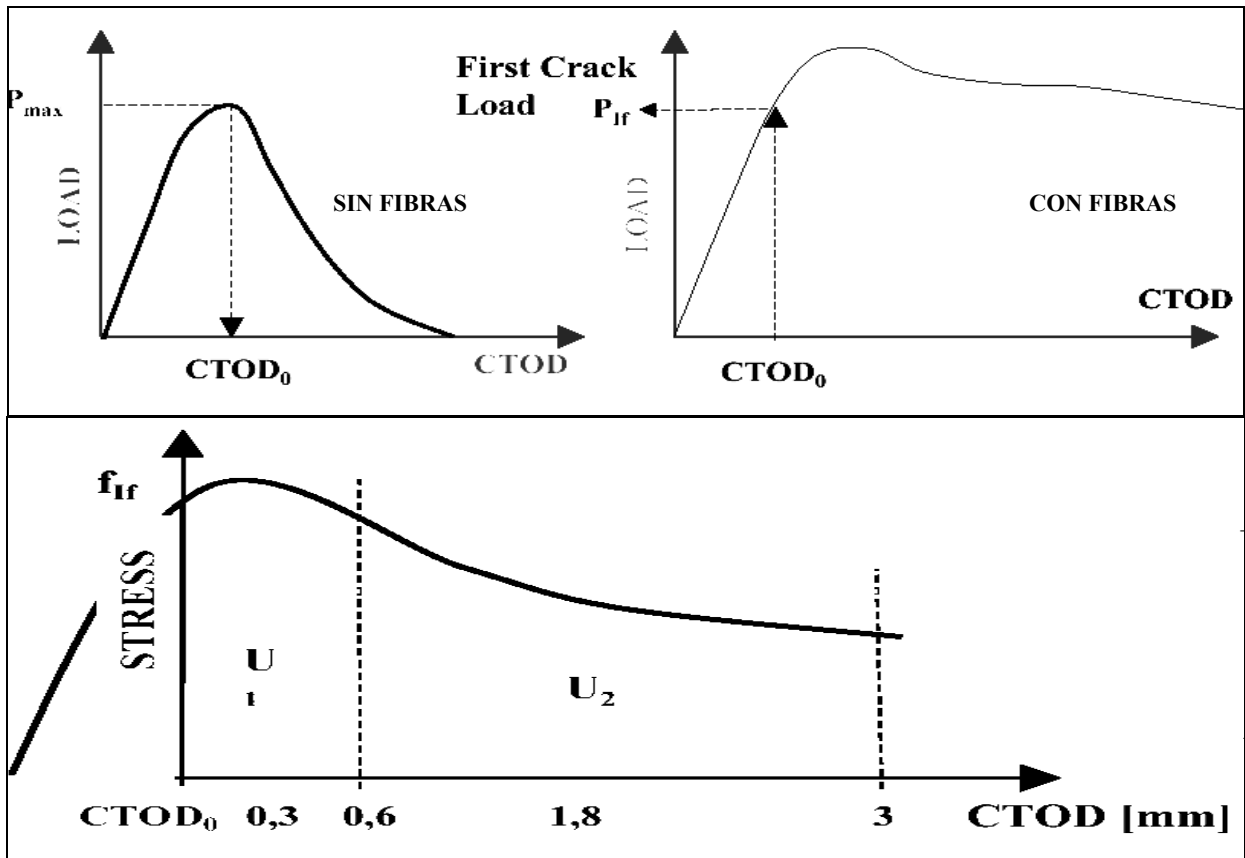


FIGURA 10 – Áreas para el cálculo de las resistencias equivalentes e índices de ductilidad

La norma francesa SNCF 89 (similar a la correspondiente norma italiana UNI 10834 y a la ASTM C1550) se refiere al ensayo para determinar la tenacidad (*toughness*), a partir de la curva Carga (P)-Flecha (f) obtenida sobre una placa cuadrada (Figura 11 y Foto 2) de 600 mm de lado y 100 mm de espesor, apoyada sobre los cuatro lados y puncionada en el centro con un punción metálico de base cuadrada de 10 mm de lado. La carga se aplica puntualmente en el centro de la placa paulatinamente y se mide la deflexión (flecha) en el mismo centro de la placa, hasta la rotura total (colapso).

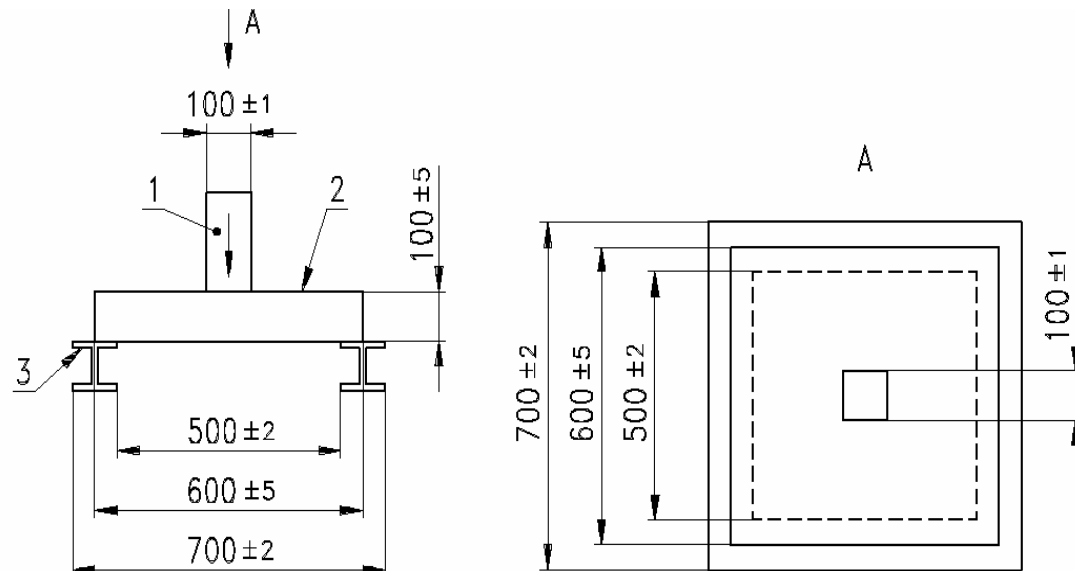
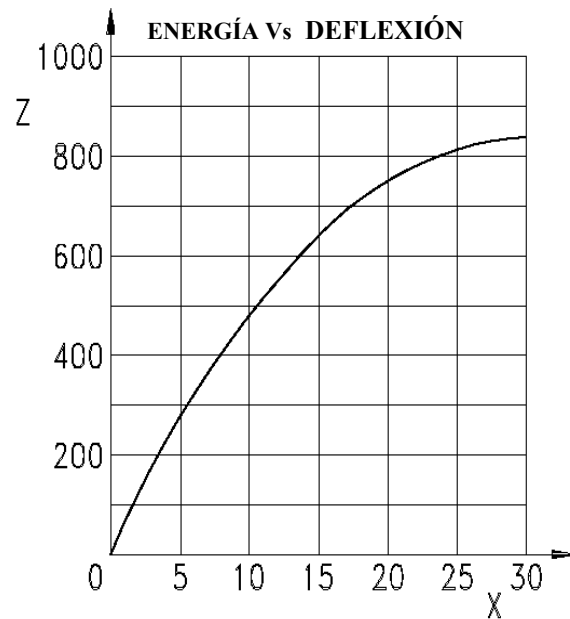
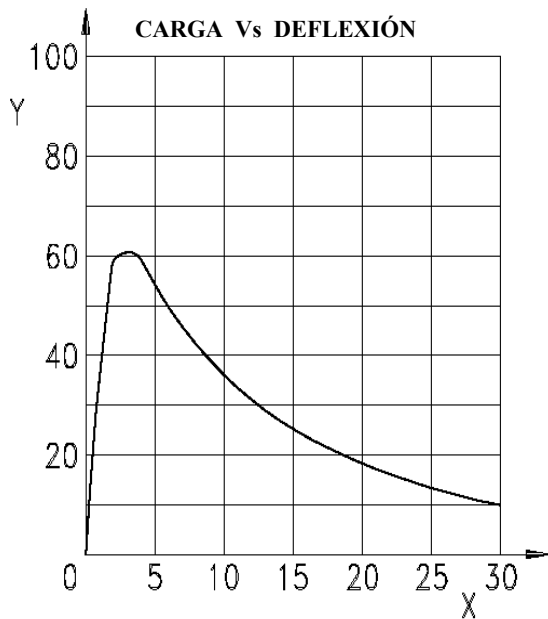


FIGURA 11 – Esquema del ensayo para determinar la tenacidad (SNCF 89)

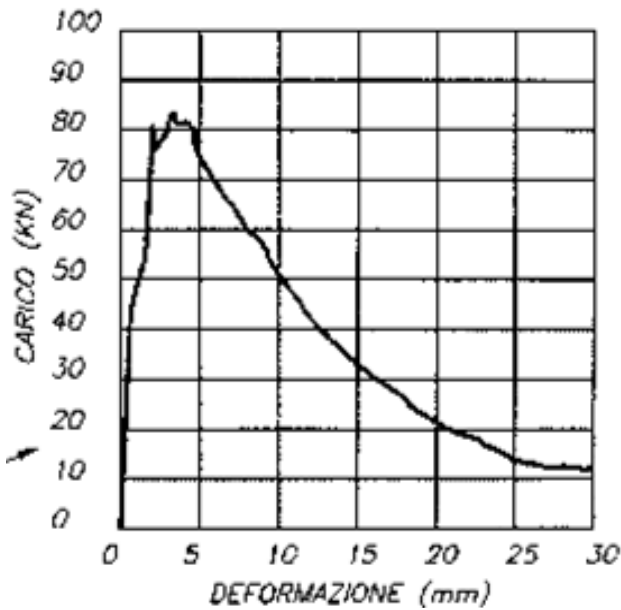


FOTO 2 – Ensayo de tenacidad (SNCF 89)

La tenacidad o capacidad de absorber energía del concreto (Z en Joules = kN mm), se mide convencionalmente en correspondencia de una deflexión (flecha) de 25 mm en el centro de la plancha y es igual al área debajo de la curva Carga (Y en kN)-Deflexión (X en mm), que luego también se puede acumular en la una curva Energía (Y en J)-Deflexión (X en mm): Figura 12.



TEST SOBRE CONCRETO CON FIBRAS
DIAGRAMMA: CARICO-DEFORMAZIONE



TEST SOBRE CONCRETO SIN FIBRAS
DIAGRAMMA: CARICO-DEFORMAZIONE

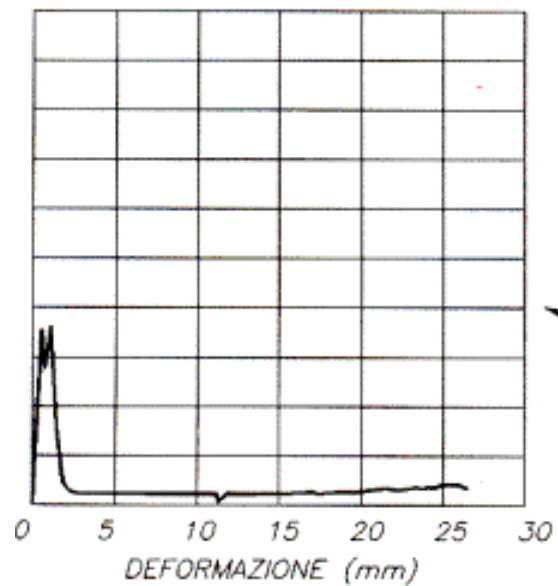


FIGURA12 – Diagramas de tenacidad de concreto fibroreforzado y simple

La norma europea EFNARC (similar a la correspondiente norma italiana UNI 10834) se refiere al procedimiento para determinar la cantidad de fibras presentes dentro de un concreto fresco o fraguado. Se trata en esencia de extraer y luego pesar las fibras contenidas en una muestra suficientemente representativa del SFRC o SFRS.

Para el concreto fresco las muestras deben pesar de 1 a 2 Kg (5 Kg según la norma UNI 10834) mientras para el concreto fraguado se deben extraer (insito o del panel de prueba) núcleos de diámetro entre 75 y 150 mm con altura del cilindro igualmente entre 75 y 150 mm (a menos que el espesor del concreto fraguado sea inferior a los 75 mm, caso en el cual el núcleo tendrá la máxima longitud posible). Según la norma UNI 10834 se debe disponer de una muestra de aproximadamente 5 Kg también para el concreto fraguado. La separación de las fibras se produce por vía húmeda (lavando con agua corriente la muestra) para el concreto fresco, mientras para el concreto fraguado se debe previamente desmenuzar completamente el núcleo hasta lograr la efectiva separación física de todas las fibras las cuales pueden luego ser extraída magnéticamente.

