

Soportes Revestimientos y Anillos de Túneles en Concretos Proyectado Vaciado y Prefabricado Reforzados con Fibras Metálicas

Prof. Gianfranco Perri

Universidad Central de Venezuela - Caracas

Email: gperri@cantv.net

INTRODUCCIÓN

Desde hace ya algunos años 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 empleo rutinario 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 buenos ejemplos de las aplicaciones más ampliamente difundidas y de las con mayores perspectivas.

La presencia de fibras metálicas de adecuada resistencia y homogéneamente distribuidas dentro de un concreto, constituye una micro-armadura la cual, por un lado se muestra eficaz para contrastar el muy conocido fenómeno de la fisuración por retracción y por otro lado, confiere al concreto una ductilidad que puede llegar a ser considerable en la medida en que sea elevada la dosificación y la calidad de las mismas fibras, confiriendo además al concreto una gran tenacidad (*toughness*) y la posibilidad que las estructuras confeccionadas puedan soportar niveles de tracción de gran interés aplicativo.

Debido a que por dificultades operativas generalmente no se realizan ensayos de tracción directa sobre el concreto, la evaluación de tal propiedad de resistencia, así como de la ductilidad y de la tenacidad del concreto fibro-reforzado, se efectúan indirectamente en laboratorio mediante pruebas de flexión sobre vigas o planchas.

La Figura 1 ilustra cualitativamente las posibles respuestas que se pueden obtener mediante los referidos ensayos de flexión sobre elementos de concreto fibro-reforzado, representadas gráficamente en términos de curvas cargas-desplazamientos para diferentes dosificaciones de fibras, expresadas por el peso de fibras por volumen de concreto (Kg/m^3), o por el porcentaje volumétrico de fibras por el mismo volumen de concreto (V_f).

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 ensayo de flexión, independientemente de la presencia o calidad y cantidad de fibras. Por el contrario, comportamientos bastante distintos se verifican continuando la prueba incrementando la carga a partir del "punto de primera fisuración".

- La curva $V_f = 0\%$ esquematiza el comportamiento de un concreto simple (sin refuerzo) con el cual, tratándose de 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, se produce de inmediato el colapso.
- La curva $V_f = 0.38\%$ (30 Kg/m^3) muestra alguna capacidad del concreto (fibro-reforzado) para absorber después de la punto de primera fisuración cierta carga, aunque baja, con luego un colapso más lento (comportamiento *softening*).
- La curva $V_f = 0.76\%$ en cambio es típica de un material dúctil propia de un concreto (fibro-reforzado) capaz de soportar, a partir del punto de primera fisuración, un desplazamiento importante bajo carga constante, antes de un muy lento colapso.
- La curva $V_f = 1,00\%$ finalmente, evidencia inclusive un cierto incremento de carga soportable, bajo un amplio desplazamiento después del punto de primera fisuración.

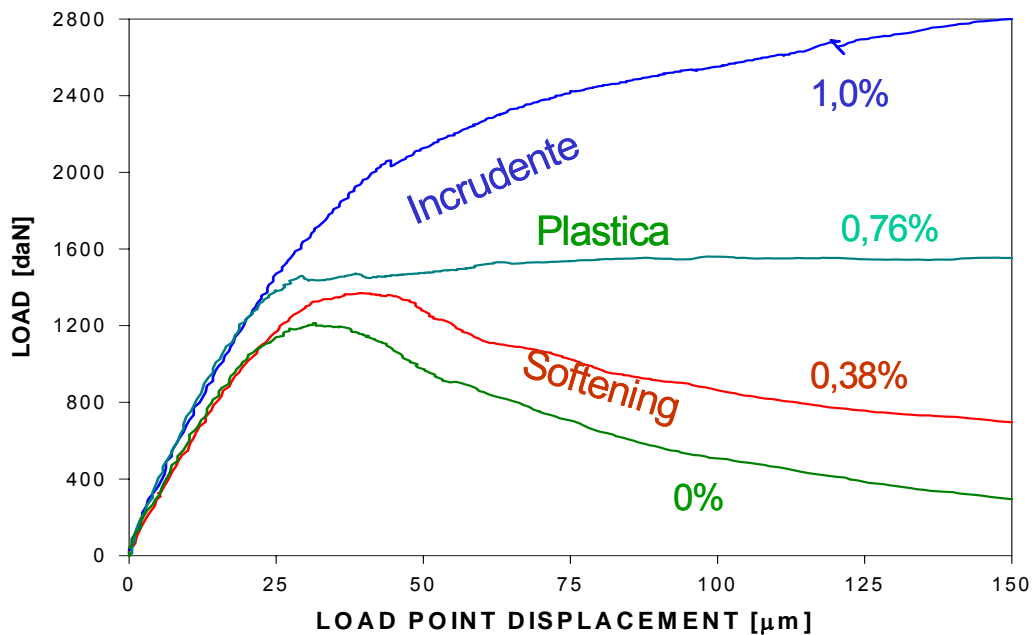


Figura 1 Posibles comportamientos a flexión del concreto fibro-reforzado

Para concluir esta breve introducción, a propósito de calidad y cantidad de fibras metálicas a introducir en un concreto reforzado con fibras (SFRC: *Steel Fibre Reinforced Concrete*), se pueden avanzar las consideraciones cuantitativas generales y referenciales siguientes: La calidad mecánica de las fibras debe ser muy elevada, con resistencias a la tracción típicas del orden de los 11000 Kg/cm^2 . La relación de forma (longitud/ diámetro) debe también ser suficientemente elevada, entre 40 y 80. La dosificación no debe ser inferior a 25 Kg/m^3 y puede alcanzar, para las aplicaciones más exigentes, los 40 ó 80 Kg/m^3 .

CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DEL CONCRETO FIBRO-REFORZADO

Sustancialmente para clasificar un concreto fibro-reforzado se deben definir y determinar las siguientes tres principales propiedades:

- * 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 post fisuración para determinar la resistencia a la primera fisuración (f_{if}) y los índices de ductilidad ($D_0 - D_1$).

