



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## TESIS DE MASTER

### Máster

**Ingeniería Civil**

### Título

**Aplicación de Fibras Estructurales  
a los Pilotes tipo CPI 8**

### Autor

**Heisin Ramos Salcedo**

### Tutor

**Javier Pablo Ainchil Lavin  
Albert De la Fuente Antequera**

### Intensificación

**Ingeniería de Estructuras y Construcción.**

### Fecha

**Junio 2012**

# AGRADECIMIENTOS

*En primer lugar quiero agradecer a mi madre Silvia ya que sin ella no hubiese podido conseguir la mayoría de mis logros académicos. Agradezco su incondicional cariño y constante apoyo para mi desarrollo personal y profesional. A mi padre Miguel por brindarme siempre el apoyo que he necesitado en lo bueno y en lo malo.*

*Agradezco a mi esposa Angélica por su paciencia y apoyo incondicional y que siempre ha estado a mi lado dándome ánimo. A mi pequeño Matias porque en los pocos meses de vida que tiene me ha dado fuerzas para seguir adelante y ha sido un motivo más para lograr este objetivo.*

*Quiero reservar un agradecimiento especial a mis tutores Javier y Albert por su dedicación, su paciencia y enseñanza. Ellos me han guiado y asesorado desde el primer momento y sin su ayuda me hubiera sido muy difícil lograr este trabajo.*

*A mis amigos por su apoyo y preocupación permanente y el aprecio y simpatía que me han ofrecido.*

*A todos ellos, muchas gracias.*

# Contenido

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1 INTRODUCCION .....	1
1.2 OBJETIVOS.....	1
1.3 METODOLOGIA.....	2
2. ESTADO GENERAL DEL CONOCIMIENTO .....	3
2.1 INTRODUCCIÓN.....	3
2.2 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS .	3
2.2.1 Antecedentes.....	3
2.2.2 Primeras experiencias .....	3
2.2.3 Actualidad.....	4
2.3 HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO (HRFA) .....	4
2.3.1 Definición .....	4
2.3.3 Componentes del HRFA.....	5
2.3.4 Fibras de Acero.....	8
2.3.5 Elaboración del HRFA .....	13
2.3.6 Características Mecánicas del HRFA .....	16
2.3.7 Contribución del hormigón y las fibras en el comportamiento conjunto .....	23
2.4 APLICACIONES DEL HRFA.....	24
2.4.1 Pavimentos .....	24
2.4.2 Túneles .....	25
2.4.3 Otras aplicaciones.....	26
2.5. NORMATIVAS EXISTENTES REFERENTES AL HRFA.....	27
2.6. ESTUDIOS DE LA ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HRFA.....	28
2.6.1. Modelos de ecuaciones discretas.....	28
2.6.2. Ecuaciones de tipo continuo (modelos multiexponenciales).....	30
2.6.3. Diagramas en las instrucciones.....	33
2.6.4. Comportamiento de la matriz de hormigón.....	37
2.6.5 Diagrama tensión – deformación según la EHE-08. ....	40
3. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILOTES .....	43
3.1 DEFINICIÓN Y TIPOS DE PILOTE .....	43
3.1.1 Tipos de pilote según el método constructivo .....	43
3.1.2. Tipos de pilote según el material del pilote.....	44
3.2. PROCEDIMIENTOS DE EJECUCIÓN .....	44

3.2.1 Diseño de Pilotes In situ .....	44
3.2.2 Construcción de Pilotes In situ .....	45
3.3. ACCIONES .....	46
3.4. REQUISITOS DE SEGURIDAD .....	47
3.4.1. Tope estructural .....	47
3.4.2 Capacidad estructural del pilote .....	48
4. METODOLOGIA DESARROLLADA PARA CÁLCULO DE PILOTES CPI8 CON HFRA .....	49
4.1 INTRODUCCION.....	49
4.1 COMPORTAMIENTO EN TRACCIÓN DEL HRFA .....	50
4.2 DIAGRAMAS DE CÁLCULO TENSIÓN – DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN .....	51
4.3 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN. ....	56
4.4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA DESARROLLADA A UN CASO PARTICULAR.....	59
5. CONCLUSIONES.....	67
5.1 CONCLUSIONES GENERALES .....	67
5.2 CONCLUSIONES ESPECÍFICAS .....	68
5.3 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN .....	69
ANEJO 1. DIAGRAMAS DE ITERACION .....	70
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	73

# **1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

## **1.1 INTRODUCCION**

El Hormigón Reforzado con Fibras de Acero (en adelante: HRFA), constituye una de las innovaciones más relevantes en el campo de los hormigones especiales. El uso de este tipo de hormigón está avanzando a una gran velocidad debido a las nuevas tendencias constructivas.

La adición al hormigón de fibras de acero de un tamaño y forma normalizada mejora su capacidad de protección a la fisuración, le hace dúctil, incrementa su resistencia a la tensión y mejora de forma notable su durabilidad; por ello, demostradas estas cualidades, los hormigones HRFA son de utilización habitual en numerosos países.

Al estudiar el HRFA distintos autores han demostrado que la incorporación de ésta mejora muchas de las propiedades estructurales de aquél, entre ellas la tenacidad del hormigón y su resistencia a la flexión, tracción, colisión, fatiga y choque térmico.

En este trabajo se hará un repaso del estado del conocimiento referente al HRFA que se encuentra en la literatura. Una vez revisado este marco teórico, se pretende desarrollar una metodología de cálculo de secciones circulares de HRFA que servirá de base para futuras investigaciones referentes al diseño de pilotes u otros elementos usando este tipo de hormigón.

La estrategia propuesta en esta metodología consiste en obtener la menor cuantía de fibras que aseguren una falla dúctil para la situación hipotética de alcanzar el momento de falla.

Por otro lado, desde hace años técnicas de perforado de pilotes con barrena continua han tenido ventajas sobre las técnicas de hincado. En Francia cerca del 80% de los pilotes son construidos de esta manera. Esto se debe a que se consiguen beneficios económicos (gran producción diaria) y a la calidad de trabajo. Pero la gran dificultad es la inserción de la armadura de refuerzo en el hormigón.

Por esta razón, se hace interesante el uso de HRFA en pilotes CPI8 y es por esto que en este trabajo se aplicará la metodología desarrollada en un caso particular de una pantalla de este tipo de pilotes.

## **1.2 OBJETIVOS**

- Mostrar la evolución que ha tenido la implementación del hormigón reforzado con fibras de acero durante los últimos años.
- Desarrollar una propuesta metodológica para el análisis de un elemento de HRFA de sección circular sometido a flexión, integrando las ventajas de metodologías presentadas por otros autores.

- Estudiar los efectos de la aplicación de las fibras estructurales a pilotes tipo CPI8.
- Comparar el comportamiento de la resistencia a flexión de la pantalla de pilotes de HRFA con una dosificación razonable de fibras de acero con la resistencia usando HA convencional.
- En base al estudio realizado y con la experiencia adquirida, plantear posibles líneas futuras de investigación.

### **1.3 METODOLOGIA**

Para el logro de los objetivos planteados en este Trabajo se ha seguido la metodología descrita a continuación:

Lo primero que se hizo fue un compendio de información sobre el hormigón reforzado con fibras buscando en varias fuentes, libros y artículos y decidiendo junto con los tutores el camino a seguir en cada etapa del trabajo.

Inicialmente se presenta una evolución histórica del HRFA para luego exponer las propiedades de este tipo de hormigón.

A continuación se explican los modelos de ecuación constitutiva que se han desarrollado para el HRFA.

Luego de plasmar información técnica sobre el HRFA se muestran algunas aplicaciones de éste y se da un vistazo a la normativa Internacional existente hasta el momento sobre el uso de este tipo de hormigón.

Posteriormente se describe el tipo de elemento estructural a que hace referencia este trabajo que son los Pilotes CPI-8.

Una vez alcanzado algo de conocimiento sobre el HRFA y los Pilotes CPI-8 se expone un caso de este elemento estructural usando HRFA. Se estudia una pantalla de pilotes sometida al empuje del terreno y una sobrecarga superficial. Se realizan los cálculos con HA convencional y se desarrolla un procedimiento de cálculo para un elemento en cantiléver de HRFA de sección circular sometido a flexotracción.

Después de esto se dan unas valoraciones de impacto ambiental y finalmente se resumen las conclusiones obtenidas de este Trabajo y se dan unas recomendaciones para futuros estudios.

## **2. ESTADO GENERAL DEL CONOCIMIENTO**

### **2.1 INTRODUCCIÓN**

El hormigón armado con fibras es el hormigón formado por un conglomerado hidráulico, generalmente cemento Portland, áridos finos y gruesos, agua y fibras discontinuas y discretas. La proporción adecuada de estas fibras es la que aporta al hormigón un mayor o menor refuerzo, que se traduce en una mejora en sus características de tenacidad, control de fisuración y resistencia a flexotracción.

Para que este añadido tenga valor, debe producirse adherencia entre la masa del hormigón y la fibra añadida, de forma que se genere una mezcla con distribución uniforme que convierta al hormigón en un material dúctil que reduzca su fisuración. La inmersión de la fibra hace que ésta soporte parte de las tensiones internas generadas por las cargas.

### **2.2 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS**

#### **2.2.1 Antecedentes**

Las fibras se han utilizado como refuerzo desde la antigüedad. Históricamente, los pelos de caballo se utilizaban en el mortero y la paja en ladrillos de barro. A principios de 1900, las fibras de asbesto (amianto) se utilizaban en el hormigón, y, en la década de 1950 surge el concepto de materiales compuestos y el hormigón reforzado con fibras fue uno de los temas de interés. Había una necesidad de encontrar un reemplazo para el amianto utilizado en materiales de construcción de hormigón y otros, una vez que los riesgos para la salud asociados con la sustancia fueron descubiertos.

Durante años hubo un gran interés por el desarrollo de fibras sintéticas que trataran de copiar a las fibras naturales y cuya aplicación principal fue la fabricación de tejidos.

Las fibras sintéticas han tenido una aplicación en el sector de la construcción más tardía. No obstante, las fibras metálicas sí han tenido una mayor presencia a lo largo de los años como adición a materiales de construcción.

#### **2.2.2 Primeras experiencias**

Las primeras experiencias de adición de fibras a materiales destinados a la construcción corresponden a fibras metálicas.

La primera patente de hormigón reforzado con elementos metálicos se realizó en California en 1874 por A. Berard. Consistía en una piedra artificial que utilizaba acero granular procedente de desechos para el refuerzo del hormigón. A partir de ese momento han aparecido numerosas patentes. En 1911 Graham utilizó por primera vez

estas fibras para incrementar la resistencia y estabilidad del hormigón armado convencional. Cabe destacar la patente de G. Martin en 1927, en California también, que describe la adición de alambres de acero rizados en el hormigón empleado en tuberías.

Con el paso de los años, la forma de las fibras se va perfeccionando y en las patentes se emplean parámetros muy similares a los actuales para fibras de acero. Ejemplo de ello es la patente de G. Constantinesco (1954, Estados Unidos) que se refería al uso de fibras helicoidales y espirales para aumentar la resistencia a la fisuración y la absorción de energía en el hormigón.

A partir de los años 50 se realizan numerosos trabajos de investigación sobre hormigones reforzados con fibras de acero (las fibras metálicas son fundamentalmente de acero en sus variantes de bajo o medio contenido en carbono, acero inoxidable y de acero galvanizado). Entre los estudios realizados cabe destacar los de Romualdi, Batson y Mandel en 1963, como indican [1] y [2].

### **2.2.3 Actualidad**

En la década de los 70 se comenzaron a utilizar en España hormigones reforzados con fibras en diversos ámbitos: pavimentación de tableros de puentes, pavimentos industriales, contenedores de puertos, revestimientos de túneles, prefabricados, etc.

El efecto beneficioso de las fibras en el incremento de ductilidad del hormigón sometido a flexión, ha sido ampliamente estudiado en los últimos años (Carmona et al., 2008).

En la actualidad, de entre las diversas aplicaciones de este hormigón, la de construcción de pavimentos y revestimientos de túneles con hormigón reforzado con fibras de acero han tenido gran éxito. También cabe destacar su aplicación en el ámbito militar, utilizándose en pavimentación de carros de combate, hangares y recintos protegidos frente al impacto de metralla o proyectiles.

Hoy en día los hormigones con fibras han venido revolucionando el mercado, ya que además de disminuir los costos operativos, actúan de manera estructural. El uso de estos hormigones está avanzando a una gran velocidad debido, por un lado, al constante incremento del precio del acero y de sus derivados estos últimos años y, por otro lado, a las nuevas tendencias constructivas. Ello representa un cambio en algunas de los cálculos tradicionales de estos hormigones para avanzar en aplicaciones con una mayor responsabilidad estructural.

## **2.3 HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO (HRFA)**

### **2.3.1 Definición**



El hormigón reforzado con fibras, según la definición del ACI-American Concrete Institute, no es más que hormigón hecho a partir de cementos hidráulicos, conteniendo áridos finos, o finos y gruesos, agua y fibras discretas discontinuas cuya misión es contribuir a la mejora de determinadas características de los hormigones.[3]

### 2.3.2 Tipos de fibras

Las fibras utilizadas en el HRF son de corta longitud y pequeña sección. Se pueden clasificar según su naturaleza en los siguientes tipos:

- Fibras de acero (en sus variantes en contenido de carbono y inoxidable)
- Fibras poliméricas
- Fibras inorgánicas

A continuación se muestra en la tabla 2.1 algunas características de las fibras utilizadas con mortero y hormigones.

Tipo de fibra	Resistencia a tracción (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Alargamiento de rotura (%)
Acero	500-3000	210	7800	3,5
Acero inoxidable	2100	160	7860	3
Vidrio	2000	60	2700	3,6
Carbono	3000	200-500	1900	0,5
Nylon	900	4	1100	13,0-15,0
Polipropileno	400-800	5-25	900	8,0-20,0
Poliéster	700-900	8,2	1400	11,0-13,0
Hormigón	5-8	30	2300	-

Tabla 2.1. Características de las fibras (Fernández Cánovas, 2003).

Observando la tabla 2.1 se aprecian las diferencias entre las propiedades de cada tipo de fibra y las del hormigón, especialmente significativas la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad. Para que las fibras sean efectivas se recomienda que tengan un módulo de elasticidad al menos 3 veces superior al del hormigón [4]. En este sentido, es destacable el módulo de elasticidad de las fibras de acero que es 7 veces mayor que el del hormigón.

Las fibras de acero en todas sus variantes son las más utilizadas para conseguir hormigones con mejor resistencia a flexión, tracción, impacto, fatiga, etc. El presente trabajo se centra en el hormigón reforzado con fibras de acero, por esta razón se hace más énfasis en este tipo de fibras.

### 2.3.3 Componentes del HRFA

Los SFRC están constituidos esencialmente por los mismos componentes que un hormigón tradicional y adicionalmente fibras de acero. La inclusión de las fibras, además de alterar el comportamiento del hormigón en estado endurecido, también lo hace en estado fresco, por lo que a algunos de los componentes se les exigen condiciones que en los hormigones tradicionales no son necesarias.

En función de la cantidad de fibras que se van a adicionar al hormigón y de la geometría de éstas, el material compuesto tendrá que sufrir ciertas modificaciones respecto de un hormigón tradicional. Estas modificaciones pasan principalmente por una limitación en el tamaño máximo del árido, menores valores de relación grava-arena, mayores cantidades de aditivos reductores de agua, y mayor demanda de finos, entre otros.

La Tabla 2.2 muestra el rango de proporciones para un HRFA según el ACI Committee 544 1R-96 (2009).

Componentes de la mezcla	Tamaño máximo de árido (mm)		
	10	20	40
Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	350-600	300-530	280-415
Agua-Cemento	0.35 - 0.45	0.35 - 0.50	0.35 - 0.55
% árido fino-grueso	45 - 60	45 - 55	40 - 55
% árido ocluido	4 - 8	4 - 6	4 - 5
Fibras conformadas ( $V_f$ %)	0.4 - 1.0	0.3 - 0.8	0.2 - 0.7
Fibras planas ( $V_f$ %)	0.8 - 2.0	0.6 - 1.6	0.4 - 1.4

*Tabla 2.2 Rango de proporciones de componentes para un SFRC (ACI 544.1R-96, 2009).*

### **2.3.3.1 Cemento**

El cemento es un componente decisivo en la docilidad del material en estado fresco y, posteriormente, en las características mecánicas del hormigón endurecido. Se puede emplear cualquier cemento que cumpla con los requisitos establecidos para un hormigón tradicional, siempre que sea capaz de proporcionar al hormigón las características que exige el proyecto.