Según la norma EFNARC, el desmenuzamiento del concreto fraguado para liberar las fibras se produce completamente por vía mecánica, mientras según la norma UNI 10834, una vez desmenuzada la muestra hasta reducirla en trozos del orden de un centímetro, estos se deben calentar a más de 900° por al menos 3 horas y luego se deben enfriar bruscamente para producir la pulverización del concreto y la consecuente liberación de las fibras.

Las fibras extraídas con cualquiera de los procedimientos indicados, deben ser luego secadas, limpiadas cuidadosamente y finalmente pesadas.

Para completar este capítulo sobre caracterización del concreto fibroreforzado, se reportan a continuación las recomendaciones de las normas EFNARC y UNI 10834, relativas a las frecuencias (por m³) de los controles de calidad:

TYPE OF CONTROL	MINOR		NORMAL		EXTENDED	
Compressive strength	500		250		100	
Flexural strength			500		250	
Residual strength value			1000		500	
Energy absorption			1000		500	
Bond			500		250	
Fibre content			250		100	
Thickness	50		25		10	

	Iniziale (*)	A regime	Iniziale (*)	A regime	Iniziale (*)	A regime	Iniziale (*)	A regime
Resistenza a compressione	1 000 m ³ 1/mese	(**)	400 m ³ 1/settimana	1 000 m ³ 1/mese	400 m ³ 1/settimana	1 000 m ³ 1/mese	200 m ³ 2/settimane	400 m ³ 1/settimana
Resistenza iniziale	(**)	(**)	200 m ³ 2/settimane	400 m ³ 1/settimana	(**)	(**)	200 m ³ 2/settimane	400 m ³ 1/settimana
Contenuto di fibre (***) e dosaggio in additivi	(**)	(**)	400 m ³ 1/settimana	1 000 m ³ 1/mese	400 m ³ 1/settimana	(**)	200 m ³ 2/settimane	400 m ³ 1/settimana
Spessore	400 m ²	400 m ²	400 m ²	400 m ²	200 m ²	200 m ²	400 m ²	400 m ²

(*) Il campione è considerato iniziale fino a 15 prelievi.
(**) Su richiesta.
(***) In calcestruzzo fibrorinforzato.
Nota - Qualora si intenda far riferimento ai m² messi in opera si assume uno spessore convenzionale di 20 cm.

Clasificación del concreto fibroreforzado

Se dispone de diversas clasificaciones para el SRFC y SRFS, cada una de ella dependiente de uno o más parámetros, o una o más propiedades técnicas:

- **Clasificación en función del uso (UNI 10834)**

	Destinazione d'uso	Sigla	Esempi di utilizzo
Temporaneo	Non strutturale	TN	- sottofondi - riempimenti - protezione scarpate provvisorie - protezione superficiale - protezione di superfici di scavo in galleria
	Strutturale	TS	- gallerie di bypass - piedritti - protezione superficiale - protezione di superfici di scavo in galleria
Permanente	Non strutturale	PN	- riempimenti - protezione scarpate - impermeabilizzazioni
	Strutturale	PS	- strutture monoguscio - riparazioni, ristrutturazioni e rivestimenti di gallerie

- **Clasificación en función de la resistencia a la compresión (UNI 10834)**

Classe di resistenza	Resistenza caratteristica R'_{ck} MPa
CP15	15
CP20	20
CP25	25
CP30	30
CP40	40

- **Clasificación en función de la resistencia a la flexión (UNI 10834)**

Classi di resistenza	CP15	CP20	CP25	CP30	CP40
Resistenza a flessione (MPa)	2	2,5	3	3,4	4

- **Clasificación en función de capacidad de absorber energía (UNI 10834):**

Classe	Energia di deformazione assorbita fino ad una freccia di 25 mm J
a	< 500
b	≥ 500
c	≥ 700
d	≥ 1 000

- **Clasificación en función de resistencia de primera fisuración (UNI 11039):**

Classe	F _{2,0}	F _{2,5}	F _{3,0}	F _{3,7}	F _{4,5}	F _{5,5}	F _{6,5}	F _{7,7}	F _{9,0}
Resistenza caratteristica minima $f_{If,ck}$ [MPa]	2	2,5	3	3,7	4,5	5,5	6,5	7,7	9,0

- **Clasificación en función de la ductilidad (UNI 11039):**

Indici di Duttilità (Valori caratteristici minimi)	Classi di duttilità						
	D_{S0}	D_{S1}	D_{S2}	D_P	D_{H0}	D_{H1}	D_{H2}
D_0	¹	≥0,5	≥0,7	≥0,9	≥1,1	≥1,3	≥1,55
D_1	≥0,3	≥0,5	≥0,7	≥0,9	≥1,1	≥1,3 ²	≥1,55 ²
	Comportamento Softening			Comportamento Plastico	Comportamento Hardening		
¹ Valori dell'indice di duttilità $D_0 < 0,5$ sono tipici di calcestruzzi non rinforzati con fibre di acciaio. ² La classi DH1 e DH2 dell'indice D1 sono caratteristiche di SFRC ad altissime prestazioni la cui formulazione richiede l'utilizzo di speciali rinforzi fibrosi opportunamente dosati e di calcestruzzi di base progettati ad hoc.							

- **Clasificación en función de la ductilidad (ASTM C 1018):**

Category	Rating	I_{10}	I_{30}	$R_{30/10}$
I	Marginal	< 4	<12	< 40
II	Fair	4	12	40
III	Good	6	18	60
IV	Excellent	8	24	80

- **Clasificación en función de la resistencia a la compresión (EFNARC):**

Characteristic strength (MPa)							
STRENGTH CLASS	C24/30	C28/35	C32/40	C36/45	C40/50	C44/55	C48/60
Cylinder	24	28	32	36	40	44	48
Cube	30	35	40	45	50	55	60

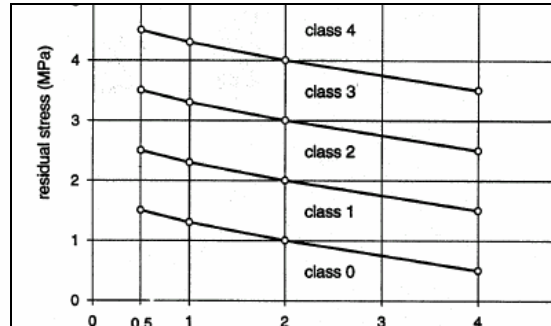
Minimum compressive strength (MPa)							
STRENGTH CLASS	C24/30	C28/35	C32/40	C36/45	C40/50	C44/55	C48/60
Core	20.5	24	27	30.5	34	37.5	41

- **Clasificación en función de la resistencia a la flexión (EFNARC):**

Minimum flexural strength (MPa)			
STRENGTH CLASS	C24/30	C 36/45	C 44/55
Beam flexural strength	3.4	4.2	4.6

- **Clasificación en función de resistencia residual a la flexión (EFNARC):**

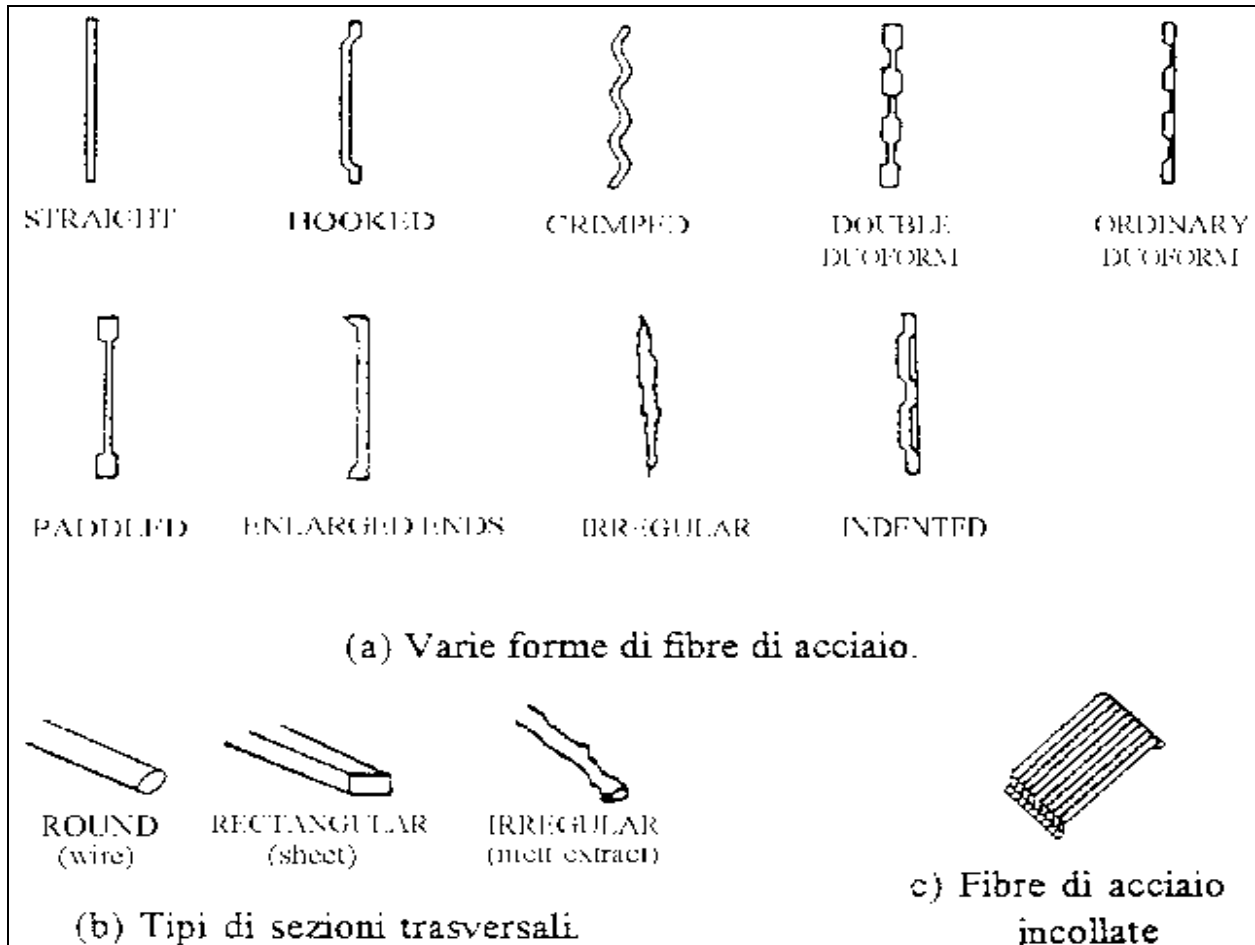
Deformation class	Beam deflection (mm)	Residual stress (MPa) for strength class			
		1	2	3	4
	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5
Low	1	1.3	2.3	3.3	4.3
Normal	2	1.0	2.0	3.0	4.0
High	4	0.5	1.5	2.5	3.5



- **Clasificación en función de capacidad de absorber energía (EFNARC):**

Toughness classification	Energy absorption in joule for deflection up to 25mm
a	500
b	700
c	1000

EJEMPLOS DE FIBRAS METALICAS



CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LAS FIBRAS METÁLICAS

LONGITUD (L)	5 – 70 mm
DIÁMETRO EQUIVALENTE (De)	0,1 – 1,5 mm
RELACIÓN DE ESBELTEZ (L/De)	30 - 60
FORMA	Recta - Otra
RESISTENCIA A TRACCIÓN	1000 – 1500 MPa