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 $CTOD_0$ (*Crack Tip Opening Displacement*). Con $l - b - h - a_0$ medidos en mm, resulta $f_{if} = P_{if} l / b(h-a_0)^2$. 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 comprendidos entre 0-0,6mm " $f_{eq(0-0,6)} = (U_1/0,6) l / b(h-a_0)^2$ " y luego entre 0,6-3mm " $f_{eq(0,6-3)} = (U_2/2,4) l / b(h-a_0)^2$ ". Donde U_1 y U_2 son las áreas debajo de la curva (Carga-Abertura de la fisura), dentro de los mismos respectivos intervalos de abertura de la fisura (0-0,6mm y 0,6-3mm). Finalmente, (Figura 2) los índices de ductilidad, D_0 y D_1 , se calculan en base a las dos siguientes relaciones: " $D_0=f_{eq(0-0,6)}/f_{if}$ " y " $D_1=f_{eq(0,6-3)}/f_{eq(0-0,6)}$ ".

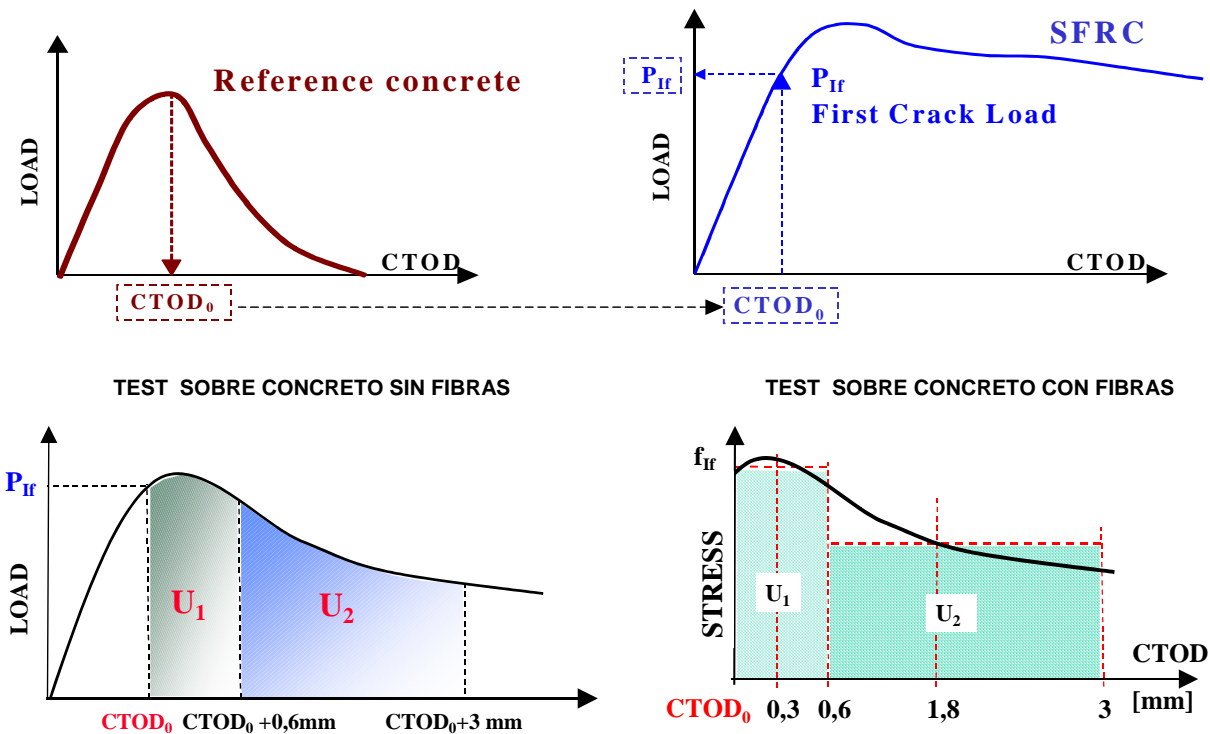


Figura 2 Ensayos de flexión sobre vigas de concreto fibro-reforzado

SOPORTES DE TÚNELES EN CONCRETO PROYECTADO FIBRO-REFORZADO

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 túneles, 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 (mm^2) y resistencia σ_y' (N/mm^2), 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/mm^2 (MPa) y obteniendo finalmente, para la igualdad de los dos momentos resistentes: $f_{eq} = 0.0027 S_m \sigma_y'/d$ (Resistencia requerida para obtener la equivalencia con un espesor dado) $d = 0.0027 S_m \sigma_y'/f_{eq}$ (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_{if} 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).

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: $4 \times 100 \times 100$ 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 espesores de concreto considerados (10cm – 14cm – 16cm – 20cm):

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

Para el concreto de clase C24/30, correspondiente a una resistencia característica cilíndrica de $f'_c = 240$ Kg/cm², las normas europeas EFNARC indican una resistencia a tracción por flexión mínima de $f_{if} = 3.4$ MPa y, para la fibra denominada Wirand FS3, el fabricante reporta la correlación aproximada siguiente, entre ductilidad mínima y dosificación:

Ductilidad (f_{eq}/f_{if})	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/m³ 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 feq 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 feq mínima requerida		1.40		1.00		0.88		0.70
N/mm ²	Resistencia teórica por flexión fr del concreto base (C 24/30)		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 (> = 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.

Los resultados más representativos de muchos sistemáticos análisis numéricos efectuados para el diseño estructural de los soportes en concreto proyectado reforzado con fibras metálicas para túneles de aproximadamente 10 metros de diámetro, 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 sobre todo el perímetro del arco del soporte y el, más crítico, de una presión aún normal pero diferente en la bóveda 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 3) y la distribución de los esfuerzos principales máximos (Figura 4) dentro la sección estructural del soporte.

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

- 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.

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.