Cuanto mayor sea el contenido de fibras y menor el tamaño máximo del árido, será necesario emplear una mayor cantidad de cemento con la finalidad de proporcionar más pasta.

### **2.3.3.2 Agua**

Se puede emplear agua que cumpla los mismos requisitos exigidos en el caso de hormigones tradicionales armados, poniendo especial atención a los agentes que puedan afectar a las fibras. La Instrucción EHE 2008 establece, en el Anejo 14, que el aumento de la consistencia debido al uso de las fibras debe ser compensado siempre con la adición de aditivos reductores de agua, sin modificar la dosificación prevista de la misma.

### 2.3.3.3 Áridos

Además de cumplir los requerimientos de composición, resistencia, durabilidad, estabilidad y limpieza establecidos para el empleo en hormigones tradicionales, los áridos deben tener unos tamaños de partícula, granulometría y formas adecuadas para la elaboración de un HRFA.

Se pueden emplear áridos rodados o machacados, siendo más adecuado el empleo de los primeros (especialmente en la arena) ya que para valores idénticos de relación agua/cemento se obtiene mejor docilidad que con los áridos machacados.

Respecto del contenido de finos, cuando se adicionan fibras de acero es aconsejable incorporar mayor cantidad de finos para reducir el riesgo de segregación, aumentar la cohesión y favorecer la movilidad de las fibras.

La movilidad potencial de las fibras depende de la proporción de árido grueso y del tamaño máximo de árido (Figura 2.1). Cuanto mayor sean estos dos parámetros menor será la movilidad potencial de las fibras. [5]. La JSCE (Japan Society of Civil Engineers) plantea que el valor óptimo de tamaño máximo de árido sea inferior a la mitad de la longitud de la fibra.

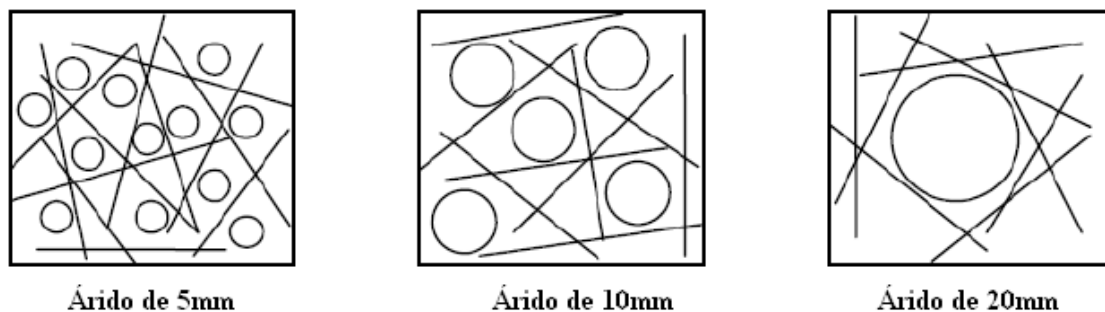


Fig. 2.1 Efecto del tamaño del árido en la distribución de las fibras (de 40 mm de longitud) (Hannant, 1978).

Tamaños máximos de árido mayores que 20 mm no son recomendados, aunque en algunos estudios se han empleado áridos de hasta 38 mm con resultados satisfactorios (ACI 544.3R-08, 2008). Se recomienda también que el tamaño máximo de árido no supere:

- 2/3 de la longitud máxima de la fibra.
- 1/5 del lado menor del elemento.
- 3/4 de la distancia libre entre las barras de armado.

La relación árido grueso/árido fino ( $Gr/Ar$ ) suele reducirse respecto de lo especificado para un hormigón tradicional con las mismas exigencias de resistencia, ya que un mayor volumen de mortero facilita la movilidad de las fibras. Se debe buscar una relación  $Gr/Ar$  óptima que proporcione la docilidad y resistencia deseadas.

#### **2.3.3.4 Aditivos**

En los HRFA se emplean principalmente aditivos reductores de agua (superfluidificantes) y aireantes. El Anejo 14 de la EHE 2008 establece que, cuando las fibras utilizadas sean metálicas, el ión cloruro total aportado por los componentes no debe exceder del 0.4% del peso del cemento.

Al adicionar fibras al hormigón (principalmente en altas proporciones), éste sufre una reducción sustancial de docilidad. Con el fin de no adicionar agua, ni afectar la resistencia y durabilidad esperadas, se emplean superfluidificantes.

De cualquier manera, si se pretende hacer muy fluido un hormigón con un volumen de fibras alto y no se controla adecuadamente la granulometría de los áridos y la distribución de las fibras en el hormigón, puede producirse apelotonamiento (erizos).

Cuando los HRFA van a estar sometidos a ciclos hielo-deshielo, todas las prácticas conocidas para el hormigón tradicional son aplicables, por lo que el uso de un aditivo aireante es una necesidad.

Ensayos previos a la puesta en obra son indispensables sobre todo cuando se combinen adiciones, aditivos y fibras, ya que la efectividad de los componentes al combinarse es desconocida. [6]

#### **2.3.3.5 Adiciones**

Las adiciones usualmente empleadas en los HRFA son materiales puzolánicos tales como puzolanas naturales, cenizas volantes y humo de sílice. La adición de estos materiales se hace con el fin de reducir la permeabilidad del hormigón, aumentar la durabilidad, mejorar la cohesión del material y en consecuencia la adherencia fibra-matriz, controlar la retracción, disminuir el riesgo de segregación y, en el caso particular de los hormigones proyectados, disminuir el rebote. Por todo esto y por la formación de silicatos similares a los producidos por el cemento, estos materiales dan a hormigones con mejores características.

Adiciones de humo de sílice (HS) al hormigón de entre 7-10 % como sustitución de cemento son recomendables en los hormigones proyectados en seco, no solo por las propiedades puzolánicas del HS sino también por las modificaciones reológicas que produce en el hormigón en estado fresco debido a la alta superficie específica del HS, razón por la que reduce el rebote. El HS en HRFA proyectados en seco puede reducir la pérdida de fibras hasta valores del 20%. [7]

#### **2.3.4 Fibras de Acero**

Las fibras de acero son elementos de corta longitud y pequeña sección que se adicionan al hormigón con el fin de conferirle ciertas propiedades específicas, con las características necesarias para dispersarse aleatoriamente en una mezcla de hormigón en estado fresco empleando metodologías de mezclado tradicionales.

La efectividad del refuerzo matriz-fibras, exige a las fibras las siguientes propiedades [8]:

- Una resistencia a tracción significativamente mayor que la del hormigón.
- Una adherencia con la matriz del mismo orden o mayor que la resistencia a tracción de la matriz.
- Un módulo de elasticidad significativamente mayor que el del hormigón.

El Anejo 14 de la Instrucción EHE 2008 clasifica las fibras de manera general en estructurales y no estructurales, en función de la capacidad de aumentar la resistencia del hormigón. Las fibras serán estructurales si la contribución de las mismas puede ser considerada en el cálculo de la respuesta de la sección de hormigón. Las fibras serán no estructurales en caso contrario.

Las fibras suponen una mejora ante determinadas propiedades como el control de la fisuración por retracción, y el incremento en la resistencia al fuego, abrasión e impacto, entre otras. Las especificaciones estándar, clasificación y definiciones relativas a las fibras de acero, se encuentran normalizadas en UNE-EN 14889-1:2008 y ASTM A820/A820M-2011.

Las convenciones empleadas para describir las fibras geoméricamente son:

- $l_f$ : longitud de la fibra (mm).
- $d$ : diámetro o diámetro equivalente de la fibra (mm).
- $\lambda$ : esbeltez o relación de aspecto de la fibra ( $l_f/d$ ).
- $A_f$ : área de la sección transversal de la fibra ( $\text{mm}^2$ ).

El diámetro equivalente es el diámetro de un círculo con un área igual al área de la sección transversal de la fibra. El diámetro efectivo es el diámetro de una circunferencia con un perímetro igual al perímetro de la sección transversal de la fibra. Esta diferenciación de diámetros adquiere relevancia en el caso de fibras con secciones transversales diferentes a las circulares.

Además de las características geométricas también se especifica:

- $R_m$ : resistencia a tracción de la fibra ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ).
- Previsiones de espacio (espesor, recubrimiento y espacio entre barras de armado en el elemento, si es el caso).
- Forma de suministro: sueltas o en peines.

Las fibras deben cumplir con algunos requerimientos mecánicos de resistencia a tracción, doblado y condiciones de superficie. Los ensayos para evaluar estos factores y los criterios de aceptación o rechazo se encuentran en UNE-EN 14889-1:2008 [9].

En función del material base utilizado para la producción de las fibras de acero, se clasifican en los siguientes grupos según la UNE-EN 14889-1:2008:

- Grupo I: alambres estirados en frío (cold drawn wire).
- Grupo II: láminas cortadas (cut sheet).
- Grupo III: extractos fundidos (melt-extracted).
- Grupo IV: conformados en frío.
- Grupo V: aserrados de bloques de acero (milled from Steel blocks).

Las fibras de acero pueden ser de acero al carbono (en ocasiones con aleaciones con el fin de mejorar prestaciones técnicas y mecánicas) o acero inoxidable. También se pueden encontrar fibras con revestimientos de zinc o galvanizadas, que resultan menos costosas que las de acero inoxidable y presentan resistencia a la corrosión.

En general la sección de las fibras puede presentar distintas configuraciones, desde las más habituales y extendidas en el mercado como lo son las circulares, hasta secciones irregulares. A continuación se presenta, en la Figura 2.2, un esquema con las secciones más comunes.



Fig. 2.2 Secciones de las fibras más comunes.

Debido a que la adherencia entre las fibras y el hormigón es uno de los factores que en mayor medida determina las propiedades del HRF, los fabricantes de fibras han intentado mejorar dicha adherencia modificando la forma geométrica de las fibras; de esta manera se tienen las siguientes formas mostradas en la figura 2.3:

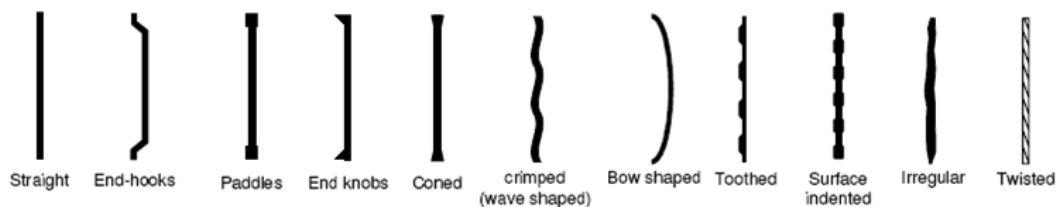


Fig. 2.3 Forma geométrica de las fibras.

### 2.3.4.1 Longitudes

Además de las limitaciones relacionadas con el tamaño máximo de árido ya comentadas, cuando el hormigón va a ser bombeado, la longitud de la fibra no debe superar  $2/3$  del diámetro interior del tubo. Otro factor limitante de la longitud de las fibras es la separación entre las barras de armado cuando éstas están presentes (en estos casos la longitud de las fibras no debe superar la separación mínima entre barras a no ser que se demuestre con ensayos previos que no presenta inconvenientes).

La sección transversal de las fibras depende principalmente del material usado en la fabricación (proceso de fabricación). El grupo I suele tener diámetros de 0.25 a 1 mm, en función de la sección del cable del que son obtenidas (generalmente secciones circulares).

El grupo II (por lo general planas y rectas) tienen secciones transversales con espesores de 0.15 a 0.64 mm y anchos de 0.25 a 2 mm. Independientemente del tipo de fibras, la gran mayoría tienen diámetros entre 0.4 y 0.8 mm y longitudes de 25 a 60 mm. Su índice de esbeltez por lo general es menor que 100, generalmente entre 40 y 8. [8]

El contenido de fibras de un HRFA tradicional oscila entre el 0.25 y el 2%. El límite inferior es utilizado para losas con bajas sollicitaciones y el límite superior para aplicaciones de seguridad o militares.

Con volúmenes de fibras inferiores al 0.5% y fibras de esbeltez inferior a 50, el incremento de la resistencia a rotura a flexotracción puede ser despreciable (ACI 544.4R-88, 2009). Por lo tanto, se requiere de un contenido mínimo de fibras, que resultará menor a medida que aumente la capacidad adherente y la esbeltez de las fibras. [5].

Para fibras de igual longitud, la reducción en el diámetro aumenta el número de ellas por unidad de peso y hacen más denso el entramado o red de fibras. El espaciamiento entre fibras se reduce cuando la fibra es más fina, siendo más eficiente y permitiendo una mejor redistribución de la carga o de los esfuerzos. [10]

El efecto de las fibras en las diferentes etapas del proceso de fisuración del hormigón se refleja a dos escalas: material y estructural. Así, en la fase de fisuración aleatoria, las fibras cosen las fisuras activas y retardan el desarrollo, incrementando la resistencia y la ductilidad a escala del material, mientras que en la etapa en que las macrofisuras se propagan, las fibras también cosen las fisuras y así aportan mayor capacidad resistente y ductilidad a escala estructural. [11]

Cuando se requiere que las fibras actúen en las microfisuras, se debe adicionar un gran número de fibras y su diámetro debe ser pequeño. La trabajabilidad del material, que está mucho más ligado a la relación  $l/d$ , conduce a preferir fibras cortas. Por otro lado, para controlar las macrofisuras las fibras deben ser lo suficientemente largas para estar adecuadamente ancladas en la matriz, si bien por requerimientos de trabajabilidad las fibras largas deben ser usadas en menores proporciones que las cortas.

En definitiva, la resistencia a tracción y la ductilidad del material pueden ser incrementadas empleando una alta proporción de fibras cortas y, para mejorar la capacidad resistente y la ductilidad de la estructura, se debe añadir una cierta cantidad más baja de fibras largas. [11]

#### **2.3.4.2 Longitud Crítica de la Fibra**

Al aplicar un esfuerzo de tracción, en los extremos de la fibra no hay transmisión de carga desde la matriz, se genera un patrón de deformación. (ver Figura 2.4).

Existe una longitud de fibra crítica para aumentar la resistencia y rigidez del compuesto.

Esta longitud crítica  $l_c$  depende del diámetro  $d$  de la fibra, de la resistencia a la tracción  $\sigma_f$  y de la resistencia de la unión matriz-fibras (o resistencia al cizallamiento de la matriz),  $T_c$ , de acuerdo con la ec. (2.1):

$$l_c = \frac{\sigma_f \cdot d}{T_c} \quad (2.1)$$

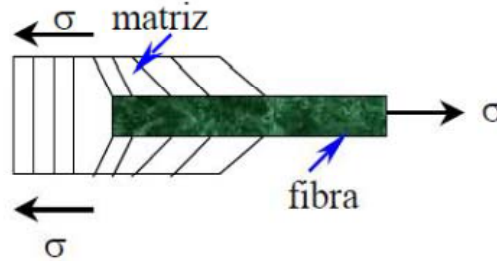


Fig. 2.4 Esfuerzos de tracción en la fibra

Los perfiles esfuerzo-deformación dependen si la longitud de la fibra es mayor o menor que la longitud crítica. En la figura 2.5 pueden verse los perfiles esfuerzo-deformación para  $l = l_c$  y  $l > l_c$ . Para el caso  $l < l_c$  puede verse la figura 2.6.