CRITERIOS REFERENCIALES DE SELECCIÓN DE LAS FIBRAS METÁLICAS

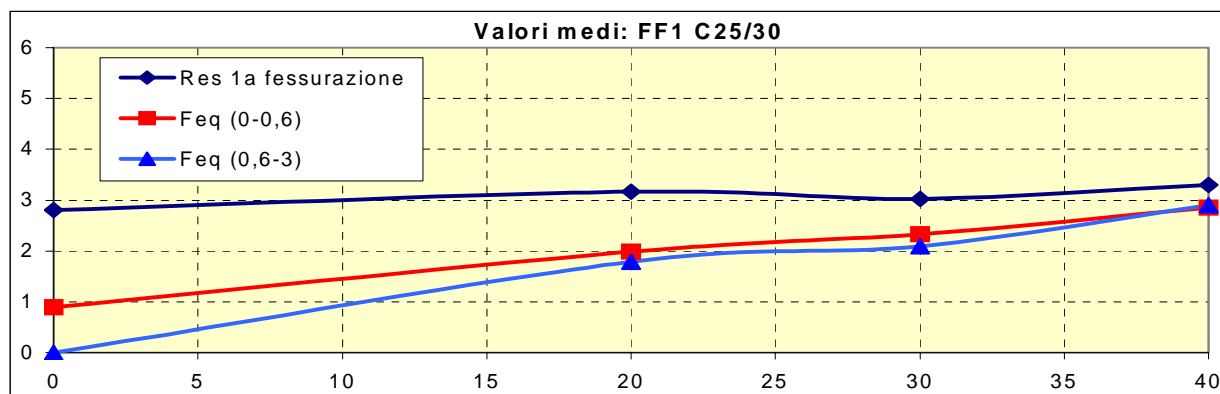
ESPESOR MÍNIMO DE LA ESTRUCTURA (e)	1.5 L < e
DIMENSIÓN MAX. DE LOS AGREGADOS (a)	0,5 L > a
DIMENSIÓN MAX. DE LOS AGREGADOS (a)	a < 0,3 e
DOSIFICACIÓN MÍNIMA	25 Kg/m ³

EJEMPLOS DE CARACTERÍSTICAS DE CONCRETOS FIBROREFORZADOS

Fibra **FF1** (50 x 1.00)

Concreto **C25/30**

V_f [kg/m ³]	L/d	$CTOD_0$ [mm]	f_{if} [MPa]	$f_{eq(0-0,6)}$ [MPa]	$f_{eq(0,6-3,0)}$ [MPa]	D_0	D_1	$D_0 * D_1$
0	50	0.0235	2.481	0.9198	\	0.371	\	\
0	50	0.0260	2.892	1.004	\	0.347	\	\
0	50	0.0230	3.046	0.946	\	0.311	\	\
0	50	0.0220	3.004	1.404	\	0.467	\	\
0	50	0.0105	2.860	0.698	\	0.244	\	\
0	50	0.0130	2.421	0.447	\	0.185	\	\
0	50	0.0120	3.008	0.743	\	0.247	\	\
0	50	0.0120	2.756	0.958	\	0.348	\	\
Valori Medi		0.0178	2.809	0.890	0.000	0.315	\	\
20	50	0.0178	3.208	2.128	1.913	0.663	0.899	0.596
20	50	0.0178	2.658	1.161	0.563	0.437	0.485	0.212
20	50	0.0178	2.725	2.023	1.667	0.742	0.824	0.611
20	50	0.0178	3.505	2.752	2.601	0.785	0.945	0.742
20	50	0.0178	3.484	1.694	1.574	0.486	0.929	0.451
20	50	0.0178	3.581	2.545	2.382	0.711	0.936	0.665
20	50	0.0178	3.114	1.560	1.396	0.501	0.894	0.448
20	50	0.0178	3.033	2.032	2.210	0.670	1.088	0.729
Valori Medi		0.0178	3.164	1.987	1.788	0.624	0.875	0.546
30	50	0.0178	3.540	2.403	2.219	0.678	0.923	0.626
30	50	0.0178	2.901	2.401	2.102	0.827	0.876	0.724
30	50	0.0178	3.387	4.045	3.341	1.195	0.826	0.987
30	50	0.0178	3.078	2.518	2.476	0.818	0.983	0.804
30	50	0.0178	2.294	1.487	1.286	0.648	0.865	0.561
30	50	0.0178	3.259	2.201	2.170	0.675	0.986	0.666
30	50	0.0178	2.687	1.244	1.043	0.456	0.852	0.389
Valori Medi		0.0178	3.021	2.328	2.091	0.757	0.902	0.682
40	50	0.0178	3.540	3.105	3.416	0.877	1.100	0.965
40	50	0.0178	3.528	3.252	3.371	0.922	1.037	0.956
40	50	0.0178	3.423	5.721	4.139	1.671	0.724	1.210
40	50	0.0178	3.627	2.294	2.727	0.633	1.189	0.753
40	50	0.0178	3.204	1.424	1.849	0.444	1.298	0.576
40	50	0.0178	2.856	1.992	2.347	0.698	1.178	0.822
40	50	0.0178	2.925	2.190	2.428	0.749	1.108	0.830
Valori Medi		0.0178	3.300	2.854	2.897	1.026	1.013	1.039



Valori caratteristici della resistenza a flessione (fibra 80/50)

Classe	C12	C12	C12	C12	Classe	C20	C20	C20	C20
Spessore	PC	SFRC 0.8/50-30	SFRC 0.8/50-55	SFRC 0.8/50-80	Spessore	PC	SFRC 0.8/50-30	SFRC 0.8/50-55	SFRC 0.8/50-80
h	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	h	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}
mm	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	mm	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Dosaggio	0	30	55	80	Dosaggio	0	30	55	80
50	1,76	1,96	2,19	2,69	50	2,38	2,63	2,90	3,80
100	1,69	1,87	2,07	2,52	100	2,29	2,51	2,75	3,56
150	1,64	1,81	1,99	2,40	150	2,22	2,42	2,64	3,38
200	1,60	1,75	1,92	2,30	200	2,17	2,35	2,56	3,24
250	1,57	1,71	1,87	2,23	250	2,12	2,30	2,49	3,13
500	1,47	1,58	1,70	1,98	500	1,99	2,12	2,27	2,78
800	1,40	1,50	1,60	1,83	800	1,91	2,02	2,14	2,56
1000	1,38	1,46	1,55	1,76	1000	1,87	1,97	2,08	2,46

Classe	C25	C25	C25	C25	Classe	C30	C30	C30	C30
Spessore	PC	SFRC 0.8/50-30	SFRC 0.8/50-55	SFRC 0.8/50-80	Spessore	PC	SFRC 0.8/50-30	SFRC 0.8/50-55	SFRC 0.8/50-80
h	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	h	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}
mm	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	mm	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Dosaggio	0	30	55	80	Dosaggio	0	30	55	80
50	3,14	3,31	3,62	4,25	50	3,49	3,86	4,27	5,07
100	2,99	3,15	3,43	3,99	100	3,33	3,67	4,03	4,75
150	2,89	3,03	3,29	3,80	150	3,21	3,52	3,85	4,51
200	2,81	2,94	3,18	3,65	200	3,12	3,41	3,71	4,32
250	2,74	2,87	3,09	3,53	250	3,05	3,32	3,60	4,17
500	2,54	2,63	2,81	3,16	500	2,82	3,03	3,26	3,70
800	2,41	2,49	2,64	2,93	800	2,68	2,86	3,04	3,41
1000	2,36	2,43	2,56	2,82	1000	2,62	2,78	2,94	3,28

Classe	C40	C40	C40	C40	Classe	C50	C50	C50	C50
Spessore	PC	SFRC 0.8/50-30	SFRC 0.8/50-55	SFRC 0.8/50-80	Spessore	PC	SFRC 0.8/50-30	SFRC 0.8/50-55	SFRC 0.8/50-80
h	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	h	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}	f_{fk}
mm	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	mm	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Dosaggio	0	30	55	80	Dosaggio	0	30	55	80
50	3,86	4,51	4,91	6,07	50	4,38	5,05	5,62	7,33
100	3,70	4,28	4,65	5,69	100	4,21	4,82	5,32	6,85
150	3,59	4,12	4,45	5,40	150	4,09	4,64	5,10	6,50
200	3,50	3,99	4,30	5,18	200	3,99	4,50	4,93	6,23
250	3,43	3,89	4,18	5,00	250	3,92	4,39	4,79	6,00
500	3,21	3,57	3,79	4,44	500	3,68	4,05	4,36	5,31
800	3,07	3,37	3,56	4,09	800	3,53	3,84	4,10	4,89
1000	3,01	3,28	3,45	3,93	1000	3,46	3,74	3,97	4,69

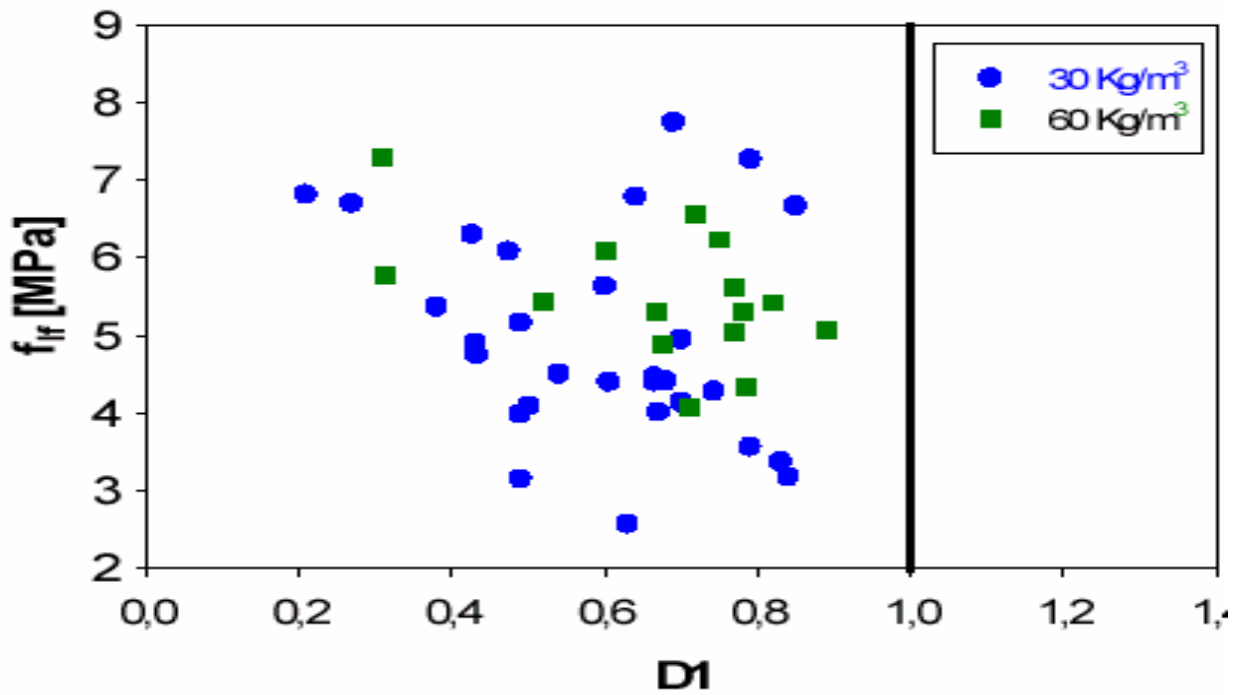
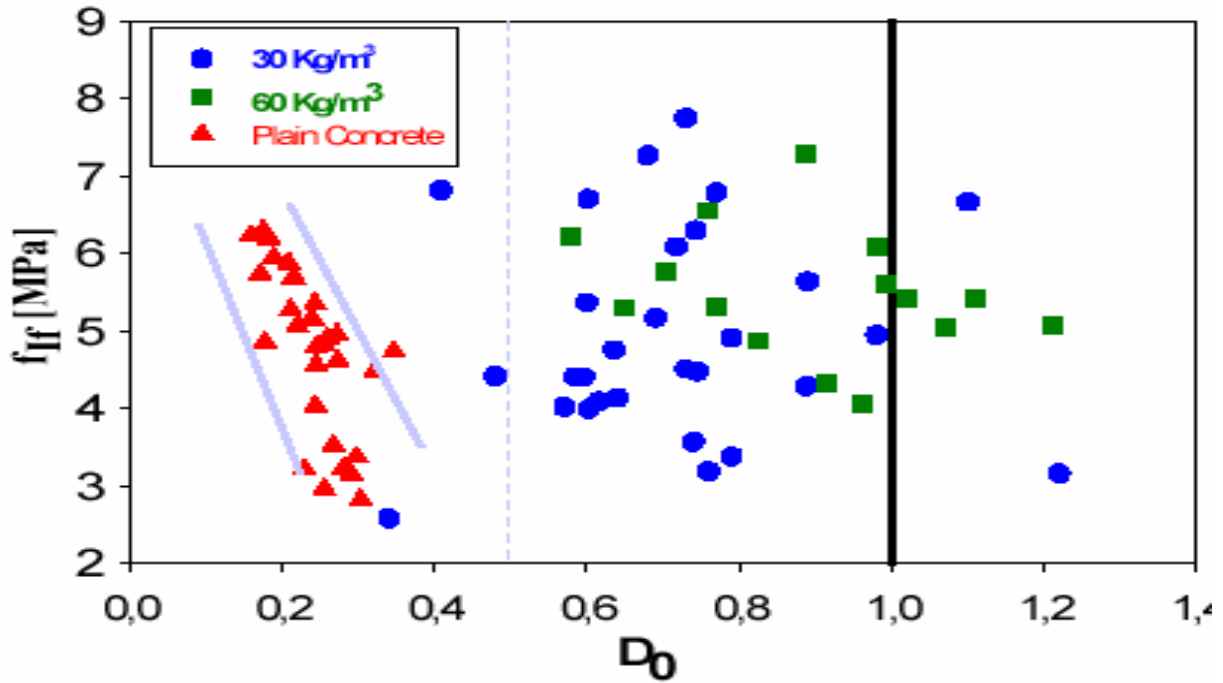
Valori caratteristici della resistenza a trazione per flessione (fibra 100/50) in funzione dello spessore e del dosaggio di fibre