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

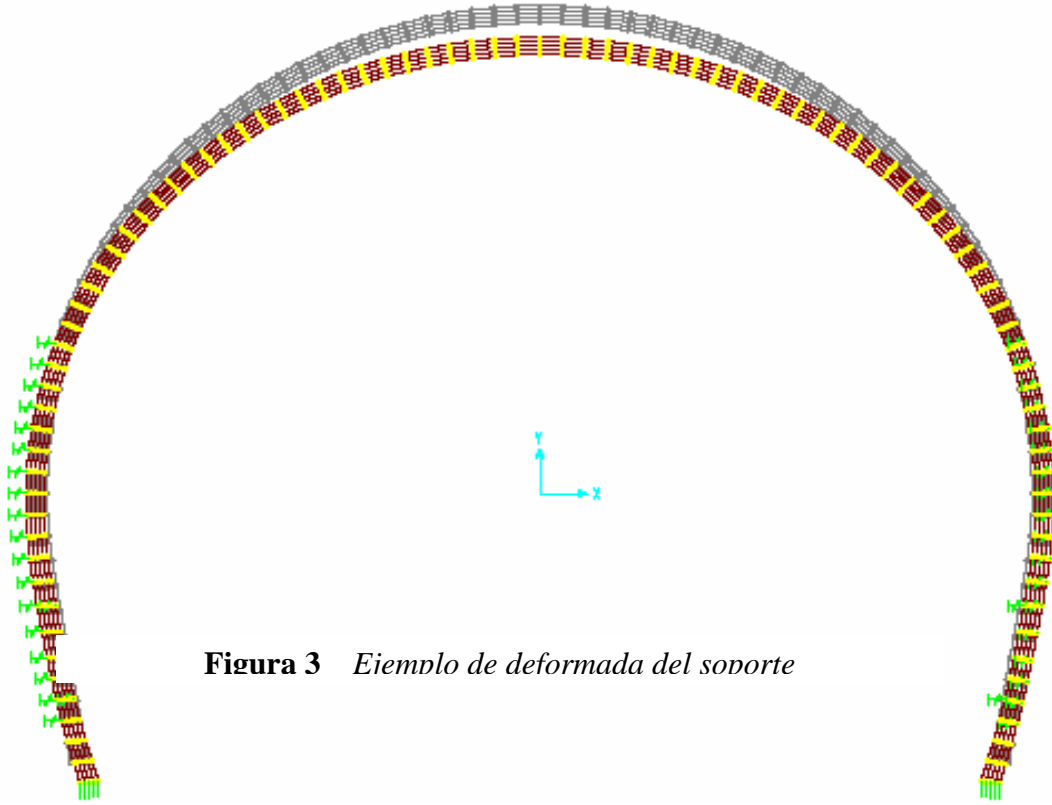


Figura 3 *Ejemplo de deformada del soporte*

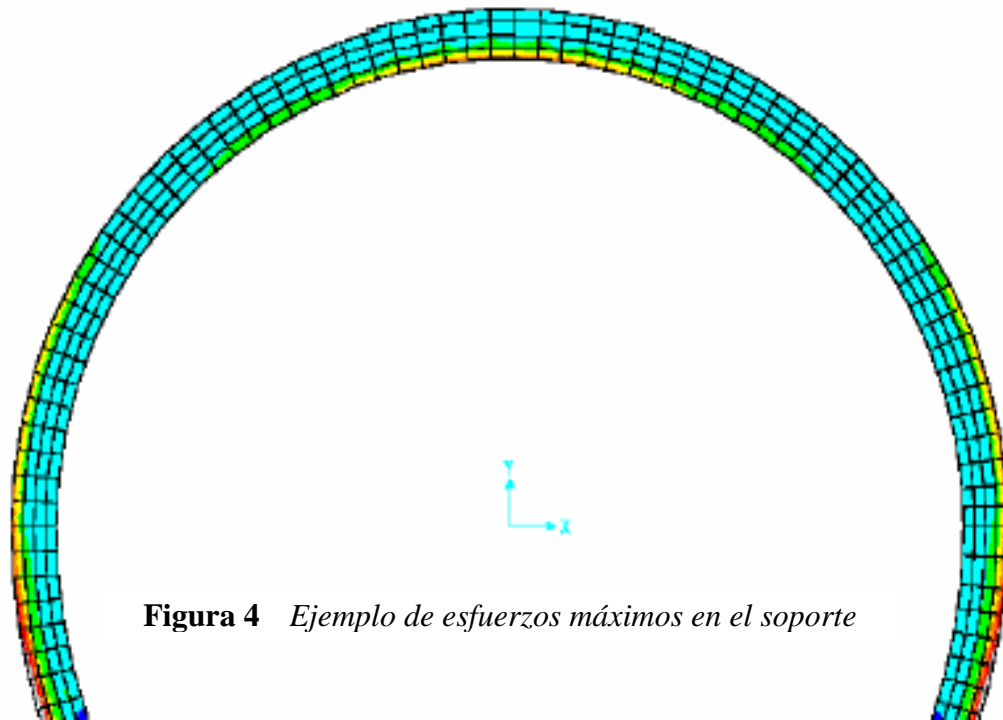
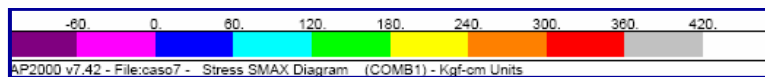


Figura 4 *Ejemplo de esfuerzos máximos en el soporte*



REVESTIMIENTOS DE TÚNELES EN CONCRETO VACIADO FIBRO-REFORZADO

Un modelo ABAQUS para representar el revestimiento de los túneles ha sido elaborado con una mesh tridimensional conformada por un total de 3072 elementos, cada uno de grosor igual a 1/2 del espesor del revestimiento, de ancho aproximado 25 cm y profundidad de 1 m, resultando necesarios 12 elementos a lo largo del eje del túnel para simular la longitud de los tramos de revestimiento de cada vaciado.