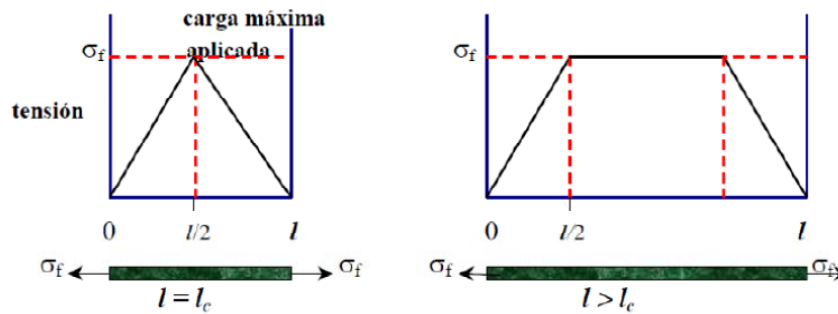


Fig. 2.5 Perfiles esfuerzo-deformación para  $l = l_c$  y  $l > l_c$

Si  $l = l_c$ : la carga máxima se consigue en el centro de la fibra

Si  $l > l_c$ : el reforzamiento es más efectivo

Si  $l < l_c$ : el reforzamiento es insignificante (la matriz se deforma alrededor de la fibra, casi no existe transferencia del esfuerzo)

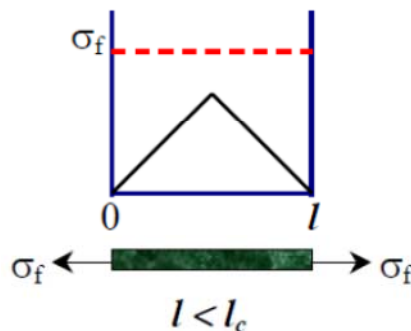


Fig. 2.6 Perfiles esfuerzo-deformación para  $l < l_c$

Si  $l > l_c$ : (normalmente  $l > 15 l_c$ ) fibras continuas

Si  $l < l_c$ : fibras cortas o discontinuas



### **2.3.5 Elaboración del HRFA**

Las fibras de acero actúan en la masa de hormigón como elementos rígidos, de gran área superficial y geometría muy esbelta, mejorando algunas propiedades en estado endurecido y exigiendo modificaciones en los procesos tradicionales de dosificación, fabricación, transporte, vertido, compactación y acabado. [12]

El hecho de adicionar fibras al hormigón tiene un peso importante en el costo total del HRFA, por lo que se hace necesaria la optimización de la dosificación para emplear la cantidad estrictamente necesaria de fibras y así obtener un material que sea más atractivo comercialmente.

Cuando la cantidad de fibras a adicionar es baja (20-30 kg/m<sup>3</sup>), los HRFA pueden ser trabajados sin realizar ninguna modificación sobre las exigencias establecidas para un hormigón tradicional. A medida que aumenta la cantidad de fibras a utilizar se debe de ajustar más la dosificación de los componentes del hormigón.

#### **2.3.5.1 Amasado**

Se debe evitar a toda costa la formación de pelotas de fibras en la mezcla, también conocidas como erizos. Para evitar la formación de pelotas y lograr una buena dispersión de las fibras se recomienda adicionarlas a una mezcla ya fluida (ACI 544.3R-08, 2008), dosificar los hormigones con suficiente contenido de árido fino, no emplear fibras muy esbeltas y evitar tiempos de transporte excesivamente largos.

Cuando se prevea un transporte largo, puede plantearse la adición de las fibras en obra.

El vertido de las fibras se debe realizar lentamente, entre 20 y 60 kg por minuto, con la amasadora girando a su máxima velocidad hasta garantizar la distribución homogénea de las fibras en la masa de hormigón. [10]

Pueden emplearse diferentes metodologías para fabricar los HRFA, la elección depende principalmente del tipo de aplicación que se va a realizar, del tipo y contenido de las adiciones, de los recursos disponibles y/o del sistema de colocación.

Una opción consiste en fabricar el hormigón como se realiza tradicionalmente sin adicionarle las fibras: en ACI 544.3R-08 (2008) se recomienda que el asiento en Cono de Abrams sea entre 50 y 75 mm mayor que el cono final deseado, mientras que ACHE (2000) propone que sea entre 20 y 40 mm mayor.

La experiencia ha mostrado que para lograr una dispersión adecuada de las fibras en un HRFA con un contenido en fibras hasta de un 1% por volumen, es necesario un cono de por lo menos 180 mm antes de adicionar las fibras [13]. Con la amasadora funcionando a su máxima velocidad se le adicionan las fibras al hormigón, poniendo especial cuidado en que se dé una distribución homogénea. Es recomendable emplear una malla de 100 mm de luz para que las fibras pasen por ella y se dispersen antes de incorporarse a la mezcla de hormigón. Después de que todas las fibras han sido introducidas, la amasadora debe girar a su velocidad normal de amasado.

El método anterior es usualmente empleado para trabajos menores. Sin embargo, si se van a emplear cantidades de hormigón considerables se recomienda adicionar las fibras a la amasadora a medida que se adicionan los áridos y luego continuar con el proceso tradicional de fabricación del hormigón.

Este método no requiere de tanto cuidado como el anterior, pero igualmente se debe garantizar que se dé una distribución homogénea.

### 2.3.5.2 Consistencia

Mediante ensayos experimentales se ha constatado que la consistencia del HRFA resulta restringida con la adición de fibras en función del volumen de fibras adicionado y su esbeltez. [14]

La consistencia se puede evaluar con los siguientes métodos: Cono de Abrams (UNE-EN 12350-2:2009, ASTM C143/C143M-09), Tiempo de Flujo en el Cono Invertido (UNE 83503:2004), Consistómetro VeBe (UNE-EN 12350-3:2009) y Manejabilímetro (NF P18-455:2003).

Partiendo de que la presencia de las fibras restringe la fluidez de la matriz, es importante evaluar la consistencia de los HRFA con métodos dinámicos como el Cono Invertido, el Consistómetro VeBe y el Manejabilímetro.

En la Figura 2.4 puede observarse que para un mismo asiento en el Cono de Abrams, el tiempo necesario de vibrado en el Cono Invertido de un HRFA es menor que el de un hormigón tradicional.

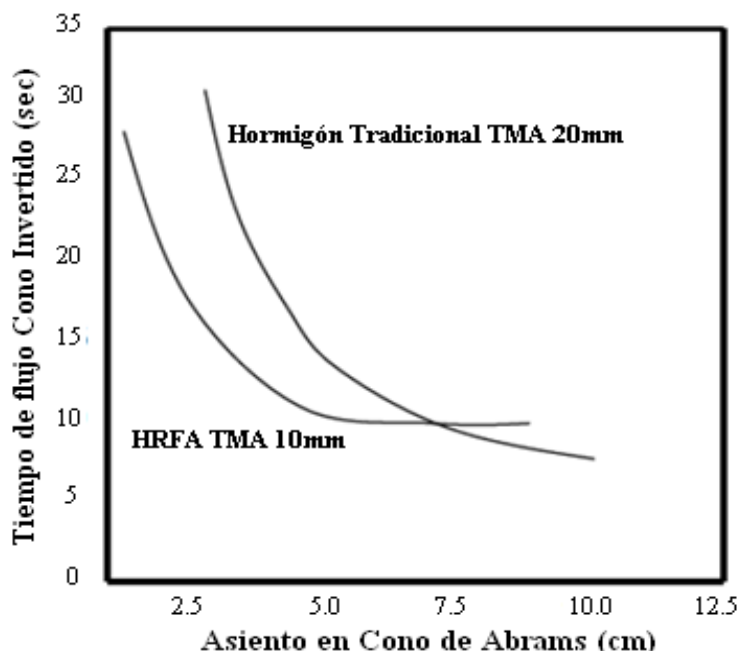


Fig. 2.4 Correspondencia de valores de Cono de Abrams y Cono Invertido (ACHE, 2000).

Las Figuras 2.5 y 2.6 muestran la influencia de la esbeltez de las fibras, del tamaño máximo de árido y del contenido de fibras sobre la consistencia medida con el

Consistómetro VeBe. Así, se define como volumen crítico de fibras aquel valor que hace imposible la correcta compactación de los HRFA.

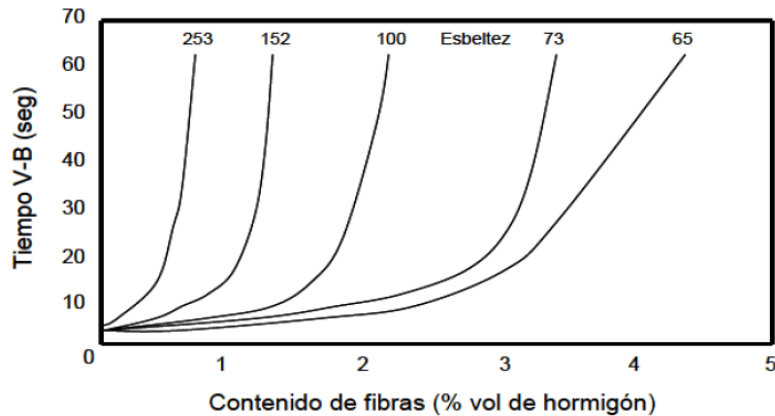


Fig. 2.5 Efecto de la esbeltez de las fibras sobre la consistencia del hormigón evaluada con el Consistómetro VeBe (Hannant, 1978).

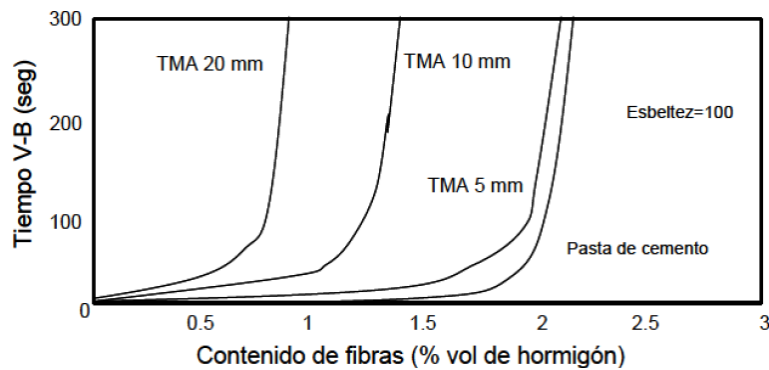


Fig. 2.6 Influencia del tamaño máximo de árido sobre la consistencia del hormigón evaluada con el Consistómetro VeBe (Hannant, 1978).

### 2.3.5.3 Puesta en Obra.

Generalmente los HRFA son menos dóciles que los hormigones tradicionales y demandan mayor energía en la compactación. Es necesario utilizar vibrador y no se debe emplear barra para picar el HRFA.

Cuando se emplean vibradores internos, las fibras tienden a orientarse alrededor del vibrador, lo que puede provocar distribuciones circulares y dan lugar a contenidos de fibras y orientaciones heterogéneas entre puntos próximos del elemento. Los vibradores externos son más recomendados, principalmente cuando se trabaja con piezas de pequeñas dimensiones.

### 2.3.5.4 Curado

Los cuidados en el curado son esencialmente los mismos que en el caso de un hormigón tradicional, con el agravante de que las principales ventajas que se obtienen con la adición de fibras al hormigón están directamente relacionadas con el incremento de la tenacidad.

### 2.3.6 Características Mecánicas del HRFA

#### 2.3.6.1 Resistencia a Tracción

En el diagrama tensión-deformación a tracción directa del HRFA, las fibras rigidizan sensiblemente la respuesta en fase de pre-fisura respecto de la de un hormigón tradicional y, de forma destacada, aportan una capacidad de resistencia residual post-fisura debida el efecto de cosido entre los dos labios de la fisura (Figura 2.7).

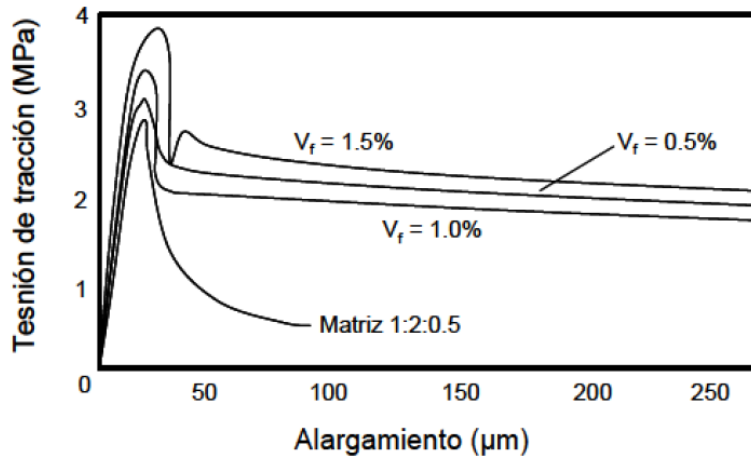


Fig. 2.7 Curvas tensión de tracción-alargamiento de morteros en función de la tracción directa (ACI 544.1R-96, 2009).

El efecto más importante en el comportamiento mecánico del hormigón, debido a la presencia de las fibras, se manifiesta en la resistencia a tracción post-fisura. La resistencia a tracción post-fisura, a su vez, afecta a muchas otras propiedades mecánicas como la adherencia de armaduras, la resistencia a cortante, la fatiga, etc.[15]

Adicionando fibras en un 1.5% en volumen en hormigones o morteros se obtienen incrementos en la resistencia a tracción directa del orden del 30 - 40% (ACI 544.1R-96, 2009).

Según Naaman (2000), la resistencia a tracción del HRFA se puede estimar mediante la ec. (2.2).

$$\sigma = A \cdot T \cdot V_f \cdot (l_f / d) \quad (2.2)$$

Donde:

- $\sigma$ : tensión máxima después de fisurar el hormigón.
- $A$ : coeficiente (longitud esperada de arrancamiento, factor de orientación, factor de reducción de grupo asociado con un número de fibras traccionadas por unidad de área).
- $T$ : tensión de adherencia fibras-matriz.
- $V_f$ : volumen de fibras.
- $(l_f / d)$ : esbeltez de las fibras.

Naaman introduce una nueva consideración en la anterior expresión: se consideran todas las fibras circulares y las que no lo son se relacionan con un círculo de diámetro equivalente que presenta la misma área. Para tener en cuenta la forma de la fibra, se plantea la ec. (2.3).

$$\sigma_{PC} = \frac{\Lambda}{4} \cdot T \cdot V_f \cdot \frac{\psi \cdot l_f}{A_f} \quad (2.3)$$

Donde:

- $\Lambda$ : coeficiente (longitud esperada de arrancamiento, factor de orientación, factor de reducción de grupo asociado con un número de fibras traccionadas por unidad de área).
- $T$ : tensión de adherencia fibras-matriz.
- $V_f$ : volumen de fibras.
- $\psi$ : perímetro de la fibra.
- $A_f$ : área de la sección transversal de la fibra.

Una forma de caracterizar la influencia del índice  $\psi \cdot l_f / A_f$  es por medio de una variable definida como el índice de eficiencia intrínseca de la fibra (FIER) tal como indica la ec. (2.4).

$$FIER = \frac{\psi \cdot l_f}{A_f}$$

$$\sigma_{PC} = \frac{\Lambda}{4} \cdot T \cdot V_f \cdot FIER \quad (2.4)$$

Si se incrementa  $V_f$  se obtendrán valores mayores de  $\sigma$ , pero este incremento conduce inevitablemente a matrices elaboradas solamente con partículas finas, sin árido grueso, lo que implica módulos de deformación menores.

Mejorando  $T$  (texturizando las fibras, conformando sus extremos, con fibras retorcidas, entre otras) también se consiguen incrementos de  $\sigma$ .

Es importante garantizar que las medidas que se tomen para incrementar la tensión de adherencia de las fibras en el hormigón  $T$ , mantengan un mecanismo de rotura del hormigón por arrancamiento de las fibras y no por rotura de éstas.

La tenacidad del HRFA a tracción directa se potencia debido a la energía disipada por el rozamiento fibras-matriz, a la flexión de las fibras inclinadas ancladas a ambos lados de las fisuras y a la multifisuración (ACI 544.4R-88, 2009).

### 2.3.6.2 Resistencia a Flexión

El incremento de la resistencia a flexotracción al adicionar fibras de acero al hormigón es considerablemente mayor que el de la resistencia a compresión y a tracción. Esto se debe al comportamiento dúctil del HRFA en la zona fisurada por tracción, desarrollando resistencias residuales (Figura 2.8) [5]

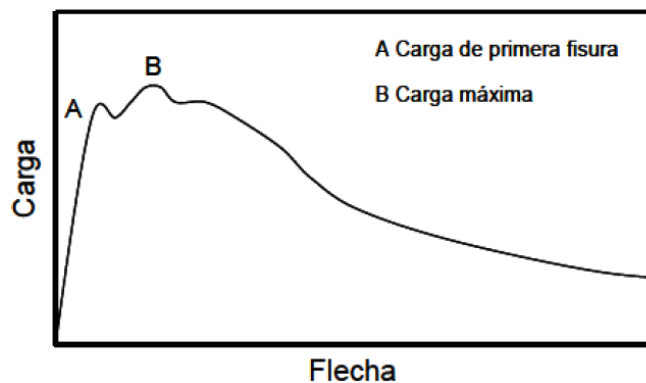


Fig. 2.8 Curva carga-flecha a flexotracción para un HRFA.