Classe di resistenza (*)	C25/30	C25/30	C25/30	Classe di resistenza (*)	C30/37	C30/37	C30/37
Dosaggio (kg/m ³)	20	30	40	Dosaggio (kg/m ³)	20	30	40
Spessore H (mm)	f_{fk} (Mpa)			Spessore H (mm)	f_{fk} (Mpa)		
100	2,99	3,15	3,28	100	3,33	3,67	3,94
150	2,89	3,03	3,14	150	3,21	3,52	3,77
200	2,81	2,94	3,04	200	3,12	3,41	3,64
250	2,74	2,87	2,97	250	3,05	3,32	3,54
500	2,54	2,63	2,70	500	2,82	3,03	3,20

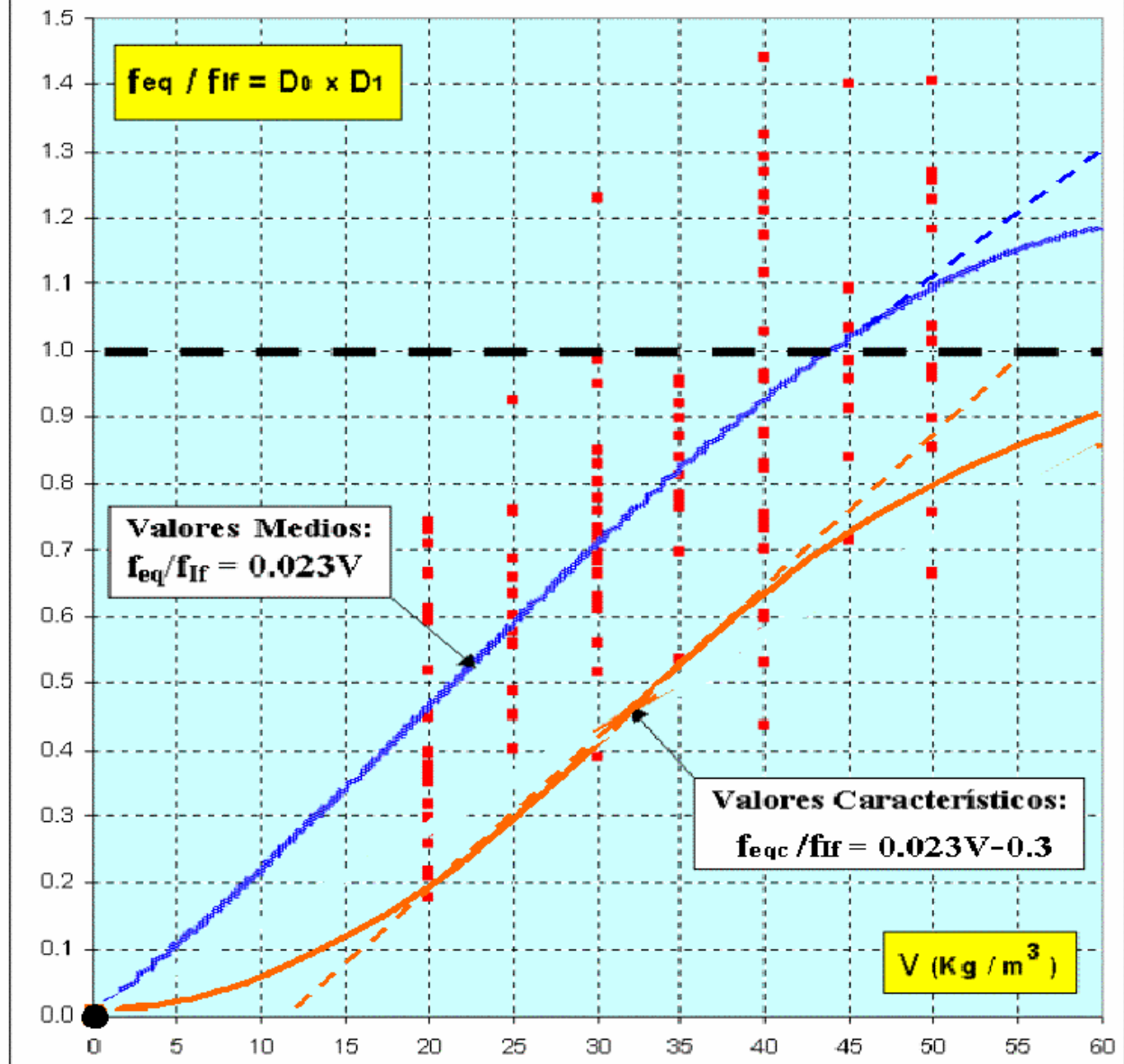
Classe di resistenza (*)	C40/50	C40/50	C40/50	Classe di resistenza (*)	C50/60	C50/60	C50/60
Dosaggio (kg/m ³)	20	30	40	Dosaggio (kg/m ³)	20	30	40
Spessore H (mm)	f_{fk} (Mpa)			Spessore H (mm)	f_{fk} (Mpa)		
100	3,70	4,28	4,74	100	4,21	4,82	5,31
150	3,59	4,12	4,54	150	4,09	4,64	5,08
200	3,50	3,99	4,38	200	3,99	4,50	4,91
250	3,43	3,89	4,26	250	3,92	4,39	4,77
500	3,21	3,57	3,86	500	3,68	4,05	4,35

(*) Resistenza a compressione cil/cub

EJEMPLOS DE RESISTENCIA E ÍNDICES DE DUCTILIDAD



DUCTILIDAD Vs DOSIFICACIÓN:



Clase de Concreto	C 24/30		C 28/35		C 32/40		C 36/45		C 40/50		C 45/55	
Resistencia a Flexión f_{if}	3.4 (MPa)		3.7 (MPa)		4.0 (MPa)		4.2 (MPa)		4.4 (MPa)		4.6 (MPa)	
Dosificación Fibras (Kg/m ³)	f_{eq}	f_{eqc}	f_{eq}	f_{eqc}	f_{eq}	f_{eqc}	f_{eq}	f_{eqc}	f_{eq}	f_{eqc}	f_{eq}	f_{eqc}
20	1.6	0.5	1.7	0.6	1.8	0.6	1.9	0.7	2.0	0.7	2.1	0.7
25	2.0	0.9	2.1	1.0	2.3	1.1	2.4	1.2	2.5	1.2	2.6	1.3
30	2.3	1.3	2.6	1.4	2.8	1.6	2.9	1.6	3.0	1.7	3.2	1.8
35	2.7	1.7	3.0	1.9	3.2	2.0	3.4	2.1	3.5	2.2	3.7	2.3
40	3.1	2.1	3.4	2.3	3.7	2.5	3.9	2.6	4.0	2.7	4.2	2.9
45	3.5	2.5	3.8	2.7	4.1	2.9	4.3	3.1	4.6	3.2	4.8	3.4
50	3.9	2.9	4.3	3.1	4.6	3.4	4.8	3.6	5.1	3.7	5.3	3.9

Tipos de Soportes

En la moderna tecnología de túneles, los soportes colocados durante la excavación (a veces concebidos con función solo primaria y a veces también con función definitiva) se componen de un conjunto de elementos resistentes, el principal de los cuales es el concreto proyectado, eventualmente complementado con marcos y pernos metálicos los cuales, según sea el caso (Figura 14), podrán ser colocados en diferentes combinaciones, así como a manera de ejemplo se indica en la tabla que sigue, para cuatro típicos soportes referidos a un túnel de aproximadamente 10 metros de diámetro equivalente (d_e).

Tipo de Soporte	Concreto Proyectado	Costillas Metálicas IPN	Pernos Metálicos 20 t	Capacidad (Kg/cm^2)
P-a/b	10 cm	-	-	1,4
P-c	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	2,6
P-d	16 cm	2 IPN200 @ 100 cm	4 x 6 m @ par de costillas	3,5
P-e	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	6 x 6 m @ par de costillas	4,6

Para los tramos de túneles excavados bajo coberturas moderadas ($H < 50\text{m}$) resulta por lo general una presión (demanda D) sobre el soporte, comprendida entre un mínimo de $(\gamma d_e) = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$ y un máximo teórico (aunque improbable) de $(\gamma H) = 12,5 \text{ Kg/cm}^2$ siendo (γ) el peso unitario de los terrenos de cobertura.

Para los tramos de túneles excavados bajo coberturas más elevadas en cambio, las presiones que actúan sobre el soporte dependen de la interacción terreno-estructura y además son proporcionales al radio de plastificación (R_p) que se establece en cada caso en correspondencia del equilibrio geo-estático alcanzado en la cavidad soportada y los valores que se obtienen para la presión (o demanda D) a esperar sobre el soporte, proporcionales a $\gamma(R_p - d_e/2)$, se distribuyen dentro de un rango de valores amplio, aunque generalmente limitado al orden de máximo 5 Kg/cm^2 , con casos frecuentes de presiones muy bajas (menores de 1 Kg/cm^2) que pueden ser cómodamente estabilizadas con la aplicación del más liviano de los soportes primarios indicados (P-a/b).

En cuanto al esquema de las cargas actuantes sobre el soporte, las presiones actúan normales a la bóveda y a los hastiales: en la bóveda, se consideran uniformes e iguales al valor de la ya referida presión de carga (demanda D) y en los hastiales, se consideran gradualmente variables desde el valor de bóveda hasta una fracción de este valor en los pies (Figura 15).