El caso de cargas analizado corresponde a una sección de túnel de bajas coberturas con un revestimiento espeso 40 cm, con 1 Kg/cm² de presión vertical en bóveda y con presión horizontal en los hastiales de 0.4 Kg/cm² a 0.6 Kg/cm² y finalmente, con el objetivo de simular las condiciones más críticas a esperar, se ha considerado un módulo de reacción del terreno muy bajo, de 1000 t/m³.

Se reproduce en la Figura 5, como ejemplo de los resultados gráficos del análisis numérico no lineal del código ABAQUS, la distribución tridimensional de las sollicitaciones principales máximas en el revestimiento fibroreforzado, mientras los resultados más representativos son los diagramados en la Figura 6.

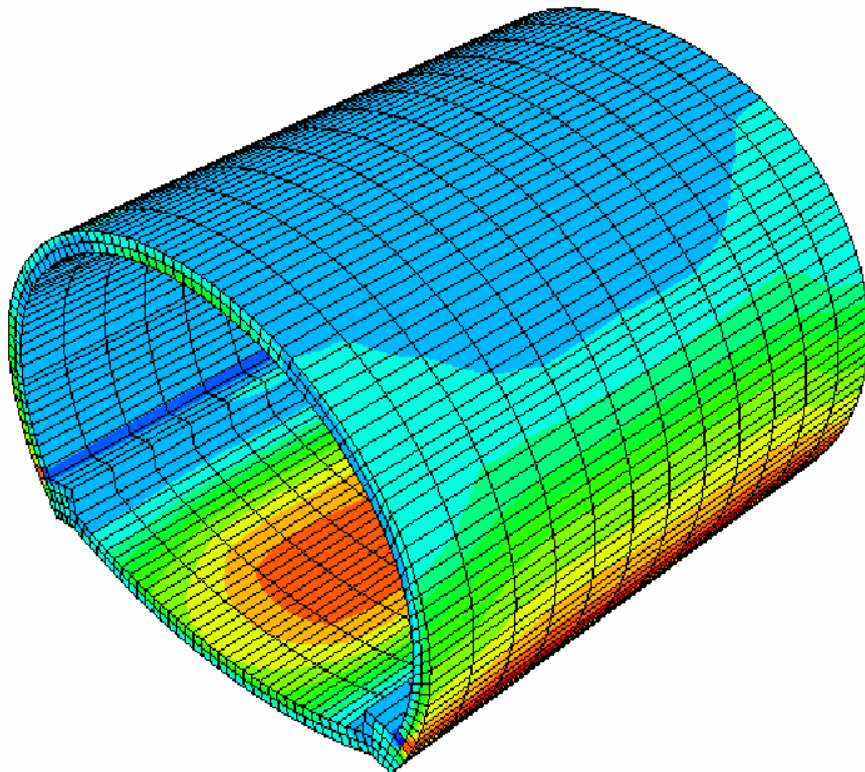


Figura 5 *Solicitaciones principales máximas en el revestimiento fibro-reforzado*

Los dos diagramas muestran, para el concreto simple y para el concreto fibro-reforzado respectivamente, la relación entre la presión vertical de bóveda y el correspondiente desplazamiento vertical en la clave de la misma bóveda al incrementarse la presión hasta el colapso, y pasando por todas las fases de comportamiento de la estructura: la fase lineal, la de pico, la de inicio fractura y la de post-pico o post-fractura, hasta la fase final del colapso.

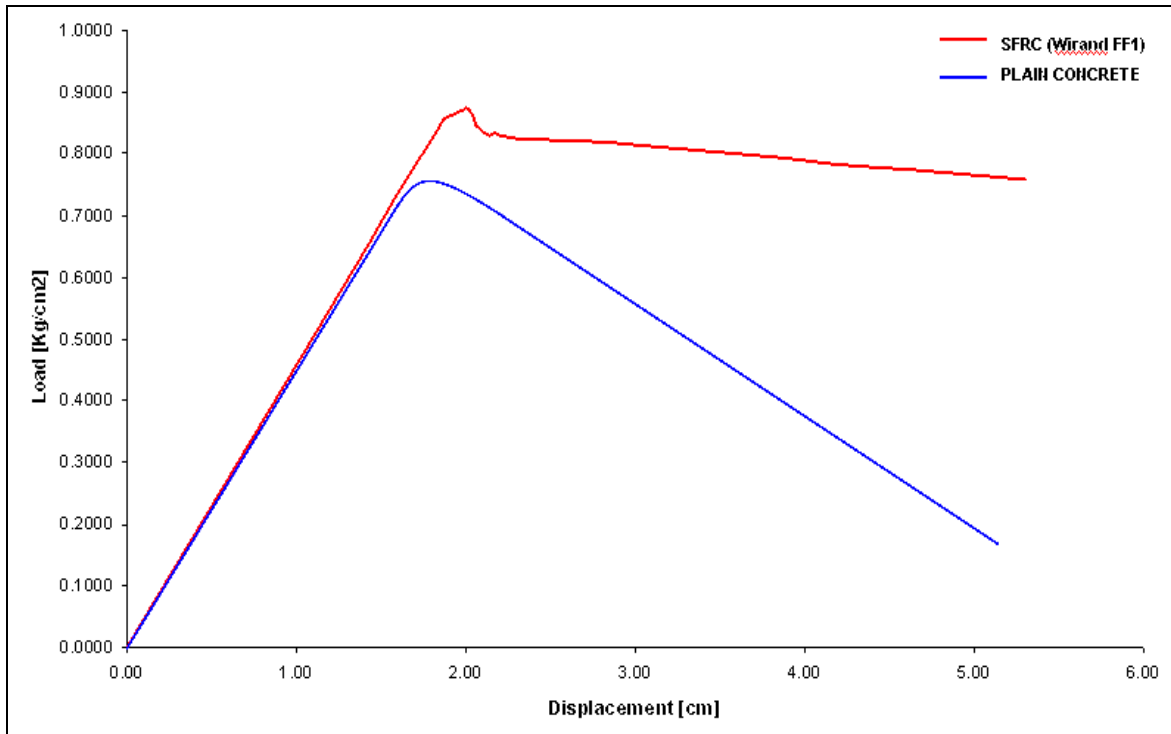


Figura 6 *Presión de bóveda Versus desplazamiento en la clave del revestimiento*

Aunque una primera diferencia que se observa es que la carga de pico, punto a partir del cual se considera que el análisis deja de ser lineal, aumenta ligeramente con la presencia de las fibras, la principal y más ventajosa diferencia ligada a la presencia de las fibras es la que se observa en las etapas post-pico ya que es debido a tal diferencia que:

“mientras en el revestimiento de concreto simple habría que considerar la carga pico como máxima teórica posible de ser soportada por la estructura y en consecuencia no útil para ser admitida en el diseño estructural por no poderse garantizar la estabilidad de la estructura bajo su sollicitación, con la introducción de las fibras es perfectamente posible aprovechar toda la energía que el concreto está en grado de absorber hasta la carga pico en la fase elástica y en parte de la plástica, pues gracias a la ductilidad adquirida con las fibras, la estructura continúa siendo estable”.

ANILLOS DE TÚNELES EN CONCRETO PREFABRICADO FIBRO-REFORZADO

Una de las posibles y al mismo tiempo quizás de las más prometedoras aplicaciones estructurales del concreto reforzado con fibras metálicas, es ciertamente la que se refiere a la construcción de los anillos, prefabricados en segmentos, para el revestimiento de túneles excavados con el empleo de las modernas máquinas excavadoras integralmente automatizadas (Tunnel Boring Mashines). La Figura 7 muestra algunas de las típicas condiciones de cargas a las cuales son comúnmente sometidos estos segmentos.

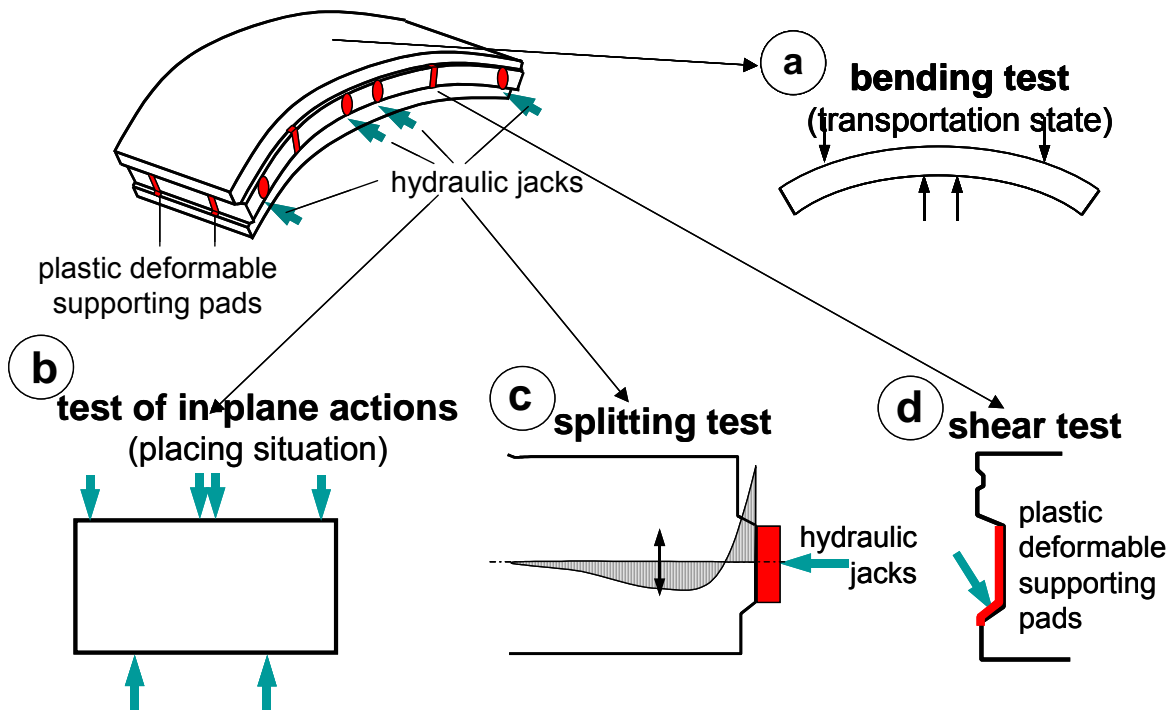


Figura 7 Condiciones de cargas típicamente analizadas (Schnütgen, 2003)

A continuación se reportan algunos de los resultados obtenidos de estudios llevados a cabo (Plizzari 2004) con relación al Metro de la ciudad de Valencia en Venezuela.

La Figura 8, muestra la condición de carga típica en correspondencia con la fase (muy crítica) de empuje que la TBM ejerce para avanzar actuando sobre el último anillo colocado y la Figura 9, muestra una típica situación de falta de concreto de relleno alrededor del anillo el cual resulta en consecuencia sujeto a flexión.