Los ensayos de flexotracción en HRFA se realizan principalmente sobre probetas prismáticas. Normalmente, se determina la resistencia a primera fisura, la resistencia a rotura por flexotracción y la resistencia residual a flexotracción.

El incremento de la resistencia a primera fisura obtenido con la adición de fibras de acero es mínimo, lo cual indica que esta propiedad depende básicamente de la matriz y muy poco del contenido de fibras, del tamaño y de la forma de éstas, por lo que resulta más rentable mejorar las características de la matriz con el uso de, por ejemplo, aditivos, humo de sílice, entre otros. [12]

La resistencia a rotura depende principalmente del volumen de fibras y de la esbeltez de éstas, logrando incrementos de hasta el 100% respecto de la resistencia de la matriz, si se utilizan fibras de extremos conformados. [16]

El empleo de mayores volúmenes de fibras, ensayos con sistemas de carga en el centro de luz, probetas de menores dimensiones, fibras de mayores longitudes con orientación preferencial (cuando el ancho y/o la altura es menor que tres veces la longitud de las fibras) en la dirección longitudinal del elemento, da lugar a mayores incrementos en la resistencia, llegando hasta valores del 150%. Con contenidos de fibras bajos y fibras de esbeltez baja, no es de esperar incrementos significativos de resistencia. [5]

Los ensayos con orientación preferencial son representativos cuando se experimenta una orientación similar en el elemento en el que se empleará el hormigón. [17]

### 2.3.6.3 Resistencia al Impacto:

El comportamiento del HRFA ante impactos ha sido estudiado por Almansa y Canovas [18], Wang [19] y Mohammadi [20].

Una de las principales características del HRFA es su resistencia a los impactos por absorción de energía, siendo en este caso su resistencia de 3 a 10 veces la resistencia del hormigón en masa (ACI 544.4R-88, 2009). Además, el HRFA presenta una menor tendencia a la desfragmentación y el desprendimiento.

Todo lo anterior se debe a la sensibilidad de la matriz, a la resistencia de las fibras al arrancamiento y a la deformación.

### 2.3.6.4 Resistencia a Compresión

Es de común aceptación que la adición de fibras al hormigón no conlleva un incremento significativo de la resistencia del hormigón a compresión. Suelen producirse ligeros incrementos o decrementos de la misma. [14]

En HRFA con fibras de esbeltez 45, 65 y 80, y volúmenes de fibras de 0.5%, 1.0% y 1.5% encontraron incrementos de la resistencia a compresión entre 4-19% respecto de hormigones idénticos sin fibras.

En hormigones jóvenes (antes de los 28 días) la capacidad de mantener la carga máxima a compresión se incrementa significativamente con la adición de fibras, a medida que madura el hormigón este incremento se reduce y la capacidad de absorción de energía y la ductilidad se concentran principalmente en la región post-fisura. [21]

Cuanto menor es el tamaño de las probetas se obtienen mayores resistencias a compresión, debido a que se acentúa un alineamiento preferente de las fibras. El efecto se hace mucho más sensible a medida que se aumenta la longitud de la fibra (ACI 544.3R- 08, 2008). Probetas con mayor esbeltez soportan tensiones sensiblemente mayores, pero presentan respuestas menos dúctiles a compresión (Figura 2.9). Se debe tener especial cuidado con estas situaciones para no generar falsos panoramas con resultados excesivamente optimistas. [22]

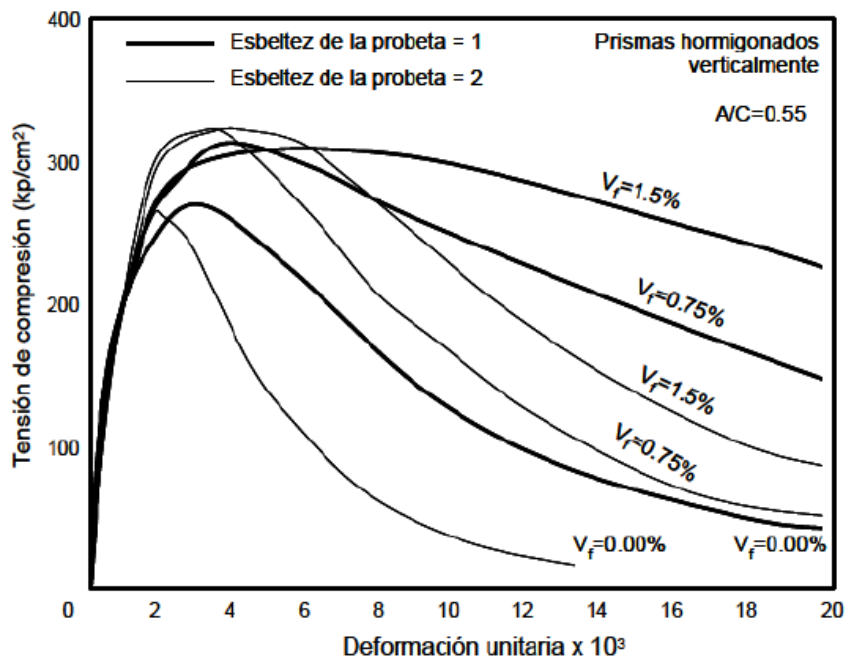


Fig. 2.9 Respuesta a compresión simple de HRFA con diferentes  $V_f$  y con diferente esbeltez de probeta (ACHE, 2000).

### **2.3.6.5 Tenacidad**

La variable que más influye en la tenacidad es la capacidad adherente de las fibras. [17]

La tenacidad es tradicionalmente cuantificada como el área bajo la curva carga-flecha obtenida experimentalmente. El ensayo de tracción directa, por la dificultad que implica realizarlo, no es muy empleado para evaluar esta propiedad. El ensayo de flexotracción, además de ser más simple que el de tracción directa, simula las condiciones de carga para muchas aplicaciones prácticas.

La curva carga-flecha depende principalmente de las dimensiones del elemento (ancho, alto y longitud), de la configuración de carga (punto medio o a tercios), del criterio de control del ensayo (carga, flecha, abertura de fisura, carrera de la prensa, etc.) y de la velocidad de carga. Los métodos de ensayo más utilizados evalúan la tenacidad mediante una flecha máxima establecida o con unos índices de tenacidad ( $I$ ) en función de diferentes valores de flecha obtenidos como múltiplos de la flecha a primera fisura.

El valor de los índices de tenacidad depende principalmente del contenido de fibras, del tipo y de la esbeltez de éstas y poco o nada de que la matriz sea hormigón o mortero, es decir, los índices reflejan principalmente el incremento de tenacidad debido a las fibras y no a cualquier otro mecanismo como por ejemplo el incremento de la resistencia a primera fisura (ACI 544.4R-88, 2009).

### **2.3.6.6 Otras Características Mecánicas**

#### **2.3.6.6.1 Cortante y Torsión:**

Las fibras de acero en el hormigón generalmente aumentan la resistencia a cortante y a torsión, aunque la gran mayoría de investigaciones se han centrado en evaluar estas propiedades mecánicas en elementos de HRFA armados.

El comportamiento del HRFA a cortante ha sido estudiado por Serna [23], Barragán [24], Meda ([25]) y Minelli y Plizzari [26]. Barragán, de ensayos experimentales de vigas de SFRC armadas, concluye que las fibras propician una fisuración más distribuida y además, incrementan la capacidad de carga última a cortante.

El empleo de sistemas combinados de refuerzo (fibras y estribos) conduce a notables incrementos en la ductilidad, aunque con aumentos resistentes a cortante poco significativos (del 0% al 15% para hormigones ordinarios y de alta resistencia, respectivamente) respecto de las vigas con solo estribos como armadura de cortante. [27]

#### **2.3.6.6.2 Módulo de Deformación**

El módulo de deformación para los HRFA con contenidos habituales de fibras ( $V_f < 1\%$  en volumen) no presenta modificaciones significativas respecto al de los



hormigones tradicionales. Generalmente se adopta un módulo de deformación igual al de la matriz o se efectúa una estimación de su valor mediante el uso de formulaciones que relacionan la resistencia a compresión con el módulo de deformación. [22]

Aplicando la teoría de los materiales multifase y dado que se trata de fibras cortas aleatoriamente distribuidas en una masa, se establece la ec. (2.5) para definir el módulo de deformación.[28]

$$E_{cf} = (1 - \eta_l \cdot \eta_0 \cdot V_f) E_c + \eta_l \cdot \eta_0 \cdot V_f \cdot E_f \quad (2.5)$$

Donde: ([29], 1995)

- $E_{cf}$ : módulo de deformación del HRFA.
- $E_c$ : módulo de deformación del hormigón sin fibras.
- $E_f$ : módulo de deformación de las fibras.
- $V_f$ : volumen de fibras.
- $\eta_l$ : factor de eficiencia de las fibras en función de su longitud.
- $\eta_0$ : factor de orientación de las fibras.

#### 2.3.6.6.3 Punzonamiento:

Al emplear volúmenes de fibras superiores al 0.5% se han experimentado roturas por punzonamiento más graduales y dúctiles, con un incremento considerable de la fisuración previa al agotamiento y de la resistencia después de la fisuración, en función del contenido de fibras, la esbeltez y la capacidad adherente de éstas. Las fibras permiten aumentar la resistencia a la rotura por punzonamiento, habiéndose obtenido incrementos de hasta un 42% (ACI 544.4R-88, 2009).

#### 2.3.6.6.4 Adherencia Fibra-Matriz:

La adherencia fibras-matriz es el fenómeno que gobierna el comportamiento del HRFA después de la fisuración, cuando las fibras cosen las fisuras, retrasando y haciendo más dúctil el fenómeno de agotamiento del material compuesto.

Para elevar la absorción de energía se deben propiciar fenómenos de arrancamiento y evitar la rotura de las fibras, hecho que no debe producirse porque daría lugar a una rotura frágil (caída vertical), en vez de una rotura dúctil.

La adherencia aumenta con la esbeltez de las fibras. Se ha comprobado que utilizando fibras de extremos conformados, la resistencia al arrancamiento de tres fibras de esbeltez igual a 100 es un 50% mayor que la obtenida al ensayar una sola fibra de esbeltez igual a 75 y con el mismo volumen que el conjunto de las tres fibras anteriores. [29]

Se han comparado tres tipos de fibras elaboradas del mismo material y con la misma área, una circular recta, otra circular con extremos conformados y una tercera triangular retorcida. Realizando ensayos de tracción a una sola fibra, se encontró que la fibra triangular retorcida dio una resistencia de adherencia un 400% y 200% mayor que la fibra recta y que la de extremos conformados, respectivamente. Además, la energía

de arrancamiento fue 2.5 veces mayor en el caso de la fibra triangular respecto de la conformada. [8]

#### **2.3.6.6.5 Adherencia HRFA-Armadura:**

Las fibras confinan (resistencia extra frente a dilatación o expansión) el hormigón aumentando la resistencia al inicio y en la propagación de las fisuras principales y de las microfisuras internas de adherencia [30]. Con ello se mantiene la integridad del hormigón en un entorno próximo de las armaduras después de haberse alcanzado la tensión máxima de adherencia.

Por consiguiente, se experimentan incrementos en la capacidad adherente de las armaduras pasivas y una menor degradación de la capacidad de respuesta tras alcanzarse la tensión máxima, lo que se traduce en cierta resistencia residual, en mayores deslizamientos y en mayor absorción de energía, es decir, un comportamiento más dúctil y con menor tendencia al agotamiento del hormigón. [31]

Las fibras influyen más si las barras son corrugadas (pues son mayores la fisuración interna y las presiones radiales), cuanto mayor es el diámetro de las barras, con barras hormigonadas en vertical (por la favorable orientación de las fibras) y si las fibras son de adherencia mejorada. [30]

La adherencia de armaduras pretensas en HRFA ha sido estudiada por Martí (2008). [32]. Los resultados obtenidos en ensayos realizados con cordones de pretensado de siete alambres han puesto de manifiesto que, respecto de los hormigones tradicionales, en HRFA resultan longitudes de transmisión menores y longitudes de anclaje mayores.

También han constatado que el efecto de reducción de la longitud de transmisión con el aumento de la edad de destesado es más acusado en el caso del HRFA y que, como era de esperar, se consigue una mejor transmisión del pretensado en HRFA cuando se produce fisuración durante el destesado. Finalmente apuntan que es necesario realizar más estudios para generalizar las conclusiones obtenidas.

#### **2.3.6.6.6 Durabilidad del HRFA**

La adición de fibras de acero en el hormigón genera comportamientos mecánicos caracterizados por presentar un mayor número de fisuras con menores valores de abertura de fisura, factor importante en los requerimientos de durabilidad.

Uno de los aspectos más preocupantes es la corrosión. En hormigones sin fisuras se ha constatado que la corrosión de las fibras se limita a la superficie del hormigón. Una vez que la superficie está corroída, el efecto de la corrosión no se propaga más de 2 mm a partir de la superficie. Las fibras muestran una buena resistencia a la corrosión en elementos no fisurados, aun cuando los elementos se encuentren expuestos a agua de mar.[23] (ACI 544.1R-96, 2009).

Mediante análisis de rayos X y microscopía electrónica, se ha observado que las reacciones entre el HRFA y el agua de mar se limitan a unos pocos milímetros bajo la

superficie del hormigón. Estos cambios microquímicos aparentemente no tienen ningún efecto negativo en la durabilidad y el comportamiento del hormigón bajo cargas sostenidas en ambiente marino. ([33])

Cuando se emplean fibras con recubrimiento de zinc (galvanizadas), se han experimentado efectos positivos frente a la corrosión ([23]), tanto desde el punto de vista estético como mecánico. ([34])

Granju [35] ha detectado incrementos en la resistencia a flexotracción en elementos fisurados sometidos a ambientes marinos, efecto que atribuye al autocurado (autohealing) del hormigón y a la leve corrosión de las fibras que hace que la superficie sea menos limpia y más rugosa, haciendo el deslizamiento más difícil y generando ese incremento adicional.

Respecto de la carbonatación, la profundidad de penetración depende del hormigón, no del hecho de tener o no fibras. ([34])

El uso de fibras para reforzar el hormigón no reduce la necesidad de inclusión de aire para resistir los efectos de los ciclos hielo-deshielo en ambientes severos. ([33])

### **2.3.7 Contribución del hormigón y las fibras en el comportamiento conjunto**

Cuando se intenta analizar el comportamiento del hormigón reforzado con fibras, HRF, surgen dudas sobre el comportamiento que se debe esperar de éste y de qué forma contribuyen cada uno de los componentes. Por tanto, teniendo en cuenta que se está hablando de hormigón reforzado con fibras, los materiales que lo componen serán los que darán el comportamiento mecánico al compuesto.

Los materiales que componen el HRF se pueden agrupar en hormigón y en fibras. Esta agrupación en ambos componentes es importante ya que la suma de la contribución de ambos materiales dará el comportamiento final del compuesto.

En el caso del hormigón, el comportamiento a tracción o a flexotracción se debe al comportamiento mecánico que puede tener la pasta de cemento y los áridos agregados, es decir, depende de la naturaleza de los materiales que lo componen, que en este caso son materiales frágiles.

En el caso de las fibras embebidas en el hormigón, hay que tener en cuenta que el comportamiento de éstas no será el mismo que se tiene en el hormigón reforzado con una barra de acero o si se tuviera sólo una fibra embebida.

Si se dispone de un elemento de hormigón reforzado con fibras que es sometido a tracción o a flexotracción, entonces es lógico pensar, como se puede ver en la Figura 2.10 que cuando se inicia el proceso de carga, el que toma dicha carga es el hormigón, por lo tanto el trabajo de fibra durante esa fase es mínimo o nulo, luego cuando la matriz de hormigón se empieza a fisurar entonces empieza a transmitirle carga a las fibras, hasta que finalmente son las fibras las que prácticamente absorben toda la carga.