Para cada sección de diseño, confrontando los valores de la demanda (D), esperada de acuerdo con las coberturas y las posibles condiciones geomecánicas de los terrenos a encontrar (función esta por ejemplo del *Geological Strength Index* de Hoek), con los valores de la capacidad (C) de los soportes disponibles, se procede a seleccionar el soporte a aplicar, obteniéndose medianamente los siguientes resultados:

Clase del Terreno:	H (m) 5-10	H (m) 10-25	H (m) 25-50	H (m) 50-100	H (m) 100-150	H (m) 150-200	H (m) 250-300
$GSI < 20$	P-d	P-d	P-e	P-e	P-e	P-e	P-e
$20 < GSI < 30$	P-d	P-d	P-d	P-d	P-e	P-e	P-e
$30 < GSI < 40$	P-c	P-c	P-c	P-c	P-d	P-d	P-d
$40 < GSI < 50$	P-c	P-c	P-c	P-c	P-a/b	P-a/b	P-a/b
$GSI > 50$	P-c	P-c	P-a/b	P-a/b	P-a/b	P-a/b	P-a/b

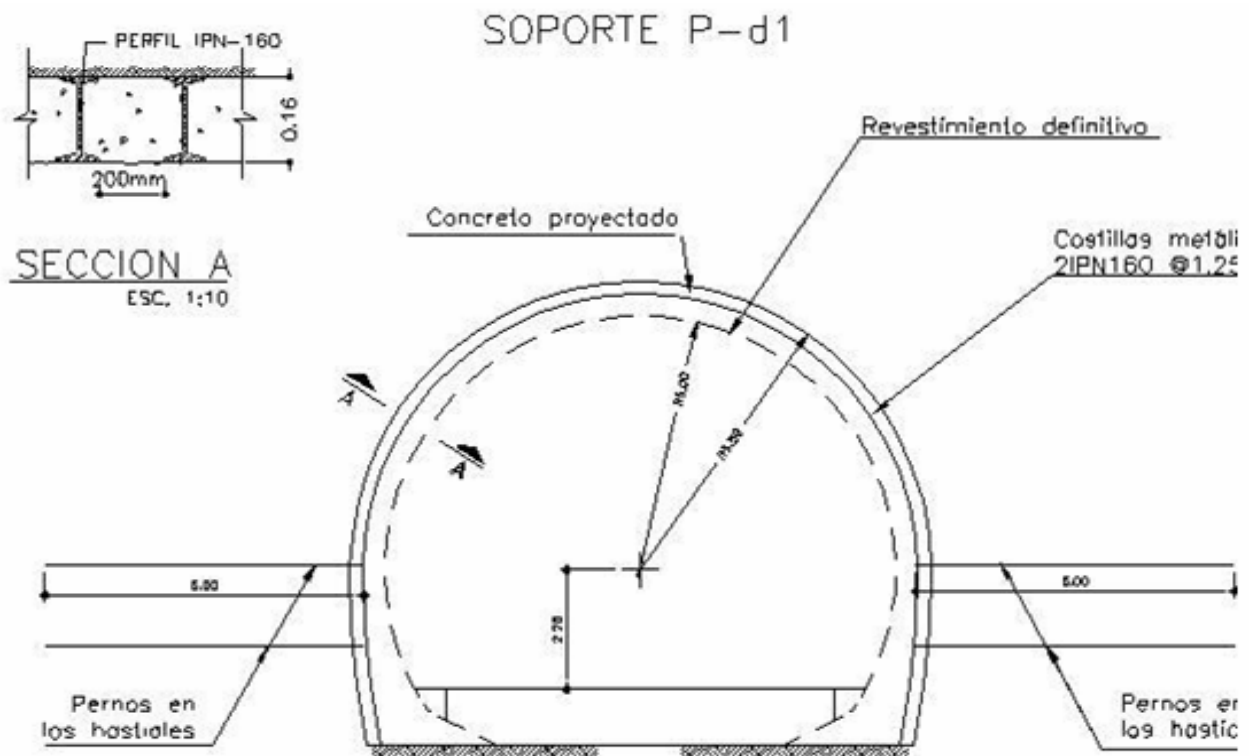


FIGURA 14 – Esquema de un típico soporte en concreto proyectado

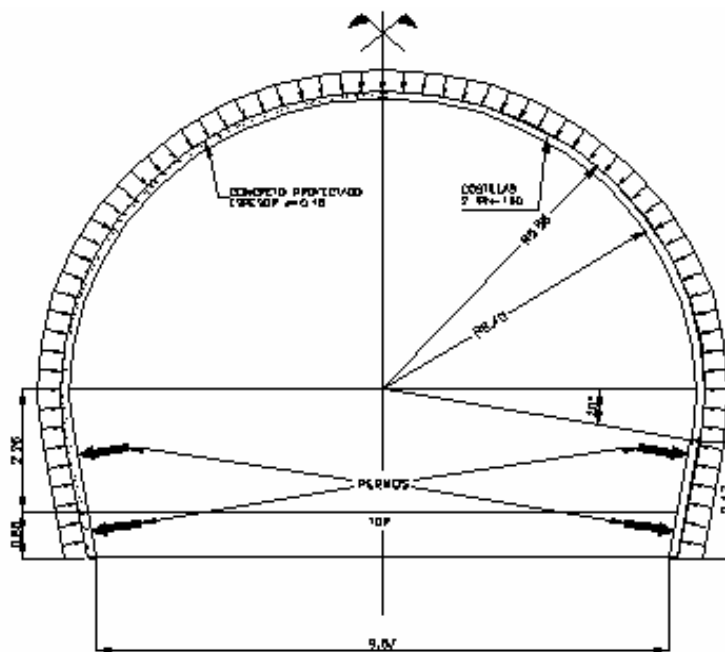


FIGURA 15 – Esquema de las cargas actuantes sobre el soporte

Diseño del soporte de túneles en SFRS

Probablemente la más amplia utilización que con función estructural se hace actualmente del concreto reforzado con fibras, lo constituye la construcción de soportes para túneles empleando el concreto proyectado fibroreforzado.

Tradicionalmente en efectos, y desde hace ya algunos decenios, el concreto proyectado había sido universalmente empleado en la construcción de túneles¹, armándolo con una capa de malla metálica con los múltiples objetivos de conferir al concreto una cierta resistencia flexional, controlar la fisuración por retiro, facilitar la adherencia a las paredes y techo de las excavaciones y también limitar el rebote.

Es por lo tanto fácilmente comprensible como la idea de pensar y luego implementar casi universalmente la sustitución de la referida malla metálica con las fibras metálicas, ha surgido rápidamente y bastante naturalmente ya que todas las principales funciones que la malla cumplía, resultan mucho más eficientemente cumplidas por las fibras metálicas.

Al mismo tiempo ha sido igualmente fácil y natural recurrir a una metodología de cálculos y diseño estructural de los soportes en concreto proyectado fibroreforzado partiendo de la búsqueda de la equivalencia estructural de la capacidad resistente a la preso-flexión entre una placa de concreto reforzado con una malla metálica colocada en la mitad de su espesor y la misma placa de concreto fibroreforzado.

La resistencia flexional (momento máximo resistente) de 1 m de placa de concreto de espesor (d) armada con una malla metálica, de sección S_m (mm²) y resistencia σ_y' (N/mm²), colocada en la mitad del espesor (d/2 en mm), se obtiene (en Nmm) con la expresión:

$$M_m = 0.9 S_m \sigma_y' d/2$$

mientras el momento máximo resistente del mismo metro de placa de concreto fibroreforzado, resulta de:

$$M_f = f_{eq} 1000 d^2/6$$

siendo f_{eq} la resistencia equivalente a tracción por flexión del concreto fibroreforzado en N/mm² (MPa) y obteniendo finalmente, para la igualdad de los dos momentos resistentes:

$$f_{eq} = 0.0027 S_m \sigma_y' / d \quad (\text{Resistencia requerida para obtener la equivalencia con un espesor dado})$$

$$d = 0.0027 S_m \sigma_y' / f_{eq} \quad (\text{Espesor requerido para obtener la equivalencia con una determinada } f_{eq}).$$

La resistencia característica equivalente a tracción del concreto fibroreforzado f_{eq} debe en principio ser obtenida directamente de los ensayos sobre viga o, a falta de estos, puede ser preliminarmente deducida correlacionándola empíricamente con la clase del concreto base (de la cual principalmente depende la resistencia de primera fisuración a tracción por flexión f_{1f} del concreto fibroreforzado) y con el tipo y la dosificación de fibras (elementos de los cuales principalmente depende finalmente la ductilidad del concreto fibroreforzado, expresada por los índices D_0 y D_1).

1 - Historique de la méthode du béton projeté: Les principales étapes de l'évolution jusqu' en 1960
Professeur K. Kovári - Tunnels et Ouvrages Souterrains - N. 179 - Septembre-Octobre 2003.

De acuerdo con todo lo anterior, el diseño estructural de los soportes en concreto proyectado reforzado con fibras basado en el cálculo de equivalencia entre la resistencia flexional de los soportes diseñados en concreto proyectado reforzado con malla metálica electro-soldada (por ejemplo: 4 x 100 x 100 mm) y la resistencia flexional de los mismos soportes en concreto proyectado fibroreforzado, consiste esencialmente en la determinación de la dosificación de fibras (Kg/m^3) que, para el concreto pre-establecido y para el espesor pre-establecido en cada caso, garantice al concreto fibroreforzado una resistencia flexional equivalente (f_{eq}) con la cual la resistencia flexional de la sección fibroreforzada alcance a la resistencia flexional de la correspondiente sección de concreto reforzado con malla metálica.

Por lo tanto, se debe iniciar con la determinación del valor de la referida resistencia equivalente mínima a alcanzar para cada uno de los soportes primarios previstos y luego se debe disponer de la correlación (referencial o experimental) entre la dosificación de la fibra seleccionada y la resistencia equivalente a tracción por flexión (f_{eq}) del específico concreto proyectado previsto a emplear (por ejemplo: C24/30).

Aplicando las fórmulas reportadas anteriormente, se obtienen las siguientes resistencias mínimas para el concreto fibroreforzado de cada uno de los cuatro soportes primarios, correspondientes a los cuatro espesores de concreto considerados (10 cm – 14 cm – 16 cm – 20 cm):

10 cm (P-a/b)	14 cm (P-c)	16 cm (P-d)	20 cm (P-e)
$f_{eq} = 1.40 \text{ MPa}$	$f_{eq} = 1.00 \text{ MPa}$	$f_{eq} = 0.88 \text{ MPa}$	$f_{eq} = 0.70 \text{ MPa}$

Para el concreto de clase C24/30, correspondiente a una resistencia características cilíndrica de $f'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$, las normas europeas EFNARC indican una resistencia a tracción por flexión mínima de $f_{lf} = 3.4 \text{ MPa}$ y, para la fibra denominada Wirand **FS3**, cuyas características se anexan a manera de ejemplo, el fabricante reporta la correlación aproximada siguiente, entre ductilidad mínima y dosificación:

Ductilidad (f_{eq}/f_{lf})	50 %	40 %	30 %	25 %	20 %
Kg/m^3 de FS3	33	26	23	21	20

Resultando en consecuencia, para un concreto C24/30, la correlación siguiente, entre dosificación y mínima resistencia equivalente a tracción por flexión:

Kg/m^3 de FS3	33	26	23	21	20
f_{eq} (MPa)	1.70	1.36	1.02	0.85	0.68

Sigue la hoja excel específicamente elaborada para completar el procedimiento descrito, correspondiente al diseño de secciones fibroreforzadas por equivalencia a la resistencia flexional de secciones reforzadas con malla electro-soldada. Se puede observar, en la última fila, que la dosificación recomendada se mantiene en 25 Kg/m^3 como mínimo, en atención a las normas que indican en general este valor mínimo para un concreto estructural, independientemente de los resultados teóricos de los análisis llevados a cabo.

Equivalencias entre malla electrosoldada (100x100x4mm) y fibras metálicas (0.75x30mm)
(aplicadas en secciones de 10 - 14 - 16 - 20 cm de concreto C24/30)

A) Cálculo de la resistencia equivalente requerida		CONCRETO e = 10cm		CONCRETO e = 14cm		CONCRETO e = 16cm		CONCRETO e = 20cm	
		Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)	Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)	Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)	Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)
mm	Espesor (h) de la sección de concreto proyectado	100		140		160		200	
N/mm ²	Resistencia a tracción de la malla electrosoldada	414		414		414		414	
mm	Diametro de la malla electrosoldada	4		4		4		4	
mm	Lado de la malla electrosoldada	100		100		100		100	
mm ²	Area (As) de la malla en la sección de 1 metro de base	125.7		125.7		125.7		125.7	
kg/m ²	Peso de la malla/m ²	1.97		1.97		1.97		1.97	
kg/m ³	Peso de la malla/m ³	19.7		14.1		12.3		9.9	
mm	Espesor util (d) de la sección de concreto con malla	50		70		80		100	
Nmm	Momento Resistente a Flexión del concreto con malla	2,341,115		3,277,561		3,745,784		4,682,230	
Nmm	Momento Resistente a Flexión del concreto con fibras		2,341,115		3,277,561		3,745,784		4,682,230
mm	Espesor (h) de la sección de concreto con fibras		100		140		160		200
N/mm ²	Resistencia equivalente f_{eq} requerida del concreto con fibras		1.40		1.00		0.88		0.70

B) Determinación preliminar de la dosificación fibras		CONCRETO e = 10cm		CONCRETO e = 14cm		CONCRETO e = 16cm		CONCRETO e = 20cm	
		Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)	Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)	Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)	Malla (4/100)	Fibras (0.75x30)
N/mm ²	Resistencia equivalente f_{eq} mínima requerida		1.40		1.00		0.88		0.70
N/mm ²	Resistencia teórica por flexión f_r del concreto base (C24/30)		3.40		3.40		3.40		3.40
%	Ductilidad mínima requerida para el concreto con fibras		41		30		26		21
kg/m ³	Dosificación referencial empírica Vs ductilidad requerida		27		23		22		20
%	Rebote de las solas fibras		10		10		10		10
kg/m ³	Dosificación recomendada ($\rho = 25$)		30		25		25		25

Naturalmente, lo que se ha expuesto constituye ciertamente una manera muy simplista de dimensionar una sección resistente de SFRS y la misma persigue esencialmente y solamente, definir una sección que posea una resistencia flexional equivalente a la de la misma sección reforzada con una determinada malla metálica, todo lo cual puede sin embargo tener utilidad práctica, por ejemplo al momento de decidir un eventual cambio de tecnología constructiva, en el sentido de pasar al uso del concreto fibroreforzado para un proyecto originalmente concebido en concreto reforzado con barras tradicionales.