En la fase de empuje, los gatos hidráulicos de la TBM aplican presiones sobre áreas específicas de la sección transversal del anillo recién ensamblado, las cuales resultan tan elevadas que pueden llegar a producir la figuración del concreto, ya que el anillo mismo constituye el "contraste" necesario a permitir la extensión de los gatos hidráulicos que avanzan la TBM mientras está excavando. Para un segmento típico el modelo numérico se ha elaborado con una mesh de elementos 3D de dimensión media igual a aproximadamente 90 mm y para los análisis se han considerado las circunstancias siguientes (Figura 10):

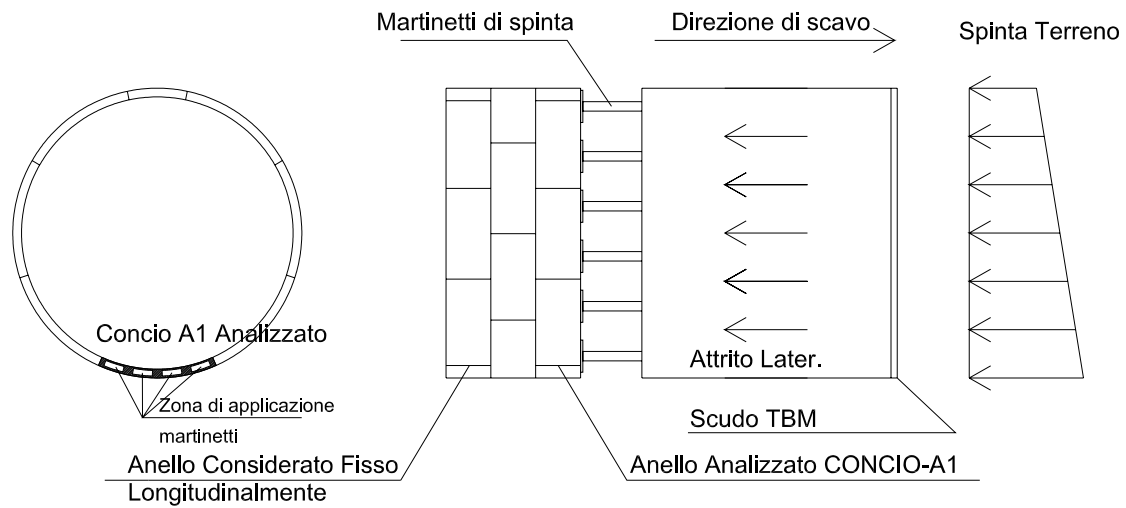


Figura 8 Esquema de carga durante el empuje de laTBM

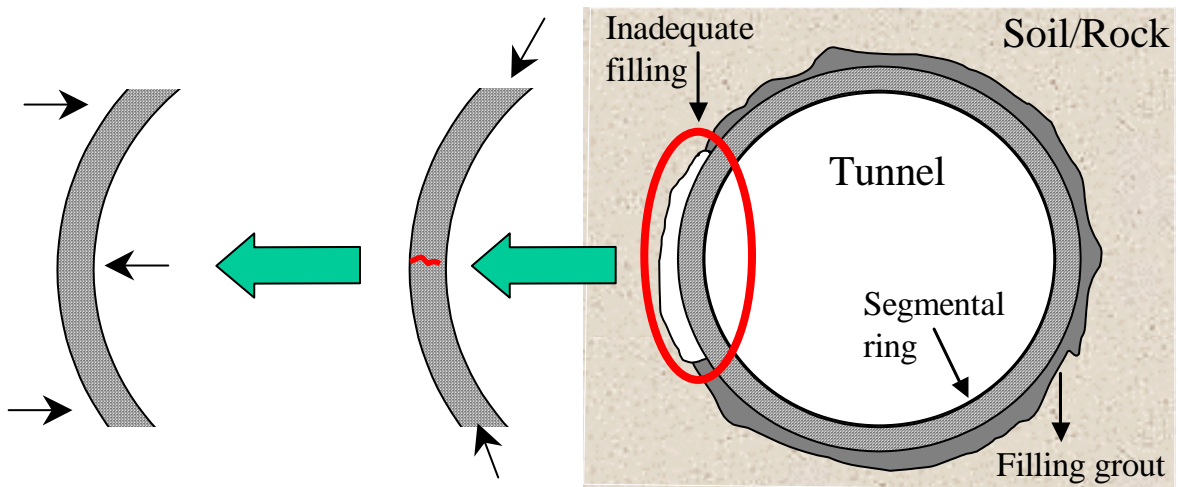


Figura 9 Flexión sobre el segmento debido al insuficiente relleno del espacio anular entre el anillo del revestimiento y el perímetro de la excavación (Gettu et Al., 2004)