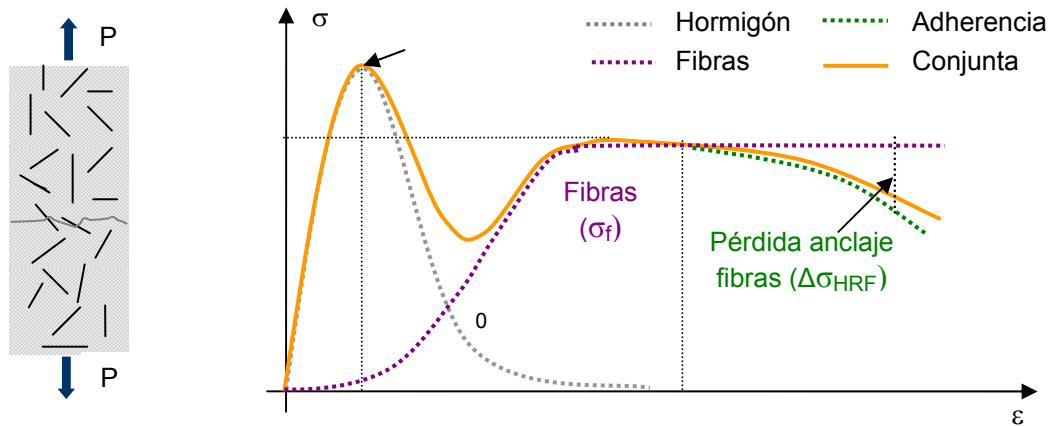


Fig. 2.10. Elemento de hormigón reforzado con fibras sometido a tracción o flexotracción.  
Forma de la ecuación constitutiva

En la Figura 2.10 se puede ver que la tensión del hormigón reforzado con fibras es, como se ha explicado anteriormente, la suma de la contribución del hormigón con la contribución de las fibras. Pero, también hay que tener en cuenta que cuando se llega a una determinada deformación, se inicia una fase de descarga en el que el elemento estudiado aumenta su deformación a una tensión cada vez menor. Esta fase de descarga representa la pérdida de anclaje entre las fibras y el hormigón, que acaba produciendo un deslizamiento de la fibra hasta que finalmente se produce la rotura final de la probeta.

## 2.4 APLICACIONES DEL HRFA

Las ventajas en las características ingenieriles y económicas que pueden conseguirse a través de la utilización de fibras de acero en la matriz cementicia que forma el hormigón está popularizando el uso de estos hormigones de alta performance para una gran variedad de aplicaciones en la ingeniería de la construcción.

A continuación se nombran algunas de las aplicaciones, todas ellas se basan en que la incorporación de fibras al hormigón mejora las propiedades mecánicas del mismo, aumentando su ductilidad y la energía de fractura, lo que prolonga la vida útil de la estructura consiguiendo controlar la morfología de la fisuración.

### 2.4.1 Pavimentos

Los hormigones empleados en la construcción de pavimentos requieren unas características particulares para dar respuesta a las exigencias estructurales:

- *Resistencia a flexotracción*: Un pavimento es un elemento estructural que por su forma de trabajar, transmitiendo las cargas de tráfico a la base o terreno, requiere de elevada resistencia a flexotracción.

- *Resistencia a fatiga*: Necesaria debido a la forma repetida de actuación de las cargas de tráfico.

- *Trabajabilidad*: El hormigón debe ser fácilmente trabajable con los equipos de construcción y que posean gran cohesión y tixotropía.

- *Mínima retracción*: La retracción es un problema característico de los pavimentos, donde predomina la superficie sobre el espesor, provocando la aparición de fisuras no deseables. Además, en pavimentos de carreteras la necesidad de resistencias iniciales altas conlleva habitualmente una fisuración considerable.

El HRFA responde a las exigencias mencionadas y es por esta razón que su aplicación en este ámbito ha tenido un gran éxito. En las figuras 2.11 y 2.12 se muestran unos ejemplos de aplicación de HRFA en pavimentos.



*Fig. 2.11. Pavimento Ikea La Maxe (Metz, Francia) (Bekaert, 2000).*



*Fig. 2.12. Pavimento "Fercam" (Milán) sin juntas de retracción (Bekaert, 2004).*

## **2.4.2 Túneles**

La experiencia ha demostrado que la aplicación del hormigón reforzado con fibras de acero en el revestimiento de túneles presenta ventajas en cuanto a rendimientos de puesta en obra (ver figuras 2.13 y 2.14). Con este material se consiguen resistencias elevadas incluso a las pocas horas de su colocación y se elimina la necesidad de colocar malla electrosoldada de acero, proceso que retrasa la ejecución de la obra.



*Fig. 2.13. Hormigón Projectado.*



*Fig. 2.14 Dovelas prefabricadas.*

### 2.4.3 Otras aplicaciones

Existen otras aplicaciones para el HRFA en el ámbito de los prefabricados (ver figura 2.15). Se han construido viviendas prefabricadas mediante construcción industrializada y en la que no se ha empleado armado convencional. Así mismo, se han construido tubos, arquetas, canales y otros elementos prefabricados.



*Fig. 2.15. Pared de HRFA prefabricado.*

**Tubos para saneamiento:** El refuerzo con fibras de acero proporciona a los tubos una muy buena resistencia al impacto, abrasión y cavitación. Las fibras permiten reducir espesores a la vez que se mejora la impermeabilidad. Además, el HRFA ha sido utilizado para reparar daños severos por cavitación y erosión, ocurridos en hormigones convencionales de buena calidad después de un tiempo en servicio relativamente corto.

En la figura 2.16 se muestra el primer tubo de HRFA hecho en la Universidad de Texas en Arlington (EEUU). Con la ayuda de la compañía BEKAERT se desarrolló un diseño de la mezcla incluyendo fibras de acero DRAMIX y los tubos fueron fabricados en cuatro de las más grandes empresas productoras de tubería prefabricada en EEUU.



*Fig. 2.16 Primer Tubo de HRFA-Dramix UT Arlington (EEUU).*

Otro ejemplo notable de aplicación del HRFA es el de la construcción de una lámina delgada en el oceanográfico de Valencia (ver figura 2.16). La exigencia en el cumplimiento de los requerimientos de resistencia, durabilidad y ligereza hizo que el HRFA fuera el material escogido para su realización. El proceso constructivo fue mediante proyectado puesto que la ejecución y el comportamiento eran mejores que los de hormigonado in situ, como se indica en [38].



*Fig. 2.16 Oceanográfico de Valencia.*

## **2.5. NORMATIVAS EXISTENTES REFERENTES AL HRFA**

La ausencia de normativa referente al hormigón con fibras ha generado que durante años haya existido un desconocimiento sobre este tipo de hormigón.

Algunas de las Instrucciones existentes que contienen le tema del hormigón reforzado con fibras son: el FIB Model Code, RILEM TC-162-TDF (2003), la Norma alemana DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton (1992/2001), la Norma italiana: CNR-DT 204 (2006) y la normativa española EHE-08.

El FIB, Federación Internacional del Hormigón Estructural (Fédération Internationale du Béton) es una organización creada en 1998 de la unión del CEB (Comité Euro-Internacional del Hormigón - Comité Euro-International du Béton) y el FIP (Federación Internacional del Pretensado - Fédération Internationale de la Précontrainte).

RILEM, la Unión Internacional de Laboratorios y Expertos en Materiales de Construcción, Sistemas y Estructuras (RILEM, por su nombre en francés) fue fundada con el propósito de promover la cooperación científica en el área de los materiales de construcción y de las estructuras.

La German Concrete Society fue la propulsora en 1992 de la primera normativa que se valía de una ecuación  $\sigma$ - $\epsilon$  para el diseño de HRFA (específica para fibras metálicas). Dicha normativa se creó en su momento con el propósito de disponer de un diagrama para el diseño estructural de túneles (DBV, 1992 [41]).

El Comité Nacional de Investigación Italiano publicó en 2006 unas recomendaciones para el diseño, ejecución y control de las estructuras de HRF (CNR-DT 204/2006 [43]). Este documento propone dos relaciones para el comportamiento a tracción del HRF: el modelo elástico-lineal y el modelo rígido-plástico.

A nivel español, el marco normativo referente al hormigón reforzado con fibras se basa en los principios definidos en las normas UNE. En ellas se definen, entre otros aspectos, la clasificación y definiciones de las fibras para el refuerzo del hormigón, la toma de muestras de hormigón fresco, la fabricación de probetas para ensayos de laboratorio, la rotura por compresión, determinación del índice de tenacidad a compresión, determinación del contenido de fibras, etc.

Actualmente existe el anejo 14 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) en el que se precisa establecer unas recomendaciones específicas y complementarias cuando, para mejorar algunas prestaciones ya sea en estado fresco, en primeras edades o en estado endurecido, se empleen fibras en el hormigón, las cuales pueden modificar algunas de sus propiedades.

A nivel internacional, el marco normativo de referencia son las Normativas Europeas. Algunas de ellas se mencionan a continuación:

- EN 14889-1: Fibras para hormigón- Parte 1: Fibras de acero – Definiciones, especificaciones y conformidad.
- EN 14889-2: Fibras para hormigón- Parte 2: Fibras poliméricas–Definiciones, especificaciones y conformidad.

En estas normativas se definen propiedades de las fibras tales como sus dimensiones y tolerancias, su resistencia a tracción, su módulo de elasticidad, su ductilidad, la mezcla con el hormigón, los efectos de las fibras en el hormigón (en cuanto a consistencia y resistencia), etc.

## **2.6. ESTUDIOS DE LA ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HRFA**

Hasta la actualidad, se han desarrollado diferentes ecuaciones constitutivas que caracterizan el comportamiento del HRFA. Hay que tener en cuenta que la mayoría de los modelos realizados hasta la fecha son modelos de ecuaciones discretas; sólo los modelos multiexponenciales presentan el comportamiento del HRF de forma continua.

Las instrucciones más importantes que tienen en cuenta el hormigón reforzado con fibras adoptan diagrama de cálculo de tipo discreto.

A continuación se explican diferentes modelos de ecuación constitutiva.

### **2.6.1. Modelos de ecuaciones discretas**



Los siguientes diagramas (Figura 2.17) representan diagramas  $\sigma - \epsilon$  de tipo discreto, o sea, la ecuación cambia cuando cambia la forma de la curva. Estas ecuaciones constitutivas son los estudios más importantes realizados hasta la fecha.

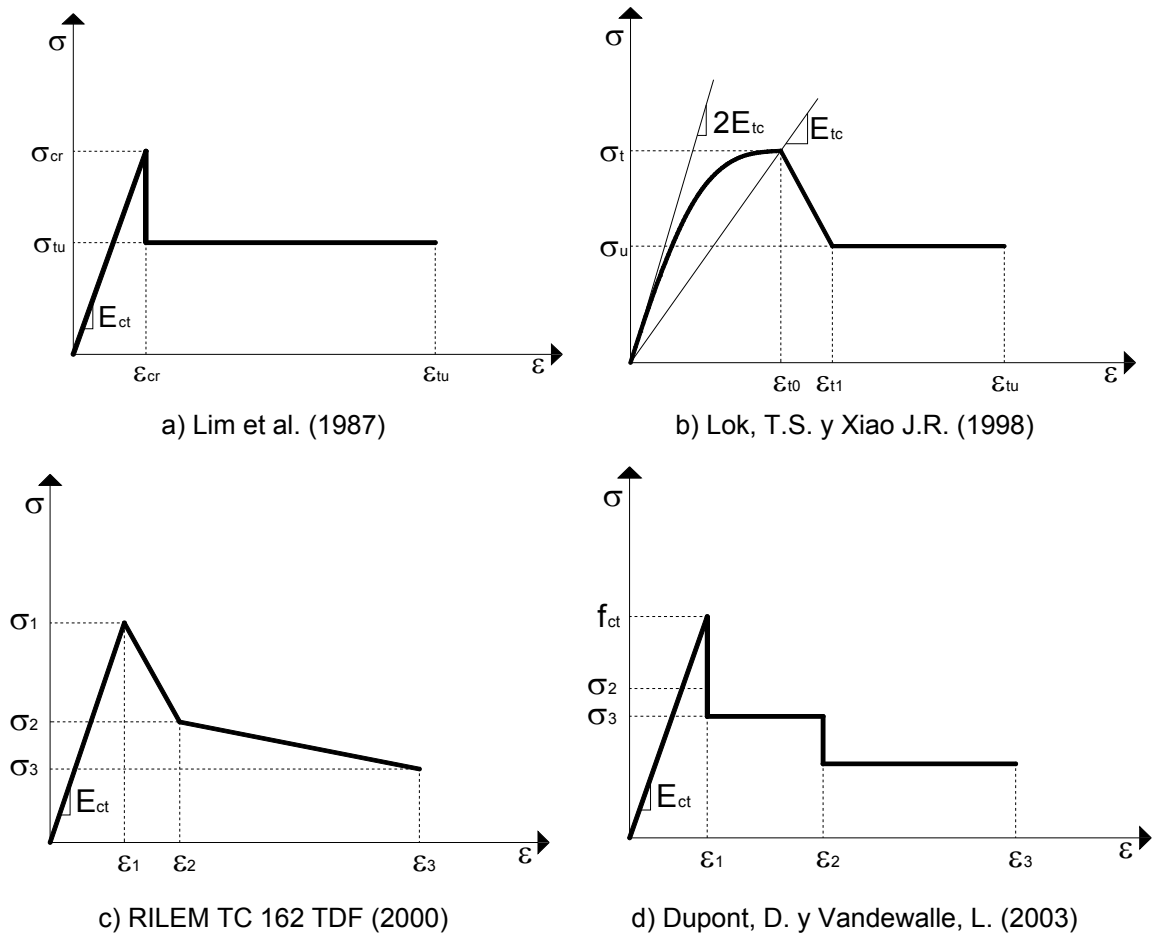


Figura 2.11: Ecuaciones  $\sigma - \epsilon$  para el HRFA propuestas en la literatura

El diagrama de la figura 2.17(a) fue uno de los primeros estudios de diagrama  $\sigma - \epsilon$  para el HRFA, en este estudio los autores consideran cuantías pequeñas de fibras, y consideran que en la zona de pre-fisuración del hormigón el efecto de las fibras en esta zona de la curva se considera despreciable.

El modelo de la figura 2.17(b) propone tres etapas, siendo la primera de ellas de tipo parabólico, la zona intermedia se incluyó para estimar mejor la resistencia post-pico.

El diagrama de la figura 2.17(c) propone un diagrama  $\sigma - \epsilon$  que usa resultados del ensayo “3 points bending test” la normativa RILEM. Los valores de las tensiones ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ) se obtienen para unos valores de deformaciones controladas ( $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$  y  $\epsilon_3$ ). El valor  $\sigma_1$  es el valor de pico y los valores  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son valores de la tensión postfisuración.

El modelo [de la figura 2.17(d) es un modelo de ecuación constitutiva posterior al de la RILEM. Los autores desarrollaron este diagrama tensión-deformación para evitar una desventaja del modelo de la RILEM. El nuevo modelo hace que el comportamiento postfisuración sea totalmente independiente de la resistencia a tracción.

La resistencia a tracción  $f_{ct}$  no influirá en el comportamiento en fisuración, en cambio, con el modelo trilineal de la RILEM, como se puede ver en la figura anterior, sí hay influencia.

Los autores consideran que el salto de tensión después de llegar al pico máximo ( $f_{ct}$ ) está cerca de la realidad ya que en el momento de la fisuración, la tensión tomada por las fibras es aún pequeña y la mayoría de fibras necesitan un poco de deformación antes de actuar soldando las fisuras.

Las expresiones de las deformaciones  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  y  $\varepsilon_3$  y de las respectivas tensiones  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  para obtener el modelo se pueden consultar en la investigación desarrollada por Dupont y Vanderwalle.

### 2.6.2. Ecuaciones de tipo continuo (modelos multiexponenciales)

Los modelos multiexponenciales son modelos desarrollados por Barr y Lee para describir las curvas tensión-deformación del hormigón en masa y del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA).