Por otro lado, se dispone de otras metodologías de análisis y cálculo estructural que bien pueden ser adoptadas y adaptadas al diseño de elementos estructurales resistentes en concreto fibroreforzado, desde algunas analíticas aún sencillas, hasta otras numéricas más sofisticadas y más versátiles, tales como son las que hacen uso de códigos tan poderosos y ya tan difundidos como el SAP 2000[®], o de otros códigos aún más complejos, con algoritmos de diferencias finitas y elementos finitos, en campo bi y tri-dimensional.

Los datos de ingreso necesarios al dimensionado de los soportes varían según el método de análisis: para el caso de la simple equivalencia de la resistencia flexional, así como se evidenció con anterioridad, solamente se requiere del valor de la resistencia equivalente a tracción por flexión del concreto fibroreforzado (f_{eq}), mientras para las modelaciones numéricas se requiere de la geometría detallada de la estructura, de las cargas específicas y de los vínculos (rigidez de los terrenos de apoyos, en particular el módulo de reacción del terreno k) y, nuevamente, del valor de la resistencia equivalente a tracción por flexión del concreto fibroreforzado, además que de su módulo de deformación elástica.

Otras modelaciones numéricas más avanzadas que actúan también en campo no lineal, obviamente requieren de un conocimiento detallado de la ley constitutiva completa del concreto fibroreforzado, así como del criterio de ruptura y del detallado comportamiento post-ruptura del concreto fibroreforzado, entre otros elementos.

Dentro de este orden de ideas, a continuación se comentan algunos de los análisis efectuados y de los resultados obtenidos para los soportes primarios de túneles antes descritos, los cuales han sido diseñados por R. Perri (2004) en su tesis de grado, recurriendo a la modelación numérica por medio del código SAP (Structural Analysis Program) de la Universidad de California – Berkeley.

Se han elaborado tres modelos distintos, para los tres espesores de concreto proyectado correspondientes a los soportes analizados (14 cm para el P-c; 16 cm para los P-d y 20 cm para el P-e), mientras el soporte primario P-a/b de 10 cm de espesor no se ha analizado ya que su uso está limitado a los casos de cargas estáticas nulas o muy bajas y su función es esencialmente de protección contra los posibles desprendimientos locales accidentales de pequeños bloques rocosos del techo y paredes de la excavación.

Los tres modelos del soporte primario se han elaborado cada uno con un radio interno diferente en función del espesor del revestimiento definitivo que se había previsto en correspondencia de cada soporte: 5.30 m para el P-c; 5.40 m para los P-d y 5.50 m para el P-e.

Cada modelo está conformado por un total de 368 elementos (Figura 15), de grosor igual a $\frac{1}{4}$ del espesor del soporte, de ancho aproximado 25 cm y profundidad variable según el tipo de soporte: 1.50 m para el P-c; 1.25 m para el P-d1; 1.00 m para el P-d2 y el P-e.

Tal profundidad del modelo corresponde para cada soporte a la separación entre las costillas metálicas que complementan al concreto proyectado y cuya pequeña contribución estructural se desprecia en el análisis, mientras en cada modelo se incluyen los pernos colocados hacia los pies del arco (un perno en cada pié para el soporte P-c y dos por cada pié para los soportes P-d y P-e) representándolos mediante vínculos de tracción caracterizados por con un valor de rigidez compatible con la tecnología de los mismos pernos: 500000 Kg/cm.

A los elementos que constituyen el soporte se le asignan las propiedades de deformación del concreto $E=15000f_c^{1/2} = 232379 \text{ Kg/cm}^2$ y el terreno circundante al soporte se modela con elementos que reaccionan a compresión y se anulan a tracción y cuya rigidez se calcula a partir del módulo de reacción del terreno multiplicándolo por el área de influencia de cada nodo del modelo y asignando finalmente una mayor rigidez a los apoyos verticales.

Para simular posibles variaciones en las características geomecánicas de los terrenos dentro de los cuales se excavan los túneles, se asignan dos diferentes ordenes de magnitud al módulo de reacción del terreno: 10000 t/m^3 y 50000 t/m^3 , según el índice GSI (*Geological Strength Index*) sea menor o mayor que 30. Adicionalmente se simula la eventualidad desfavorable, de terrenos menos rígidos reduciendo los valores del módulo de reacción del terreno a un décimo de los anteriores.

Finalmente, se aplicaron cargas normales a toda la superficie del soporte con una magnitud en bóveda comprendida entre 1 Kg/cm^2 y 4 Kg/cm^2 , cada vez correspondiente a un posible caso de cargas, analizando un total de 10 casos de cargas (3 casos para P-c; 5 casos para P-d; y 2 casos para P-e) los cuales están detallados en la tabla anexa.

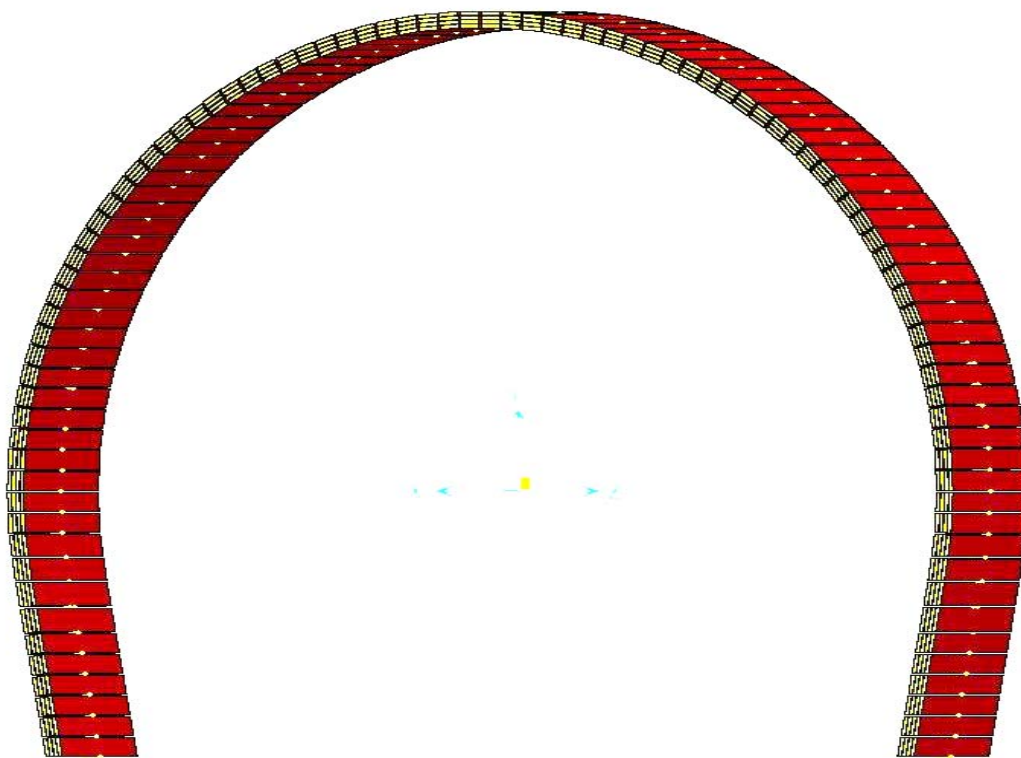


FIGURA 15 – Modelo SAP 2000® de 368 elementos para el Soporte Primario

SOPORTES PRIMARIOS

Las cargas son Normales y Uniformes
 Los pernos se representan con Springs de 50000 Kg/cm
 El Módulo de Reacción del Terreno vale:
 Para GSI < 30 K = 10000 T/m3
 Para GSI > 30 K = 50000 T/m3
 Area Apoyo = S. Costillas * 0.25m (ancho aproximado del elemento en el modelo)

Hmax. Cober. = 10										SPRINGS (Kg/cm)	CASOS Cargas
GSI	Carga (kg/cm2)	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
GSI ≤ 20	1.8	P-c	5.4	5.54	14	2x4 m @ par d.C	1.50	37500	150000	1	
20 < GSI ≤ 30	1.8	P-c	5.4	5.54	14	2x4 m @ par d.C	1.50	37500	150000	1	
30 < GSI ≤ 40	1.8	P-c	5.4	5.54	14	2x4 m @ par d.C	1.50	187500	750000	2	
40 < GSI ≤ 50	1.8	P-c	5.4	5.54	14	2x4 m @ par d.C	1.50	187500	750000	2	
GSI > 50	1.8	P-c	5.4	5.54	14	2x4 m @ par d.C	1.50	187500	750000	2	
Hmax. Cober. = 20										SPRINGS (Kg/cm)	3 4 5 6
GSI	Carga	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
GSI ≤ 20	2.9	P-d2	5.4	5.56	16	4x6 m @ par d.C	1.00	25000	100000		
20 < GSI ≤ 30	2.3	P-d1	5.4	5.56	16	4x6 m @ par d.C	1.25	31250	125000		
30 < GSI ≤ 40	2.3	P-d1	5.4	5.56	16	4x6 m @ par d.C	1.25	156250	625000		
40 < GSI ≤ 50	1.3	P-c	5.4	5.54	14	2x6 m @ par d.C	1.50	187500	750000		
GSI > 50	0.8	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
Hmax. Cober. = 50										SPRINGS (Kg/cm)	7 8 5 6
GSI	Carga	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
GSI ≤ 20	4.0	P-e	5.5	5.70	20	4x6 m @ par d.C	1.00	25000	100000		
20 < GSI ≤ 30	3.2	P-d2	5.4	5.56	16	4x6 m @ par d.C	1.00	25000	100000		
30 < GSI ≤ 40	2.3	P-d1	5.4	5.56	16	4x6 m @ par d.C	1.25	156250	625000		
40 < GSI ≤ 50	1.3	P-c	5.4	5.54	14	2x6 m @ par d.C	1.50	187500	750000		
GSI > 50	0.8	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
Hmax. Cober. = 50 - 100										SPRINGS (Kg/cm)	5 6
GSI	Carga B	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
30 < GSI ≤ 40	0.8	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
40 < GSI ≤ 50	0.2	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
50 < GSI ≤ 60	0.2	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
GSI > 60	0.2	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
Hmax. Cober. = 100 - 150										SPRINGS (Kg/cm)	9 2
GSI	Carga B	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
30 < GSI ≤ 40	1.3	P-c	5.4	5.54	14	2x6 m @ par d.C	1.50	187500	750000		
40 < GSI ≤ 50	0.5	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
50 < GSI ≤ 60	0.2	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
GSI > 60	0.2	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
Hmax. Cober. = 150 - 200										SPRINGS (Kg/cm)	5 6
GSI	Carga B	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
30 < GSI ≤ 40	2.3	P-d1	5.4	5.56	16	4x6 m @ par d.C	1.25	125000	500000		
40 < GSI ≤ 50	1.3	P-c	5.4	5.54	14	2x6 m @ par d.C	1.50	187500	750000		
50 < GSI ≤ 60	0.5	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
GSI > 60	0.2	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
Hmax. Cober. = 200 - 300										SPRINGS (Kg/cm)	10 6
GSI	Carga B	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
30 < GSI ≤ 40	4.0	P-e	5.5	5.70	20	4x6 m @ par d.C	1.00	125000	500000		
40 < GSI ≤ 50	1.8	P-c	5.4	5.56	16	2x6 m @ par d.C	1.50	187500	750000		
50 < GSI ≤ 60	0.8	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
GSI > 60	0.3	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		
Hmax. Cober. = 300 - 400										SPRINGS (Kg/cm)	10 6
GSI	Carga B	T.SopORTE	R.Interno(m)	R.Externo(m)	Espesor(cm)	Pernos	S.Costillas(m)	Hastial	Apoyo		
40 < GSI ≤ 50	3.2	P-d2	5.4	5.56	16	4x6 m @ par d.C	1.00	125000	500000		
50 < GSI ≤ 60	1.3	P-c	5.4	5.54	14	2x6 m @ par d.C	1.50	187500	750000		
GSI > 60	0.4	P-a/b	5.3	5.40	10	-	-	-	-		

Diseño numérico de los soportes en concreto proyectado fibroreforzado

Los resultados más representativos de todos los sistemáticos análisis numéricos efectuados para el diseño estructural de los soportes en concreto proyectado reforzado con fibras metálicas, se han resumido en la tabla que sigue en términos de las máximas tracciones establecidas en los soportes, diferenciándolos para las dos zonas críticas de la sección estructural del soporte (bóveda y hastiales) y diferenciándolos además en función de dos niveles de rigidez para el terreno y de acuerdo con los dos esquemas de cargas considerados en los análisis: el de una presión normal uniforme (la demanda D) sobre todo el perímetro del arco del soporte y el, más crítico, de una presión aún normal pero diferente en la bóveda (la demanda D) de los hastiales (presión lateral gradualmente reducida a solo una fracción hacia los pies del arco).