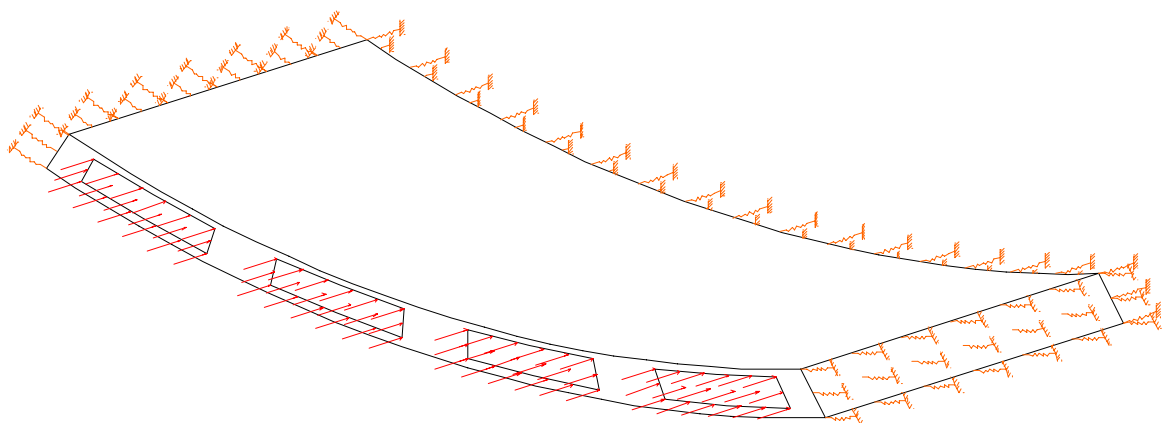


Figura 10 Esquemas de cargas y vínculos del segmento bajo empuje de los gatos

- el último anillo montado recibe las solicitaciones de los gatos cuando aun no se ha completado el relleno del espacio anular entre anillo y terreno (*grouting*), mientras el anillo inmediatamente anterior ya ha sido relleno pero sin fraguar y finalmente, el anterior anillo ya ha sido relleno y el relleno ha fraguado con lo cual puede considerarse que constituya un apoyo rígido en la dirección del eje del túnel;
- el apoyo del anillo se asume uniforme, ya que al contacto entre anillos existen paneles de polietileno (pad), y se lo considera deformable elásticamente porque es necesario considerar la deformabilidad axial del anillo anterior que además representa un vínculo unilateral que no resiste a tracción;
- la rigidez unilateral de los resortes que simulan la deformabilidad del apoyo del anillo, o sea la deformabilidad de los anillos anteriores, ha sido calibrada oportunamente mediante análisis a desplazamientos impuestos;
- la interacción del segmento con los segmentos adyacentes del mismo anillo también resulta siempre unilateral, ya que los segmentos están simplemente a contacto y ensamblados con pernos;
- la fricción lateral que se puede generar entre tales superficies laterales de segmentos adyacentes se desprecia y se han posicionado resortes que actúan a compresión normalmente a las superficies y también la rigidez de estos resortes ha sido calibrada oportunamente para simular la deformabilidad local de los segmentos adyacentes;
- los cuatro gatos actúan sobre el segmento por intermedio de planchas metálicas las cuales pueden ser consideradas suficientemente rígidas y luego distribuir la carga uniformemente sobre sus respectivas áreas de contacto.

Las Figuras 11 – 12 – 13 muestran los típicos resultados numéricos obtenidos de la simulación del comportamiento de un segmento con 45 kg/m^3 de fibras Wirand FF1.

En la Figura 11 se puede observar, sea la presencia de fisuras de splitting ya en correspondencia de la carga de ejercicio, sea el incremento de carga (después de la fisuración) posibilitado por las fibras y se puede observar también la buena ductilidad del segmento fibro-reforzado.

La Figura 12 muestra la distribución de los esfuerzos radiales en las cuatro zonas de carga (las cuatro planchas de los gatos) en correspondencia de las cargas de ejercicio.

Finalmente en la Figura 13 se reporta la distribución de las tensiones radiales (σ_r) a lo largo de la profundidad del segmento en la dirección (z) del eje del túnel, siempre en correspondencia de la carga de ejercicio.