En particular, hay que destacar dos modelos multiexponenciales, el modelo con dos funciones exponenciales (*double-e*) y el modelo con cuatro funciones exponenciales (*four-e*). El modelo *double-e* está desarrollado para hormigón en masa y el modelo *four-e* está desarrollado para HRFA.

A continuación se presentan las bases teóricas de ambos modelos.

#### 2.6.2.1. Modelo double-e

El modelo double-e ha sido desarrollado para describir el comportamiento del hormigón en masa. En la ec. (2.6) se puede ver que este modelo consiste en dos funciones exponenciales.

$$f(x) = C_1(e^{-C_2x} - e^{-C_3x}) \quad (2.6)$$

La forma de una curva típica usada en el modelo *double-e* (Figura 2.18) depende de tres constantes independientes  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$ . En el estudio paramétrico realizado para estudiar los efectos del modelo, se vio que el parámetro  $C_1$  puede dar cuenta de la resistencia última de carga del material ya que influye sobre el valor máximo de la curva (2.6). El parámetro  $C_2$ , por otro lado, tiene influencia en el final de la cola de la función (2.6). Por lo tanto, un importante número de curvas pueden ser simuladas variando las tres constantes independientes. Además, se ha visto que fijando el coeficiente  $C_1$  y el ratio  $C_2/C_3$  es posible estirar la curva  $f(x)$  en la dirección positiva variando el coeficiente  $C_2$ . Este hecho es significativo ya que se pueden considerar una variedad respuestas de tensión-deformación variando el ratio  $\alpha$  (siendo  $\alpha = C_3/C_2$ ).

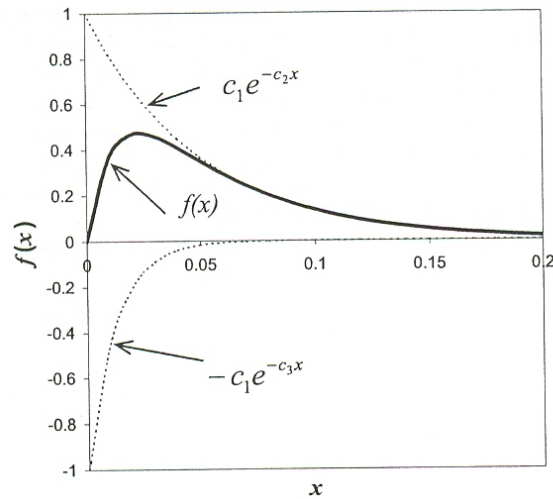


Fig. 2.18: Curva tipo de un modelo double-e

Para determinar las tres constantes independientes que determinan la forma de la curva (2.6) se necesitan tres condiciones de contorno. En el hormigón en masa el parámetro experimental más importante es el pico de carga/tensión, por lo tanto éste valor debe ser una condición de contorno fundamental. El valor de la deformación en el que se alcanza el pico de carga/tensión también es un valor importante a tener en cuenta. Expresado matemáticamente, quiere decir que la segunda condición de contorno está definida en el punto en el que el gradiente de la función (2.6) es cero. La tercera condición de contorno debe ser indicativa de la respuesta del material en el régimen de post-fisuración del hormigón, por lo tanto de la fragilidad del material.

Un material frágil da lugar a una pendiente pronunciada en la región post-fisuración mientras que en el otro extremo, un material del tipo elástico-plástico produciría una pendiente suave. Se ha llegado a la conclusión de que para determinar la fase de post-fisuración es suficiente encontrar un punto que sea un porcentaje del pico de carga o tensión. El estudio paramétrico llevado a cabo por los autores que el valor adecuado para una muestra de hormigón en masa es el 20% del valor máximo. En resumen, los tres puntos necesarios para determinar el modelo *double-e* están ilustrados en la siguiente figura (Figura 2.19).

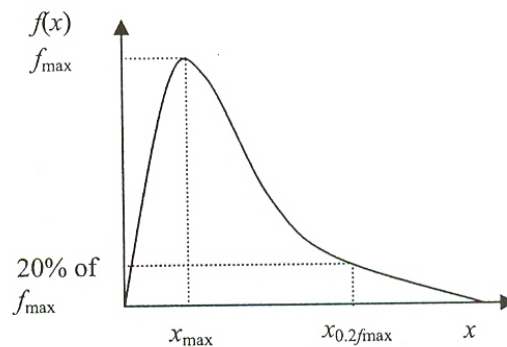


Figura 2.19: En esta figura se pueden ver los tres valores experimentales necesarios para definir el modelo double-e

A continuación, en (2.7) se pueden ver las ecuaciones necesarias para obtener las constantes independientes de (2.6).

$$\left. \begin{aligned} C_3 &= \alpha C_2 \\ C_2 &= \frac{\ln(\alpha)}{X_{max}(\alpha - 1)} \\ C_1 &= \frac{f_{max}}{\frac{1}{\alpha^{1-\alpha}} - \alpha^{1-\alpha}} \end{aligned} \right\} \quad (2.7)$$

El valor del ratio  $\alpha$  es dependiente del régimen de post-fisuración y puede ser calculado en (2.8) donde R1 está definido por el ratio  $X_{max} / X_{0.2f_{max}}$  y los valores  $\chi_i$  vienen representados en la Tabla 2.3

$$\left\{ \begin{aligned} &10^4 && \text{para } R1 \leq 0.000572 \\ &1.67 \left( \frac{X_{max}}{X_{0.2f_{max}}} \right)^{-1.17} && \text{para } 0.000572 \leq R1 \leq 0.026 \\ &\sum_{i=0}^6 \chi_i \left( \frac{X_{max}}{X_{0.2f_{max}}} \right)^i && \text{para } 0.026 \leq R1 \leq 0.262 \\ &1.001 && \text{para } R1 \geq 0.262 \end{aligned} \right. \quad (2.8)$$

<b>i</b>	0	1	2	3
$\chi_i$	285	-10686	18368	-1695374
<b>i</b>	4	5	6	-
$\chi_i$	8564972	-22277264	23282310	-

Tabla 2.3 Valores  $\chi_i$

### 2.6.2.2. Modelo four-e

El comportamiento del HRF presenta una curva tensión-deformación más complicada que el hormigón en masa. El modelo double-e con tres constantes independientes no es suficiente para representar el comportamiento del HRF. Un material complejo como este necesita parámetros adicionales que reflejen la contribución de las fibras, por lo tanto los autores desarrollaron el modelo four-e. La expresión (2.9) representa el modelo four-e que es el resultado de la superposición de dos modelos double-e.

$$f(x) = C_1(e^{-C_2x} - e^{-C_3x}) + C_4(e^{-C_5x} - e^{-C_6x}) = F_1(x) + F_2(x) \quad (2.9)$$

Las constantes independientes  $C_1, C_2, C_3, C_4, C_5$  y  $C_6$  determinan la forma de del modelo. Por lo tanto son necesarios seis parámetros para determinar el modelo four-e.

En resumen, los modelos multiexponenciales son modelos complejos para a la ecuación constitutiva del HRF ya que en este caso necesitan seis parámetros que son complicados de obtener. Además hay que añadir como inconveniente que estos modelos pierden el sentido físico del comportamiento fenomenológico del HRF.

### 2.6.3. Diagramas en las instrucciones

A continuación se exponen los diagramas de tracción del hormigón que se utilizan para el cálculo en la normativa DBV y en la RILEM TC-162 TDF.

#### 2.6.3.1. Modelo de la DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton (DBV 2001)

En la instrucción DBV Merkblatt Stahlfaserbeton se propone un diagrama tensión-deformación trilineal para Estado Límite de Servicio (ELS) (Figura 2.20), en cambio para Estado Límite Último (ELU) un diagrama bilineal (Figura 2.21).

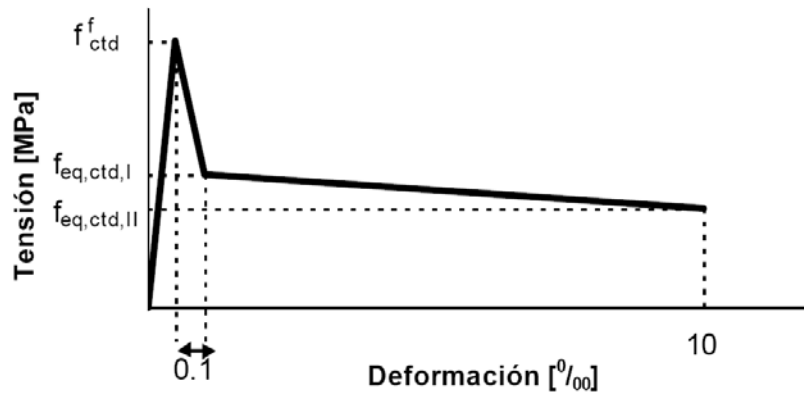


Fig.2.20 Diagrama tensión-deformación en ELS de la DBV

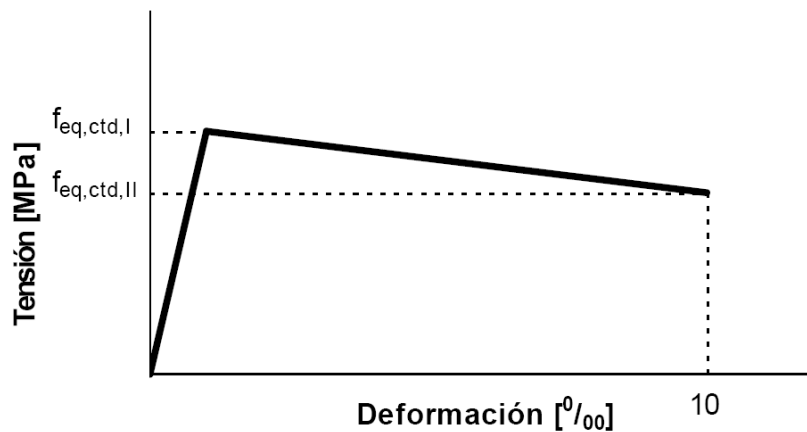


Fig.2.21 Diagrama tensión-deformación en ELU de la DBV

Donde,

$$f_{ctd}^f = \alpha_c^f \cdot f_{ctk,fl}^f / \gamma_{ct}^f \quad (2.10)$$

Siendo:

$\alpha_c^f$ : coeficiente de efectos a largo plazo

$\alpha_c^f = 0,85$  para hormigón normal

$\alpha_c^f = 0,85$  para hormigón ligero

$\gamma_{ct}^f$ : factor de seguridad de acuerdo con la instrucción DBV 2001

$f_{ctk,fl}^f$ : valor característico de la resistencia a flexotracción determinado con el ensayo “4-point bending test” para una viga de 600 mm de longitud y una sección de 150 mm x 150 mm

$$f_{eq,ctd,l}^f = \alpha_c^f \cdot f_{ctk,fl}^f \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ct}^f \quad (2.11)$$

$$f_{eq,ctk,l}^f = 0,45 f_{eqk,l}^f \quad (2.12)$$

$f_{eqk,l}^f$ : Valor característico de la resistencia a flexotracción determinada con la *Figura 2.22*, expresada en N/mm<sup>2</sup>

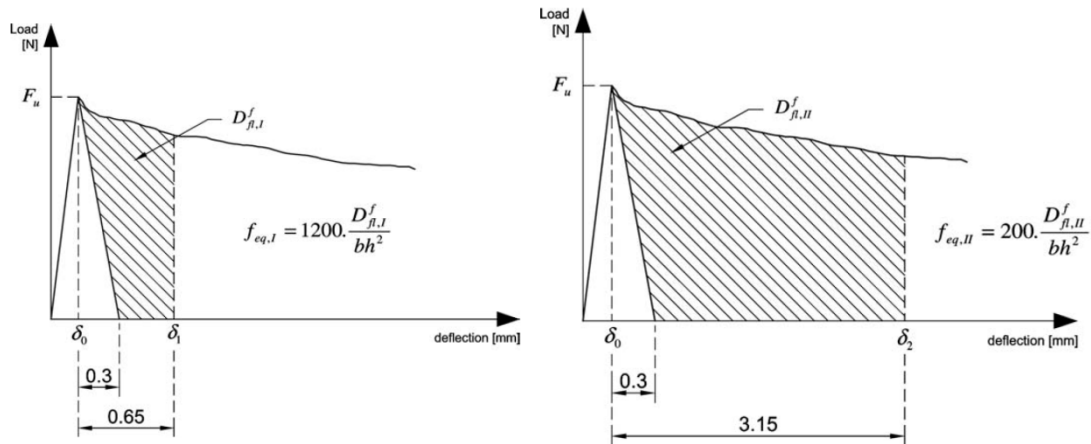


Fig. 2.22 Determinación de la resistencia a flexotracción en el ensayo “4 point bending test” para una longitud de 600 mm

$\alpha_{sys}$ : Factor de forma que se determina de acuerdo con la *Figura 2.23*

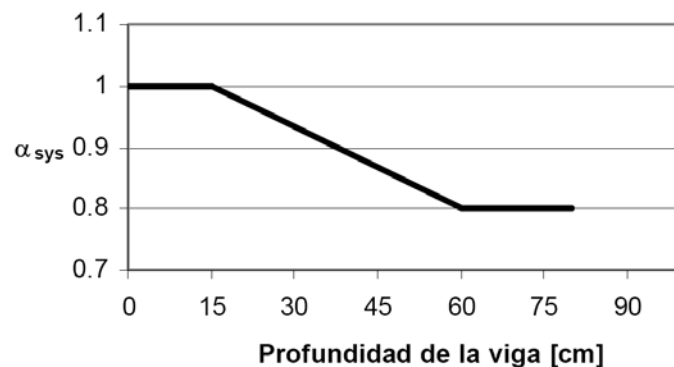


Figura 2.23: Definición del factor de tamaño  $\alpha_{sys}$

El cálculo del valor característico de las diferentes resistencias a tracción es explicado por la DVB de la siguiente manera:

El cálculo del valor característico de las diferentes resistencias a tracción es explicado por la DVB de la siguiente manera:

$$f_{ctk}^f = f_{ctms}^f - \frac{S_s \cdot t_{10(n-1)}}{\sqrt{n}} - 1,645 \cdot S_s \left( 1 + \frac{S_s \cdot t_{10(n-1)}}{f_{ctms}^f \cdot \sqrt{n}} \right) \quad (2.13)$$

con:

$n$ : número de muestras ensayadas

$S_s$ : desviación estándar de la serie de ensayos (MPa)

$f_{ctms}^f$ : resistencia a tracción promedio de la serie de ensayos (MPa)

$f_{ctk}^f$ : Valor característico de la resistencia a tracción (MPa)

$t_{10(n-1)}$ : Valor correspondiente al percentil 10% de la distribución t-student para  $n-1$  resultados de ensayos (ver Tabla 2.4)

n	3	4	5	6	8	10	12	15	20	25	30	$\infty$
$t_{10(n-1)}$	1.89	1.64	1.53	1.48	1.42	1.38	1.36	1.34	1.33	1.32	1.31	1.28

Tabla 2.4: Valores de la distribución t-student

Los factores 0.45 y 0.37 se derivan de la suposición de que la altura de la zona de tracción para una deflexión de 0.65 mm y 3.15 mm más allá del punto de fisuración es igual al 66% y 90% respectivamente de la altura total (ver Figura 2.24). La distribución de la izquierda de la Figura 2.18 representa la suposición que se ha hecho para el cálculo de las resistencias post-fisuración, mientras que los otros dos diagramas representan una distribución de tensiones en la sección más real. Los factores 0.35 y 0.47 se pueden obtener después de igualar los momentos producidos por ambas distribuciones de tensiones.