También se reportan, a manera de ejemplo para solamente uno de los casos analizados, dos resultados gráficos representativos obtenidos de los análisis: la deformada de la sección (Figura 16) y la distribución de los esfuerzos principales máximos (Figura 17) dentro la sección estructural del soporte.

M Á X I M A S T R A C C I O N E S E N S O P O R T E S P R I M A R I O S (K g / c m 2)

C A S O C a r g a s	Terreno M á s R í g i d o	Terreno M e n o s R í g i d o	M e n o r P r e s i ó n L a t e r a l		S O P O R T E T i p o
	T r a c c i ó n e n H a s t i a l e s		T r a c c i ó n H a s t i a l e s	T r a c c i ó n B ó v e d a	
	(K g / c m 2)	(K g / c m 2)	(K g / c m 2)	(K g / c m 2)	
1	0.80	0.94	2.50	2.10	P - c
2	0.55	0.56	2.00	1.30	P - c
3	2.50	2.53	8.20	3.30	P - d
4	1.30	1.50	5.70	2.60	P - d
5	0.45	0.51	2.30	1.50	P - d
6	0.35	0.41	1.50	0.90	P - c
7	1.10	1.54	7.30	4.10	P - e
8	2.80	2.80	9.00	3.70	P - d
9	0.20	1.30	2.40	1.50	P - e
10	1.10	2.90	3.90	2.20	P - d

Del análisis de los resultados obtenidos y resumidos en la tabla, se puede deducir lo siguiente:

- Las tracciones más elevadas, se obtienen en correspondencia de los análisis que simulan cargas del terreno sobre el soporte con una presión lateral reducida y las más bajas por el contrario, corresponden a los análisis con presiones uniformes sobre todo el perímetro del soporte.
- Las zonas más críticas del soporte, en cuanto a presencia y magnitud de las tracciones, son las de los hastiales a contacto con el terreno: para los análisis con presiones uniformes sobre todo el perímetro del soporte, no se producen tracciones en las zonas de bóveda, mientras para los análisis con presión lateral reducida, las tracciones que se producen en las zonas de bóveda resultan siempre inferiores a las correspondientes de los hastiales.
- Las referidas tracciones en las zonas de los hastiales, que se producen también con presiones uniformes sobre todo el perímetro del soporte, resultan siempre más elevadas cuando se simula una menor rigidez para el terreno.
- La máxima tracción obtenida es de 9.0 Kg/cm² (0.9 MPa), siguiéndole otros cuatro valores elevados (8.2; 7.3; 5.7 y 3.9 Kg/cm²). Todas las demás tracciones máximas obtenidas son de 2.8 Kg/cm² (0.3 MPa), o menores.

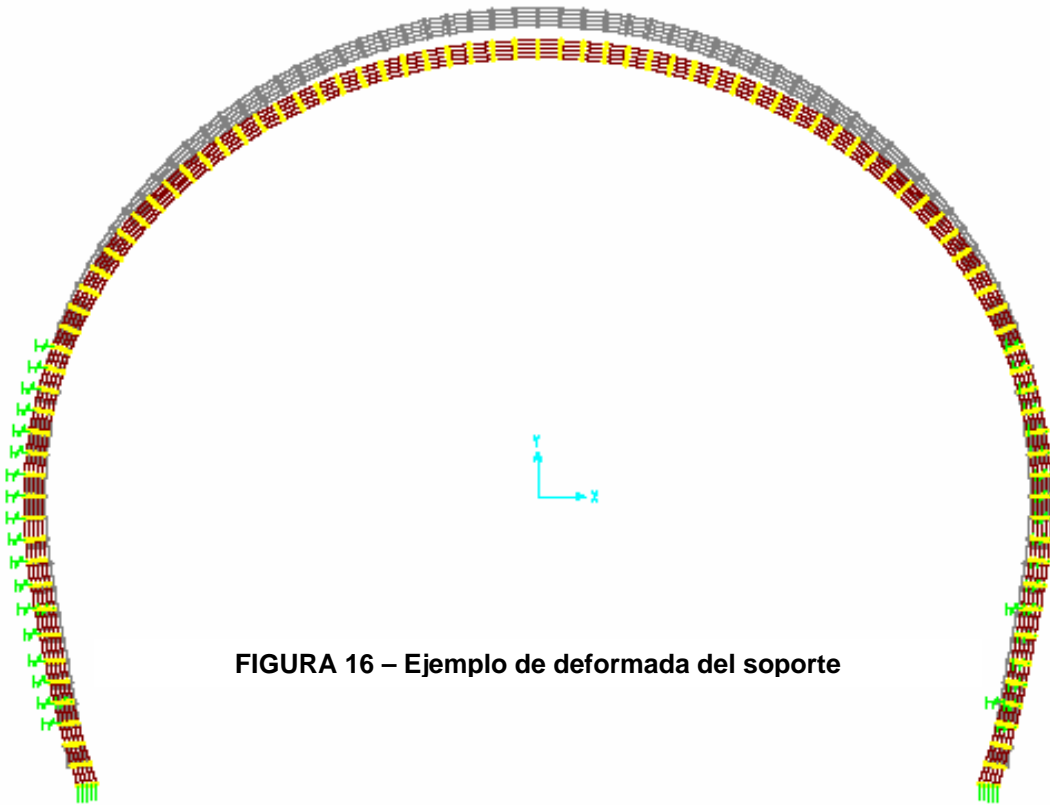


FIGURA 16 – Ejemplo de deformada del soporte

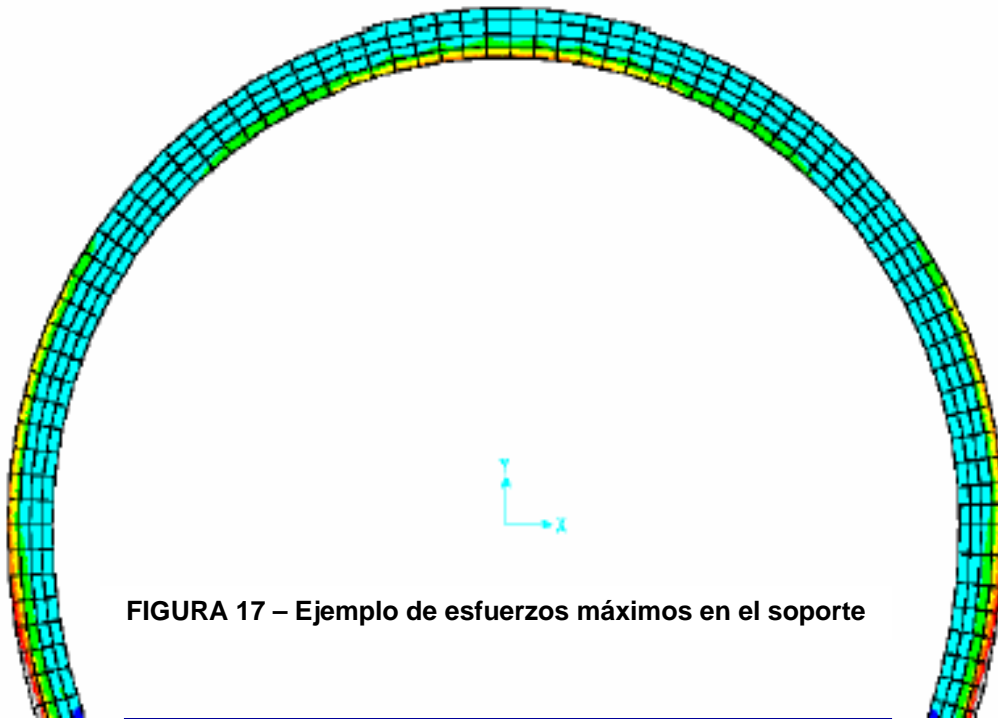
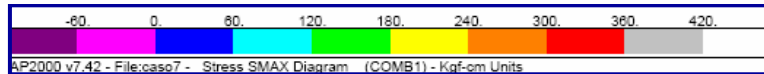


FIGURA 17 – Ejemplo de esfuerzos máximos en el soporte



En suma, todos los casos analizados, incluyendo los correspondientes a las condiciones más desfavorables de magnitud y esquema de cargas así como de rigidez del terreno, muestran que las tracciones a esperar en todos los soportes resultan inferiores a 1 MPa y por lo tanto en principio, siempre compatibles con las resistencias características equivalentes a tracción por flexión que se pueden generalmente alcanzar con un concreto proyectado de clase C24/30 y con una dosificación mínima de fibras metálicas (25 Kg/m³).

Por lo tanto los análisis numéricos efectuados permiten concluir que para los soportes de túneles en concreto proyectado, también desde el punto de vista estrictamente estructural, es generalmente técnicamente factible la sustitución de la malla electro-soldada con una dosificación mínima (25 Kg/m³) de adecuadas fibras metálicas, confirmando de tal manera los resultados ya obtenidos con los sencillos cálculos basados en la equivalencia entre la resistencia flexional de los soportes en concreto proyectado reforzado con malla metálica electro-soldada y la resistencia flexional de los mismos soportes de concreto proyectado fibroreforzado.

Resultados experimentales para la resistencia del concreto proyectado fibroreforzado

A manera de complemento se resumen en las tablas que siguen los resultados experimentales obtenidos de una amplia campaña de ensayos de laboratorio (UNI 11039) sobre vigas de concreto proyectado fibroreforzado, ejecutados en el INME (Instituto de Materiales y Ensayos) de la Universidad Central de Venezuela. Todas las vigas han sido confeccionadas con concreto proyectado de Clase 24/30 y para todas se han empleado fibras Wirand FS3, con dosificaciones de 30 Kg/m² y 25 Kg/m².