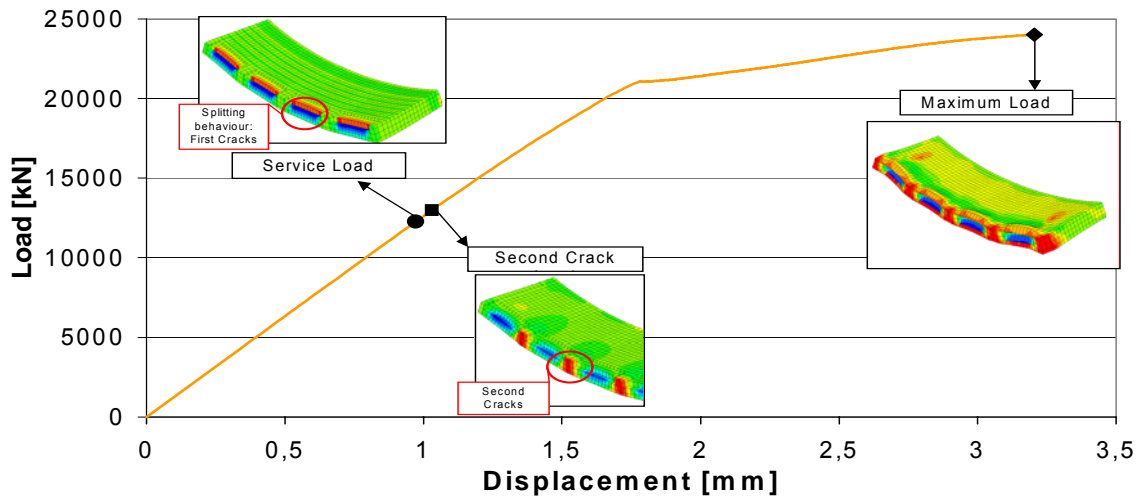


Figura 11 Carga aplicada en función del desplazamiento horizontal

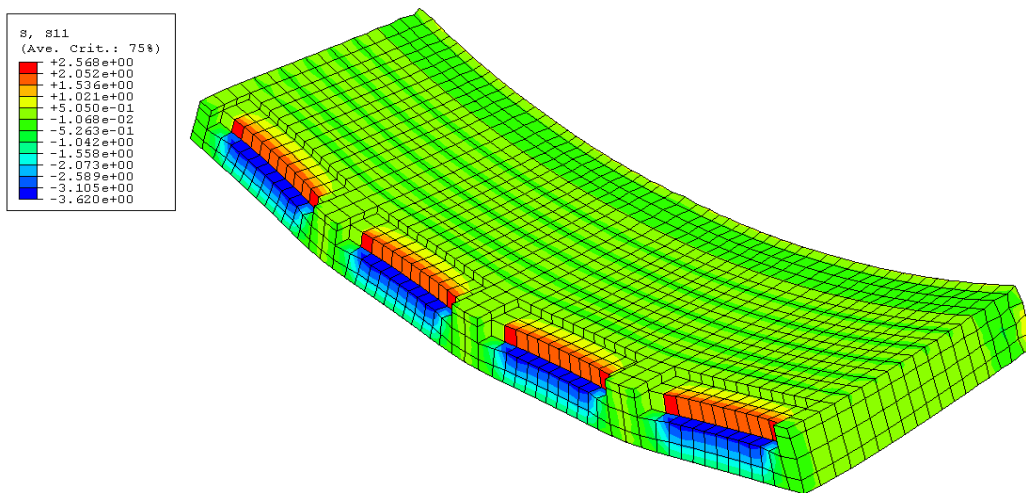


Figura 12 Esfuerzos radiales σ_r en correspondencia de la carga de ejercicio

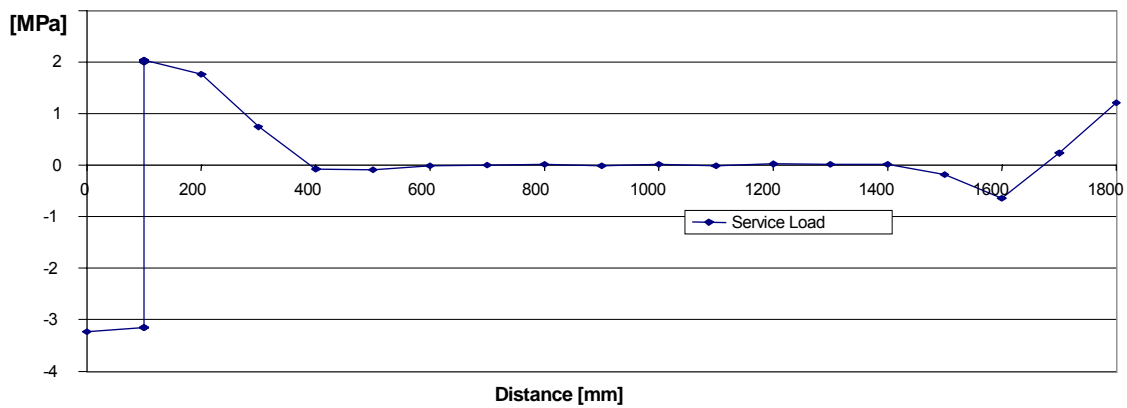


Figura 13 Esfuerzos radiales σ_r a lo largo del eje del segmento

Se observa, bajo la zona de carga, un comportamiento del segmento similar al de una plancha sujeta a cargas concentradas de gran magnitud: en efectos, después de un trecho de aproximadamente 100mm en donde están presentes esfuerzos de compresión, se manifiestan tracciones a lo largo de aproximadamente 300-400mm que luego tienden a desaparecer para después volver sobre el lado opuesto del segmento.

El hecho que las tensiones radiales de tracción se manifiesten también en el fondo del segmento es simplemente debido a la presencia en tal zona de los resortes longitudinales (que simulan la deformabilidad axial del anillo ya construido, sobre el cual esta apoyado el anillo objeto del análisis) que, estando distribuidos uniformemente sobre toda la sección transversal posterior del segmento, generan esfuerzos longitudinales de compresión mucho mas limitados y tracciones locales radiales modestas.

Resulta evidente como el comportamiento local del segmento sin fibras sea frágil a diferencia del fibroreforzado y además, se muestra como un comportamiento local tenaz del concreto fibroreforzado puede garantizar soportar un aumento de la carga global en una estructura que permite una buena redistribución de las acciones internas mientras, por el contrario, un comportamiento localmente frágil determina una carga máxima de cerca del 35% inferior, como ocurre en el caso de segmentos sin fibras.

En consideración del conjunto de resultados obtenidos de los análisis llevados a cabo, se ha determinado en primera instancia que lo más eficiente sea adoptar una solución combinada de fibras y pocas barras metálicas distribuidas en posición estratégica (Figura 14). Tal armadura convencional ligera se dispone para conformar dos vigas perimetrales (sobre los lados largos y curvos del segmento) con el objetivo de mejorar la resistencia a la flexión del segmento actuante como una viga plana horizontal y limitar la fisuración de splitting.

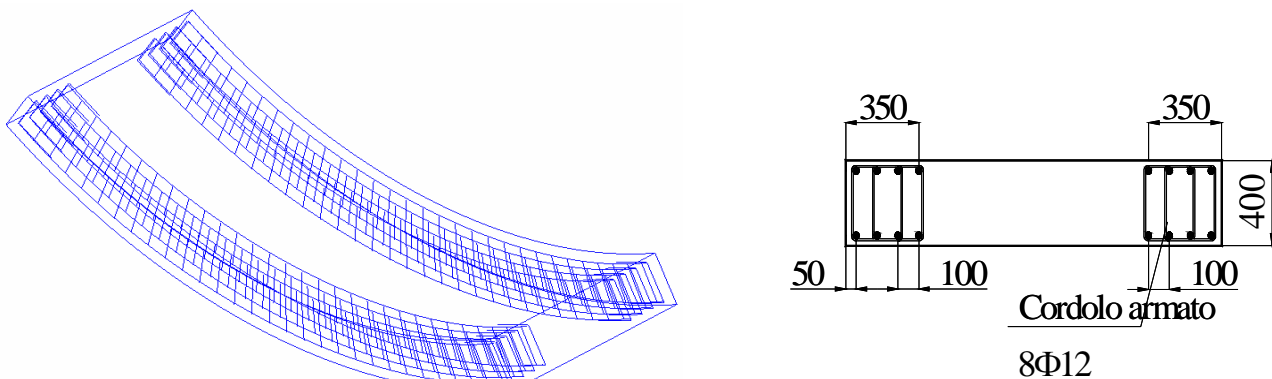


Figura 14 Modelo posible para la armadura de barras con dos vigas de borde

En la figura se ha indicado la referida armadura convencional de barras posicionadas dentro del segmento y representadas en la correspondiente sección transversal, ilustrando así su disposición espacial. Se observa que cada viga de borde está conformada por un refuerzo longitudinal, superior e inferior, igual a 4 barras de 12mm, para un total de apenas (8+8) barras de 12mm para cada segmento.

REFERENCIAS

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.

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.

Perri R. *Concreto reforzado con fibras metálicas: Soporte primario y revestimiento definitivo para los túneles del tramo ferroviario Puerto Cabello-Valencia* Trabajo Especial De Grado Universidad Metropolitana Caracas, Venezuela. 2004.

Gettu, R., Barragán, B., García, T., Ramos, G., Fernández, C., Oliver, R. *Steel Fiber Reinforced Concrete for the Barcelona Metro Line 9 Tunnel Lining* BEFIB 2004.

Schnütgen, B. *Design of Precast Steel Fiber Reinforced Tunnel Segments* In Proc., RILEM TC-162 Workshop. Bochum (Germany) 2003.