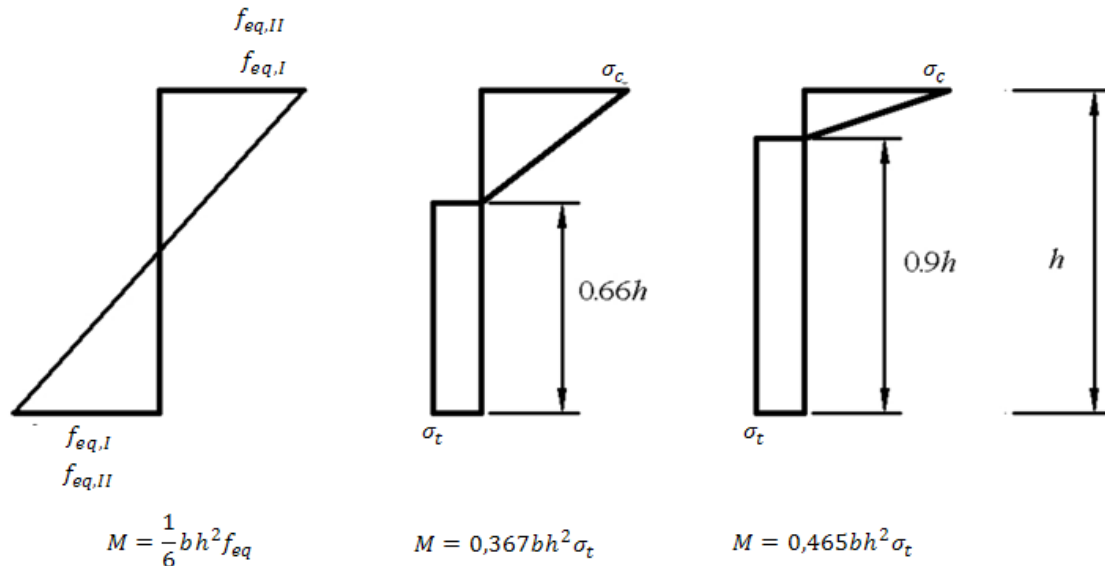


Fig. 2.24. Comparativa de distribución ideal de tensiones (izquierda) con una distribución más real de tensiones (centro y derecha)

### 2.6.3.2. Modelo de la Rilem TC-162-TDF

La primera propuesta de ecuación constitutiva por la Rilem data de Marzo del 2000. Esta propuesta el diagrama tensión-deformación es trilineal y para caracterizar el comportamiento posfisuración del HRFA utiliza la resistencia a flexotracción equivalente (Figura 2.25).

Esta primera curva propuesta por la Rilem tiene gran parecido con la propuesta por la instrucción DBV. Ambas usan, como se puede observar, un diagrama con forma trilineal para caracterizar el comportamiento del HRFA y utilizan una resistencia a flexotracción equivalente para caracterizar el comportamiento post-fisuración. Sin embargo, la resistencia a flexotracción equivalente de la Rilem se obtiene del ensayo “3-points bending test”, mientras que en la DBV Merkblatt se utiliza el ensayo “4-points bending test” como se puede ver en (DBV 2002). Otra diferencia es que la DBV tiene en cuenta un factor de tamaño en el comportamiento post-fisuración (Figura 2.23).

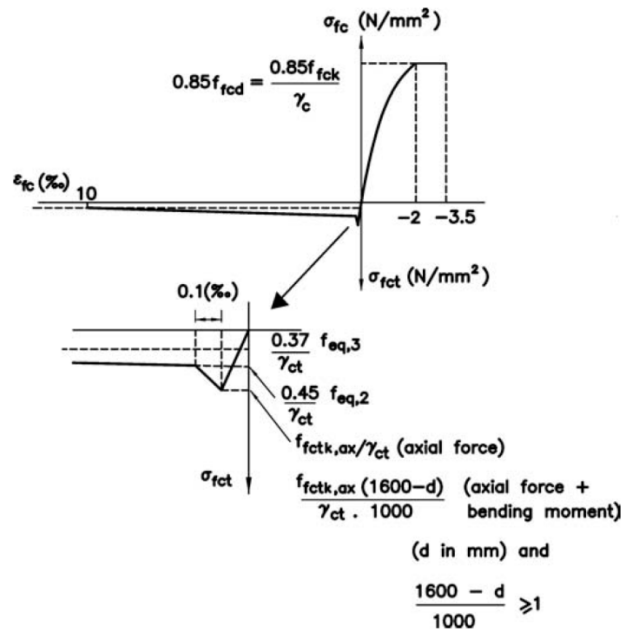


Fig. 2.25. Relación tensión-deformación original de la Rilem

Después de las investigaciones llevadas a cabo en el proyecto BRPR-CT98-0813 (Brite Euram, 2002) se llegó a la conclusión que la relación tensión-deformación de la Rilem se podía mejorar. La primera relación tensión-deformación se substituyó por la indicada en la Figura 2.26.

Los cambios más importantes de esta nueva ecuación constitutiva es que no se tiene en cuenta la resistencia a flexotracción equivalente, en cambio se utilizan resistencias a flexotracción residuales. La razón de este cambio es que las resistencias residuales dan mayor seguridad sobre la capacidad del material en un ancho de fisura, mientras que las resistencias equivalentes dan un valor medio durante cierto intervalo. Otro cambio en esta ecuación es que se introduce un factor de tamaño (Figura 2.27)

Este factor de tamaño es más severo que el factor de la relación tensión-deformación de la DBV. Otra modificación es el cambio de la tensión máxima de 10 a 25‰. Esta modificación se encontró asumiendo la altura del eje neutro a 140mm encima del CMOD (*crack mouth opening displacement*), además se asume que la longitud característica es igual a esta distancia.



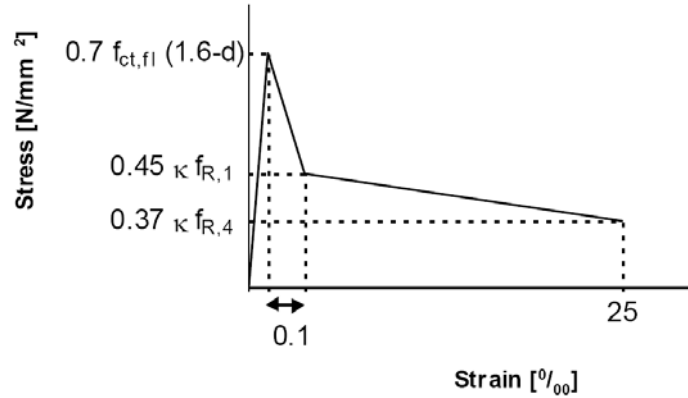


Fig. 2.26. Relación tensión-deformación actual de la Rilem

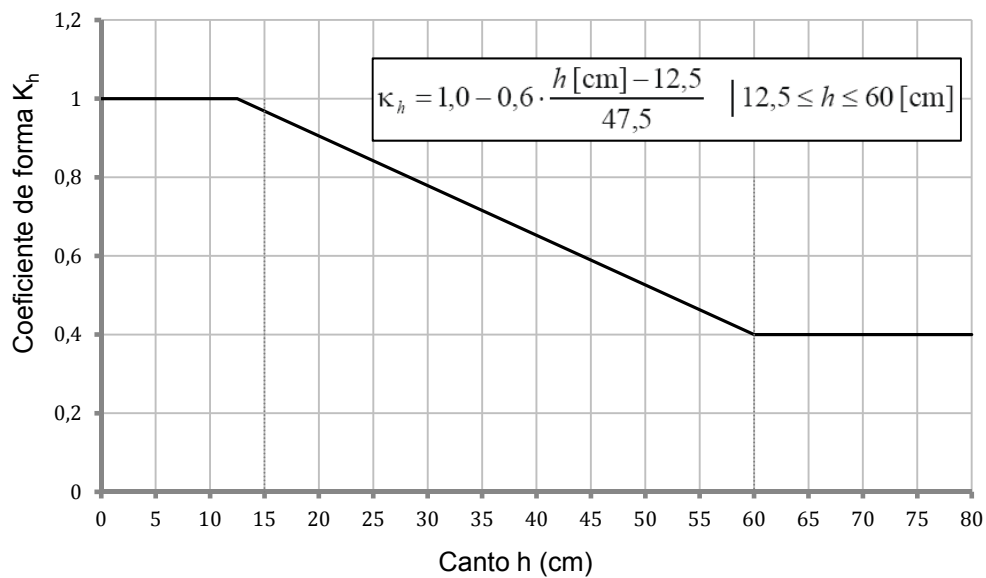


Figura 2.27. Factor de tamaño de acuerdo con el modelo de la Rilem

#### 2.6.4. Comportamiento de la matriz de hormigón

El análisis del comportamiento del hormigón reforzado con fibras se tiene que hacer teniendo en cuenta la suma de los efectos producidos por el hormigón y por la fibra. Se debe tener en cuenta que ambos elementos interactúan entre sí, por lo tanto no se puede hablar del comportamiento del hormigón, y del comportamiento de las fibras como elementos separados, ya que ambos componentes interactúan uno en el otro afectando al comportamiento del conjunto.

A continuación se presentan en la figura 2.28, a modo ilustrativo, diversas propuestas de diagrama constitutivo para el hormigón traccionado.

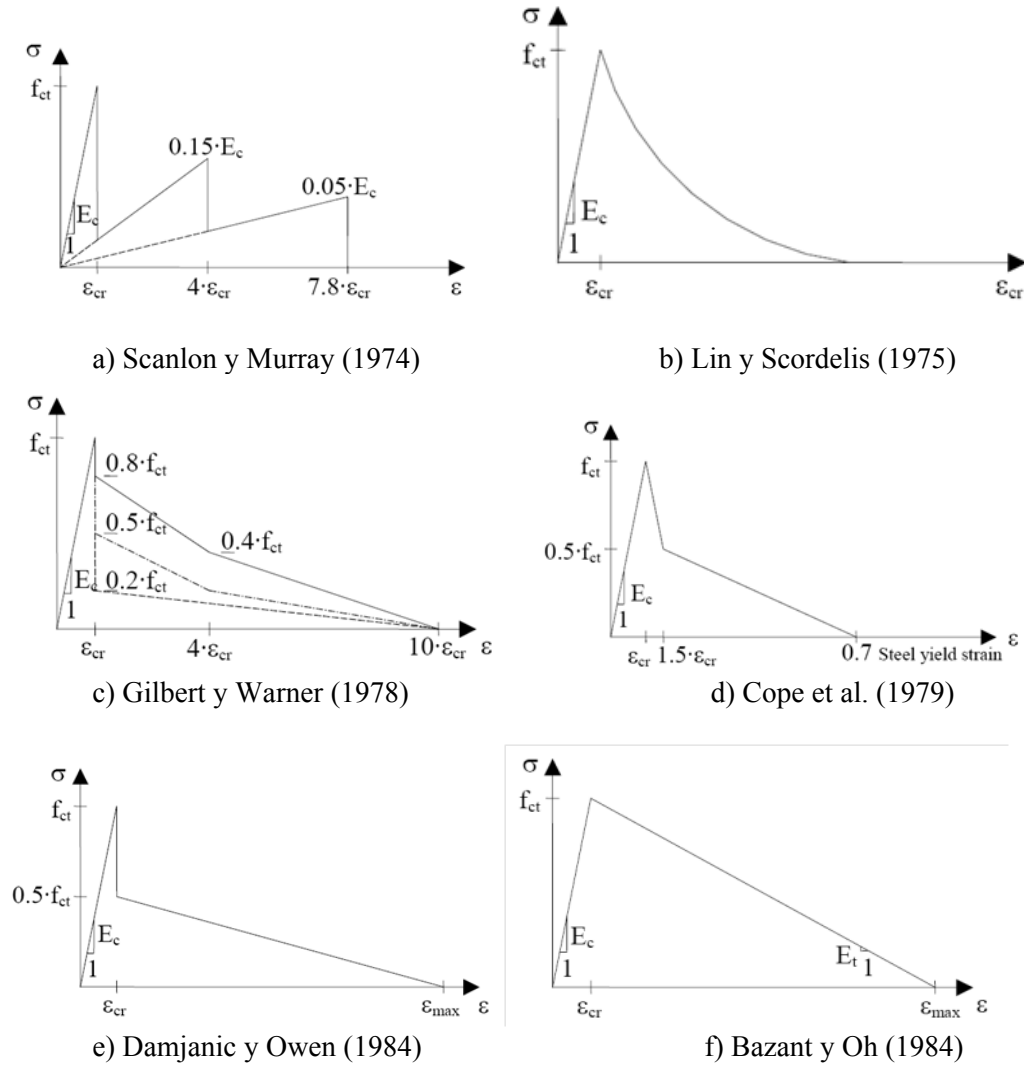


Fig. 2.28. Ecuaciones constitutivas del hormigón a tracción

#### 2.6.4.1. Métodos de diseño $\sigma$ - $\epsilon$ (Recomendaciones RILEM TC 162-TDF)

Las recomendaciones RILEM TC 162-TDF desarrollan un método de cálculo en rotura coherente con los Eurocódigos de hormigón, se limita a definir las clases de hormigón reforzado con fibras a partir de la resistencia a compresión simple, determinada con las fibras incorporadas. Puede estimarse que la resistencia a compresión simple del hormigón reforzado con fibras será parecida a la del hormigón en masa que forma la matriz.

##### 2.6.4.1.1. Resistencia a flexotracción

Las resistencias a tracción y flexotracción del HRF se definen a partir de la resistencia a compresión simple ya que ésta es la que está mejor determinada.

Siendo  $f_{ck}$  la resistencia característica a compresión simple del HRF se obtienen las siguientes expresiones:

$$f_{fctm,ax} = 0.3(f_{fck})^{\frac{2}{3}} \quad (N/mm^2) \quad (2.14)$$

$$f_{fctm,ax} = 0.7f_{fck} \quad (N/mm^2) \quad (2.15)$$

$$f_{fctm,ax} = 0.6f_{fct,fl} \quad (N/mm^2) \quad (2.16)$$

$$f_{fctk,fl} = 0.7f_{fctm,fl} \quad (N/mm^2) \quad (2.17)$$

En las expresiones anteriores los subíndices  $m$  corresponden a valores medios, los  $k$  a valores característicos, los  $ax$  a tracción axial y los  $fl$  a flexotracción.

#### 2.6.1.4.2. Diseño para solicitaciones normales en ELU

El cálculo para el Estado Límite Último de solicitaciones normales (axil y flexión), se tienen en cuenta las siguientes hipótesis:

- La deformación es plana (hipótesis de Navier)
- Las tensiones en el hormigón reforzado con fibras de acero son obtenidas con el diagrama tensión-deformación de la Figura 2.29.

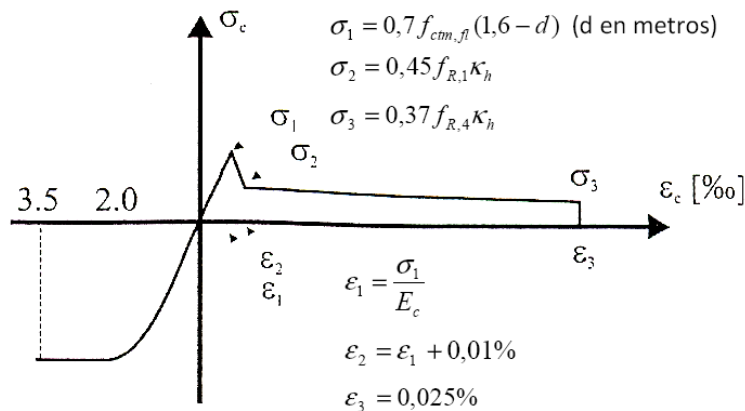


Fig. 2.29 Diagrama tensión–deformación adoptado por la RILEM.

Las tensiones  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  en el diagrama  $\sigma$ - $\epsilon$  de la Figura 2.29 se obtienen a partir de la resistencia a flexotracción residual como se explica a continuación.

Las resistencias a flexotracción residuales  $f_{R,1}$  y  $f_{R,4}$  se calculan considerando distribución lineal elástica como se puede ver en la Figura 2.30a. Sin embargo, en realidad, la distribución de tensiones será diferente. Para calcular  $\sigma_f$  en la zona fisurada de la sección, se ha asumido que el valor de la tensión  $\sigma_f$  en la zona fisurada de la sección del HRFA es constante (Figura 2.30b). La altura de la zona fisurada es igual a  $\pm 0.66 \cdot h_{sp}$  en  $f_{R,1}$  y es igual a  $\pm 0.9 \cdot h_{sp}$  en  $f_{R,4}$ .