Fibra FS3 (30/0.75)		Concreto C24/30			Dos. 30 Kg/m³
Ensayo	f'_{fr} (MPa)	D₀	D₁	D₀ x D₁	f_{eq} (MPa)
Viga 4	3.3647	0.70	0.69	0.48	1.63
Viga 6	3.6140	0.75	0.66	0.49	1.78
Viga 7	2.2316	0.85	0.55	0.47	1.04
Viga 8	2.7779	0.64	0.66	0.42	1.18
Viga 9	2.5218	0.72	0.74	0.53	1.35
Viga 10	2.6043	0.75	0.78	0.58	1.52
Viga 11	2.9640	0.76	0.83	0.63	1.86
Viga 12	3.3916	0.78	0.83	0.65	2.20
Viga 13	2.9491	0.75	0.73	0.55	1.62
Viga 14	3.5628	0.77	0.82	0.63	2.25
Viga 1	3.4203	0.75	0.69	0.52	1.77
Viga 2	3.3610	0.82	0.44	0.36	1.21
Viga 3	3.7265	0.87	0.51	0.44	1.65
Viga 4	3.5866	0.72	0.69	0.50	1.80
Viga 5	2.9803	0.72	0.74	0.53	1.58
Viga 6	2.6753	0.74	0.69	0.51	1.36
Viga 7	3.1778	0.80	0.75	0.60	1.89
Viga 8	2.9311	0.84	0.50	0.42	1.24
Viga 9	2.3570	0.79	0.74	0.59	1.38
Viga 10	2.6480	0.79	0.60	0.47	1.25
Viga 11	2.6939	0.75	0.57	0.43	1.16
Viga 12	3.2441	0.66	0.68	0.45	1.46
	f'_{fm} (MPa)	D_{0m}	D_{1m}	(D₀ x D₁)_m	f_{eqm} (MPa)
	3.0356	0.76	0.68	0.51	1.55

Fibra FS3 (30/0.75)		Concreto C24/30			Dosificación 30 Kg/m ³	
Muestra	Fecha Ensayo	Altura Viga (cm)	Ancho Viga (cm)	Ancho Ranura cm	Altura Ranura (cm)	Dosificación (Kg/m ³)
VG_SANCHON_05_A	25/05/2004	14,8	15,1	4,3	5,5	30
VG_SANCHON_05_B	25/05/2004	15,0	15,3	3,5	5,4	30
VG_SANCHON_05_C	25/05/2004	14,6	14,2	3,5	5,5	30
VG_SANCHON_06_A	09/06/2004	14,9	15,1	4,3	6,0	30
VG_SANCHON_06_B	09/06/2004	15,0	14,8	4,5	4,6	30
VG_SANCHON_06_C	09/06/2004	14,6	14,2	4,5	5,0	30
Pila 4-2 27-8-04	01/10/2004	15,0	14,7	4,0	4,7	30
Pila 4-4 27-8-04	30/09/2004	15,0	15,1	4,0	4,7	30
Pila 1-2A 01-9-04	30/09/2004	15,2	14,2	3,0	4,5	30
Pila 1-2B 01-9-04	30/09/2004	15,1	15,0	3,5	4,8	30
Pila 1-2C 01-9-04	30/09/2004	15,2	15,2	3,5	4,5	30
Muestra	CTODO (mm)	CTODO+0,6 (mm)	CTODO+3 (mm)	f_{lf} (MPa)	D ₀	D ₁
VG_SANCHON_05_A	0.0685	0.6685	3.0685	4,1	0,7286	0,4620
VG_SANCHON_05_B	0.8202	0.6820	3.0820	3,4	0,8090	0,7058
VG_SANCHON_05_C	0.0944	0.6944	3.0944	3,9	0,7394	0,4620
VG_SANCHON_06_A	0.1108	0.7108	3.1108	4,4	0,7600	0,3914
VG_SANCHON_06_B	0.0844	0.6844	3.0844	2,7	0,8351	0,4637
VG_SANCHON_06_C	0.0707	0.6707	3.0707	3,3	0,6957	0,6560
Pila 4-2 27-8-04	0,0508	0,6508	3,0508	2,8	0,7028	0,5522
Pila 4-4 27-8-04	0,0508	0,6508	3,0508	2,6	0,6208	0,6713
Pila 1-2A 01-9-04	0,0625	0,6625	3,0625	2,8	0,6376	0,6805
Pila 1-2B 01-9-04	0,0625	0,6625	3,0625	3,1	0,4170	1,0027
Pila 1-2C 01-9-04	0,0625	0,6625	3,0625	2,5	0,7317	0,7739
Promedio				3,24	0,70	0,62
Muestra	Dosificación (Kg/m ³)	D ₀ x D ₁	$f_{(0-0,6)}$ (MPa)	$f_{(0,6-3)}$ (MPa)	Dosificación (Kg/m ³)	f_{eqm} (MPa)
VG_SANCHON_05_A	30	0,3366	2,99	1,38	30	1,70
VG_SANCHON_05_B	30	0,5710	2,75	1,94	30	2,10
VG_SANCHON_05_C	30	0,3416	2,88	1,33	30	1,64
VG_SANCHON_06_A	30	0,2975	3,34	1,31	30	1,72
VG_SANCHON_06_B	30	0,3872	2,25	1,05	30	1,29
VG_SANCHON_06_C	30	0,4564	2,30	1,51	30	1,66
Pila 4-2 27-8-04	30	0,4564	1,97	1,09	30	1,26
Pila 4-4 27-8-04	30	0,3881	1,61	1,08	30	1,19
Pila 1-2A 01-9-04	30	0,4167	1,79	1,21	30	1,33
Pila 1-2B 01-9-04	30	0,4339	1,29	1,30	30	1,30
Pila 1-2C 01-9-04	30	0,4181	1,83	1,42	30	1,50
Promedio	30	0,41	2,27	1,33	30	1,69

Fibra FS3 (30/0.75)

Concreto C24/30

Dosificación 25 Kg/m³

Muestra	Fecha Ensayo	Altura Viga (cm)	Ancho Viga (cm)	Ancho Ranura cm	Altura Ranura (cm)	Dosificación (Kg/m3)
Sanchon_Prueb_1A	14/07/2004	14,8	15,1	4,2	5,5	25
Sanchon_Prueb_1B	14/07/2004	14,9	14,6	4,2	5,4	25
Sanchon_Prueb_1C	14/07/2004	14,5	14,8	4,5	5,5	25
Sanchon_Prueb_4A	15/07/2004	15,0	15,3	4,3	6,0	25
Sanchon_Prueb_4B	15/07/2004	15,3	14,9	4,2	4,6	25
Sanchon_Prueb_4C	15/07/2004	15,0	14,7	4,0	5,0	25
Corona_Prueb_3A	15/07/2004	15,0	15,3	4,3	6,0	25
Corona_Prueb_3B	15/07/2004	15,3	14,9	4,2	4,6	25
Corona_Prueb_3C	15/07/2004	15,0	14,7	4,0	5,0	25
Pila 1-1 19-8-04	30/09/2004	14,9	15,0	4,0	4,8	25
Pila 1-3 19-8-04	30/09/2004	15,0	15,0	6,0	4,8	25
Pila 4-1 25-8-04	01/10/2004	14,5	15,0	3,0	4,7	25
Pila 4-2 25-8-04	30/09/2004	15,0	14,5	4,0	4,5	25
Muestra	CTODO (mm)	CTODO+0,6 (mm)	CTODO+3 (mm)	f_{lf} (MPa)	D ₀	D ₁
Sanchon_Prueb_1A	0.072353	0.672353	3.072353	4,5	0,6694	0,4648
Sanchon_Prueb_1B	0.072353	0.672353	3.072353	3,7	0,6685	0,3919
Sanchon_Prueb_1C	0.072353	0.672353	3.072353	4,3	0,8319	0,4646
Sanchon_Prueb_4A	0.048995	0.648995	3.048995	4,2	0,9258	0,44
Sanchon_Prueb_4B	0.048995	0.648995	3.048995	2,6	0,7511	0,4604
Sanchon_Prueb_4C	0.048995	0.648995	3.048995	3,0	0,7355	0,6007
Corona_Prueb_3A	0.087306	0.687306	3.087306	3,5	0,7199	0,4886
Corona_Prueb_3B	0.087306	0.687306	3.087306	2,7	0,3856	1,7442
Corona_Prueb_3C	0.087306	0.687306	3.087306	2,8	0,4703	0,7404
Pila 4-2 27-8-04	0,0508	0,6508	3,0508	2,8	0,7028	0,5522
Pila 4-4 27-8-04	0,0508	0,6508	3,0508	2,6	0,6208	0,6713
Pila 1-2A 01-9-04	0,0625	0,6625	3,0625	2,8	0,6376	0,6805
Pila 1-2B 01-9-04	0,0625	0,6625	3,0625	3,1	0,417	1,0027
Promedio				3,22	0,66	0,68
Muestra	Dosificación (Kg/m3)	D ₀ x D ₁	$f_{(0-0,6)}$ (MPa)	$f_{(0,6-3)}$ (MPa)	Dosificación (Kg/m3)	f_{eqm} (MPa)
Sanchon_Prueb_1A	25	0,3111	3,01	1,40	25	1,72
Sanchon_Prueb_1B	25	0,2620	2,47	0,97	25	1,27
Sanchon_Prueb_1C	25	0,3865	3,58	1,66	25	2,04
Sanchon_Prueb_4A	25	0,4074	3,89	1,71	25	2,15
Sanchon_Prueb_4B	25	0,3458	1,95	0,90	25	1,11
Sanchon_Prueb_4C	25	0,4418	2,21	1,33	25	1,50
Corona_Prueb_3A	25	0,3517	2,52	1,23	25	1,49
Corona_Prueb_3B	25	0,6726	1,04	1,82	25	1,66
Corona_Prueb_3C	25	0,3482	1,32	0,97	25	1,04
Pila 4-2 27-8-04	25	0,3881	1,97	1,09	30	1,26
Pila 4-4 27-8-04	25	0,4167	1,61	1,08	30	1,19
Pila 1-2A 01-9-04	25	0,4339	1,79	1,21	30	1,33
Pila 1-2B 01-9-04	25	0,4181	1,29	1,30	30	1,30
Promedio	25	0,39	2,44	1,33	25	1,47

Conclusiones

Las ventajas tecnológicas de la incorporación de las fibras metálicas al concreto estructural, bien sea proyectado así como vaciado en sitio, son múltiples y de distinta naturaleza y sin embargo puede afirmarse que lo más sobresaliente que tal incorporación conlleva desde el punto de vista estructural, es la capacidad que se le confiere al concreto de poder mantener una suficiente y confiable estabilidad estructural después de haberse alcanzado sea el pico de la resistencia a tracción y sea los niveles de sollicitación de tracción que conllevan al inicio de la fractura.

Gracias a lo anterior es posible, a frente de estructuras solicitadas a tracción por flexión, con magnitudes relativamente moderadas para tales sollicitaciones de tracción, diseñar y construir oportunamente estas estructuras con concreto reforzado con fibras metálicas adecuadamente seleccionadas y dosificadas, en sustitución de las tradicionales barras metálicas y con ello aprovechar las ventajas y facilidades constructivas que derivan con tal sustitución.

Un buen ejemplo de estructuras hiper-estáticas y moderadamente solicitadas a tracción, son los soportes de los túneles construidos en concreto proyectado y en este trabajo se ha podido observar como estas estructuras pueden ser diseñadas analíticamente mediante simple equivalencia estructural con los soportes tradicionalmente reforzados con malla metálica electro-soldada y como además, mediante modelación numérica se ha podido comprobar que con el uso de adecuadas fibras metálicas en un concreto de clase 24/30 (y naturalmente también de clase más alta), la dosificación de 25 Kg/m³ de fibras establecida como mínima por las principales normas para el concreto estructural, es en principio suficiente a conferir al concreto proyectado una resistencia característica a tracción (f_{eq}) de orden de magnitud (1.0÷1.5 MPa) compatible con las sollicitaciones que normalmente se establecen en los soportes de los túneles en correspondencia de las más usuales condiciones geotécnicas, geométricas y de cobertura:

En efectos, el valor medio de la resistencia a tracción equivalente por flexión (f_{eq}) obtenido sobre vigas de concreto proyectado 24/30, ha resultado ser de 1.47 MPa de 13 ensayos con una dosificación de 25 Kg/m³ de fibras FS3 y, para una dosificación de 30 Kg/m³, ha resultado ser de 1.69 MPa y de 1.55 MPa para dos diferentes series de 11 y 22 ensayos respectivamente.

Bibliografía

1. Plizzari, G., Perri, G., Cominoli, L. & Perri R. *Revestimientos de túneles en concreto reforzado con fibras metálicas: Principios – Experiencias – Perspectiva*. XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia. 2004.
2. Perri, R. *Concreto reforzado con fibras metálicas: Soporte primario y revestimiento definitivo para los túneles del tramo ferroviario Puerto Cabello-Valencia* Universidad Metropolitana. Caracas. 2004.
3. Perri, G. *Proyectos de Túneles: Criterios de Diseño* Boletín N° 81 Sociedad Venezolana de Geotecnia. 2002.
4. Plizzari, G. *Fracture of fiber reinforced concrete slabs on grade* 2001.
5. Bekaert, N.V. *Tunnelling the World* Tercera edición. Bekaert S.A. 1990.
6. Limit, T.Y., Paramasivam, P. & Lee, S.L. *Shear and moment capacities of reinforced steel-fiber-concrete beam*. Magazine of Concrete Research. 1987.
7. Mangat, P.S. & Azari, M.M. *Influence of steel fiber reinforcement on the fracture behaviour of concrete in compression* Int. J. Cement Composites and Lightweight Concrete. 1984.
8. Morgan, D.R. & Mowat, D.N. *A comparative evaluation of plain mesh and steel fiber reinforced shotcrete*. In *Fiber Reinforced Concrete International Symposium*, ACI SP-81, American Concrete Institute, Detroit. 1984.
9. Hannant, D.J. *Fiber Cements and Fiber Concretes* John Wiley and Sons Ltd. Chichester. 1978.