Igualando  $M_1 = M_2$ ,  $\sigma_f$  se puede expresar como:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1,1} &= 0.45f_{R,1} \\ \sigma_{1,4} &= 0.45f_{R,4} \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

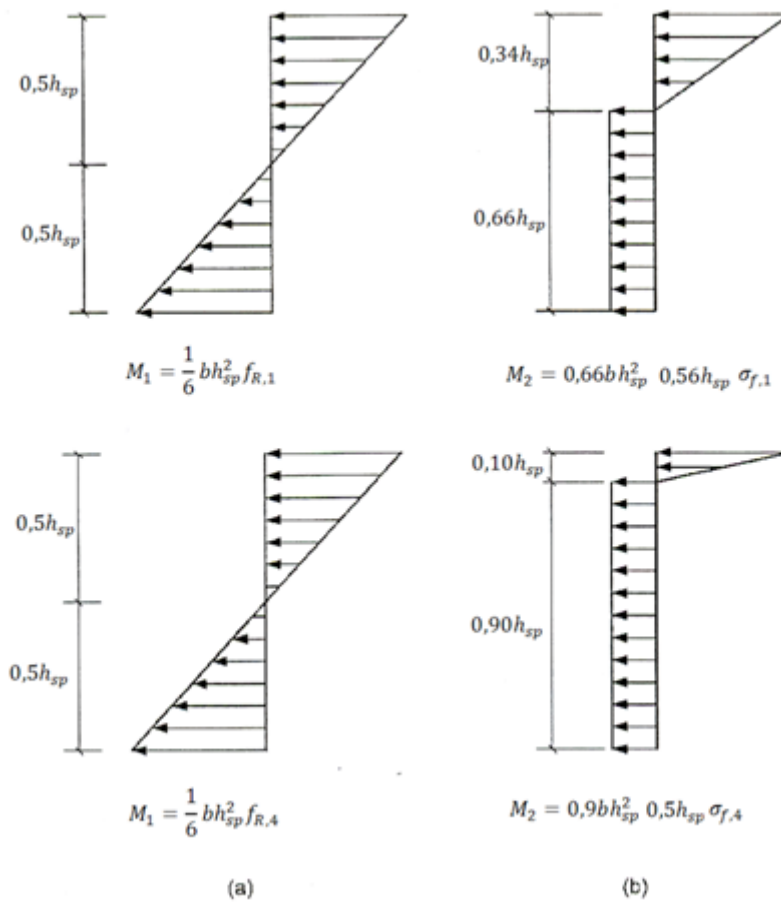


Figura 2.30. Distribución de tensiones

### 2.6.5 Diagrama tensión – deformación según la EHE-08.

Los dos diagramas tensión-deformación propuestos por la EHE-08 siguen el mismo modelo de ensayo que utiliza la RILEM, por lo tanto la forma de calcular las tensiones residuales es la misma, según el ensayo EN- 14651 (2005).

La EHE propone dos tipos de diagramas para calcular el momento último de una sección de hormigón reforzado con fibras de acero, sometida a solicitaciones normales.

Ambos diagramas son de cálculo, lo que significa que los valores característicos de las tensiones residuales se minoran por el coeficiente de seguridad parcial del material  $\gamma_c$ , cuyo valor coincide con el que propone la EHE-08.

Estos diagramas presentan varias diferencias con el propuesto por la RILEM pero las más importantes son:

- a) Mientras que en la RILEM se trabaja con resistencias medias sin precisar si son características, en la nueva EHE lo hace específicamente con características.

- b) No propone ningún tipo de factor corrector por forma. Los diagramas que propone ya son de diseño, así que los valores característicos de las tensiones residuales ya están minorados por los coeficientes de seguridad.

Estos serán los mismos que propone la instrucción EHE para el hormigón convencional y el acero, ya que se considera que la incorporación de fibras en condiciones usuales no modifica las incertidumbres que conducen a la estimación de dichos valores.

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en los estados limite últimos se adoptara uno de los siguientes diagramas:

- a) Diagrama rectangular: De forma general se aplicara el diagrama de la figura 2.31 caracterizado por la resistencia residual a tracción de cálculo  $f_{ctR,d}$ .

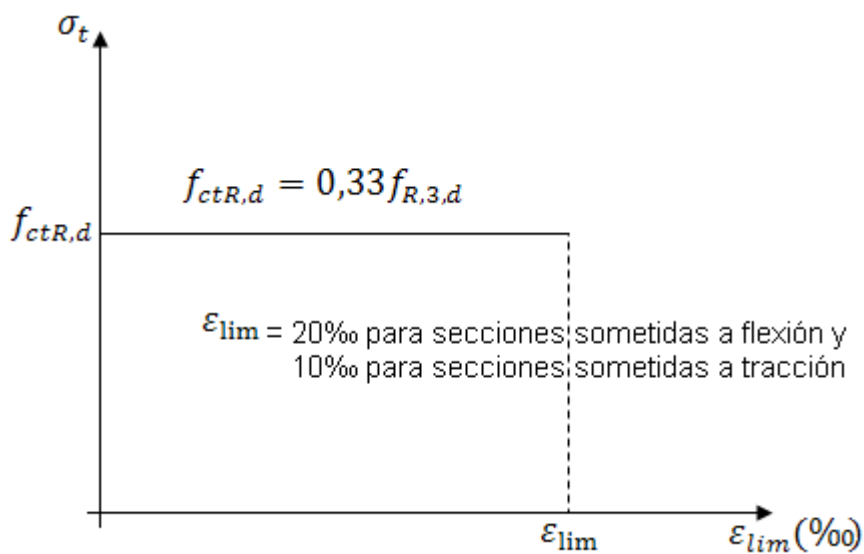


Fig. 2.31 Diagrama de cálculo rectangular para el HRF

La deformación unitaria limite  $\epsilon_{lim}$  se fija en el 20 por 1000 para secciones sometidas a flexión, y en 10 por 1000 para secciones sometidas a tracción. El factor “0,33” aplicado trata de corregir la correlación elástica empleada en el cálculo de las resistencia residuales a una distribución más aproximada.

- b) Diagrama multilíneal: para aplicaciones que exigen un cálculo ajustado, se propone el diagrama tensión–deformación de la figura 2.32, definido por una resistencia a tracción de cálculo  $f_{ct,d}$ , y de las resistencias residuales a tracción de cálculo:  $f_{ctR1,d}$ ,  $f_{ctR3,d}$ , asociadas a sendas deformaciones  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$  en el régimen de post-pico.

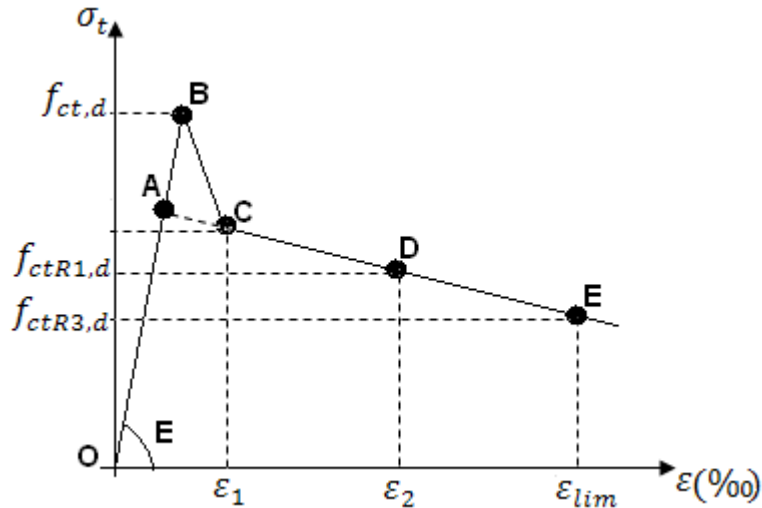


Fig.2.32. Diagrama del cálculo multilinear

donde:

$f_L$  Carga correspondiente al límite de proporcionalidad

$$f_{ct,d} = 0,6 f_{ct,fl,d}$$

$$f_{ctR1,d} = 0,45 f_{R,1,d}$$

$$f_{ctR3,d} = k_1 (0,5 f_{R,3,d} - 0,2 f_{R,1,d})$$

$k_1 = 1$  para secciones sometidas a flexión y  $0,7$  para secciones sometidas a tracción

$$\varepsilon_1 = 0,1 + 1000 * f_{ct,d} / E_{c,0}$$

$$\varepsilon_2 = 2,5 / l_{cs}$$

$\varepsilon_{lim} = 20 ‰$  para secciones sometidas a flexión y  $10 ‰$  para secciones sometidas a tracción

$l_{cs}$  Longitud crítica (en metros) del elemento calculado que puede determinarse por la expresión

$$l_{cs} = \min (S_m, h - x)$$

siendo:  $x$  = profundidad del eje neutro

$h-x$  = distancia del eje neutro al extremo más traccionado

$S_m$  = distancia media entre fisuras. Salvo que se disponga de datos justificados se podrá utilizar para  $S_m$  los valores de la tabla A.14.1 de la EHE-08

## **3. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILOTES**

### **3.1 DEFINICIÓN Y TIPOS DE PILOTE**

El Pilote del tipo CPI-8 de la N.T.E. es un Pilote perforado con Barrena Continua hasta la profundidad solicitada. Alcanzada la misma se procede simultáneamente a la extracción de la barrena y al hormigonado mediante bombeo por el núcleo central de la hélice manteniendo continuamente durante el proceso de bombeo, la punta de la barrena unos diámetros dentro del hormigón.

En la figura 3.1 puede verse un ejemplo de la aplicación de pilotes CPI8 en un muro pantalla.



*Fig. 3.1 Pantalla de pilotes.*

#### **3.1.1 Tipos de pilote según el método constructivo**

Se pueden considerar los dos grupos siguientes:

- Pilotes prefabricados hincados: Su ejecución implica el desplazamiento del terreno y ello puede inducir cierto aumento de la compacidad del mismo. Son los recogidos en el artículo 670, «Cimentaciones por pilotes hincados a percusión», del PG-3.
- Pilotes perforados (o excavados) de hormigón «in situ»: Suelen hormigonarse en perforaciones previas que pueden realizarse con técnicas bastantes diferentes entre sí. Son los recogidos en el artículo 671, «Cimentaciones por pilotes de hormigón armado moldeados “in situ”», del PG-3 o la norma NTE (Normativa Técnica de Edificación).

### 3.1.2. Tipos de pilote según el material del pilote

El material que constituye el pilote tiene importancia al evaluar su capacidad de soporte. Por ello conviene distinguir los distintos materiales que se usan normalmente, que son los siguientes:

- Hormigón «in situ»: Son los que se utilizan con más frecuencia en España. Normalmente se realizan mediante perforación o excavación previa, aunque también pueden ejecutarse mediante desplazamiento del terreno o con técnicas mixtas (excavación y desplazamiento parciales).
- Hormigón prefabricado: Puede ser hormigón armado (hormigones de alta resistencia) u hormigón pretensado. Normalmente se utilizan para fabricar pilotes hincados.
- Acero: Suelen utilizarse secciones tubulares o perfiles en doble U, o en H. Los pilotes de acero se suelen hincar con azuches (protecciones en la punta).
- Madera: Es una solución común para pilotar zonas blandas amplias, para apoyo de estructuras con losa o terraplenes.

## 3.2. PROCEDIMIENTOS DE EJECUCIÓN

Uno de los aspectos que más importancia tiene en la calidad de un pilotaje y, en consecuencia, en la seguridad de una obra es el procedimiento de ejecución del pilote.

Las formas de hincar pilotes pueden ser diferentes según se use vibración (existen vibradores capaces de hincar pilotes metálicos de dimensión considerable) o se use, como suele ser más frecuente, la hinca por percusión con golpes de maza.

Las formas de ejecutar pilotes de hormigón «in situ», que son los pilotes en los que se centra este trabajo, son muy diversas, y además evolucionan con relativa rapidez.

### 3.2.1 Diseño de Pilotes In situ

Algunos tipos de pilotes construidos In situ son:

***CPI-1: Camisa perdida:*** Este tipo de pilote se ejecuta excavando el terreno y utilizando una camisa (tubo metálico a modo de encofrado), que evita que se derrumbe la excavación. Una vez completado el vaciado la camisa metálica no se extrae, sino que queda unida definitivamente al pilote.

***CPI-2: Grupo de pilotes de desplazamiento con azuche:*** Usualmente como pilotaje de poca profundidad trabajando por punta, apoyado en roca o capas duras de terreno, después de atravesar capas blandas.



También como pilotaje trabajando por fuste y punta en terrenos granulares medios o flojos, o en terrenos de capas alternadas coherentes y granulares de alguna consistencia.

***CPI-3: Grupo de pilotes de desplazamiento con tapón de gravas:*** Usualmente como pilotaje trabajando por fuste en terrenos granulares de compacidad media o en terrenos con capas alternadas coherentes y granulares de alguna consistencia.

***CPI-4: Grupo de pilotes de extracción con entubación recuperable:*** Usualmente como pilotaje de poca profundidad trabajando por punta, apoyado en roca.

También como pilotaje trabajando por fuste en terreno coherente de consistencia firme, prácticamente homogéneo.

***CPI-5: Grupo de pilotes de extracción con camisa perdida:*** Usualmente como pilotaje trabajando por punta apoyado en roca o capas duras de terreno y siempre que se atraviesen capas de terreno incoherente fino en presencia de agua, o exista flujo de agua y en algunos casos con capas de terreno coherente blando; cuando existan capas agresivas al hormigón fresco. Camisa:

Se utilizará para proteger un tramo de los pilotes expuesto a la acción de un terreno agresivo al hormigón fresco o a un flujo de agua. La longitud del tubo que constituye la camisa, será tal que suspendida desde la boca de la perforación profundice dos diámetros por debajo de la capa peligrosa.

***CPI-6: Grupo de pilotes perforados sin entubación con lodos tixotrópicos:*** Usualmente como pilotaje trabajando por punta, apoyado en roca o capas duras de terreno.

Cuando se atraviesen capas blandas que se mantengan sin desprendimientos por efecto de los lodos.

***CPI-7: Grupo de pilotes barrenados sin entubación:*** Usualmente como pilotaje trabajando por punta, apoyado en capa de terreno coherente duro.

También como pilotaje trabajando por fuste en terreno coherente de consistencia firme prácticamente homogéneo o coherente de consistencia media en el que no se produzcan desprendimientos de las paredes.

***CPI-8: Grupo de pilotes barrenados. Hormigonado por tubo central de barrena:*** Usualmente como pilotaje trabajando por punta, apoyado en roca o capas duras de terreno.

También como pilotaje trabajando por fuste y punta en terrenos de compacidad o consistencia media, o en terrenos de capas alternadas coherentes y granulares de alguna consistencia.

### **3.2.2 Construcción de Pilotes In situ**

En este trabajo se hará especial referencia a la construcción de los pilotes CPI-8. Por tanto, sólo se explica la construcción de este tipo de pilotes.

***CPI-8: Grupo de pilotes barrenados. Hormigonado por tubo central de barrena***

Hormigón: De resistencia característica  $175 \text{ kg/cm}^2$ .<sup>1</sup>

Consistencia medida en cono de Abrahams: 18 a 22 cm; o Mortero grueso estabilizado de resistencia característica  $175 \text{ kg/cm}^2$  y consistencia medida en cono de fluidez: 22 a 28 s.

En la figura 3.3 puede apreciarse una barrena para la ejecución de estos pilotes.



*Fig. 3.2 Barrena para la ejecución de pilotes.*

La perforación de diámetro y profundidad determinada se realizará para los  $n$  pilotes del grupo a una separación indicada según Documentación Técnica y en el orden y tiempo previsto. Alcanzada la profundidad se procederá simultáneamente a la extracción de la barrena con las tierras alojadas en ella y al hormigonado por bombeo a través del tubo central de la misma. Durante el proceso de extracción de la barrena, el hormigón bombeado se mantendrá en contacto con el extremo inferior de la barrena.

El hormigonado se realizará en seco o bajo agua de forma continuada, terminado éste se introducirá en el hormigón fresco la armadura.

En la figura 3.3 se muestra un esquema del procedimiento de construcción de un pilote CPI-8.

### **3.3. ACCIONES**

Los pilotes han de soportar las cargas que la estructura en cuestión transmita al terreno, no obstante lo cual, también pueden estar solicitados por pesos y empujes del terreno y/o del agua, así como por acciones derivadas del movimiento del propio terreno de cimentación. A estos últimos efectos se les denomina con el sobrenombre de «parásitos».

---

<sup>1</sup> Valor según las Normas Tecnológicas de la Edificación, NTE 2002. La vigente instrucción de hormigón EHE 2008 exige una resistencia mínima de 25 Mpa.

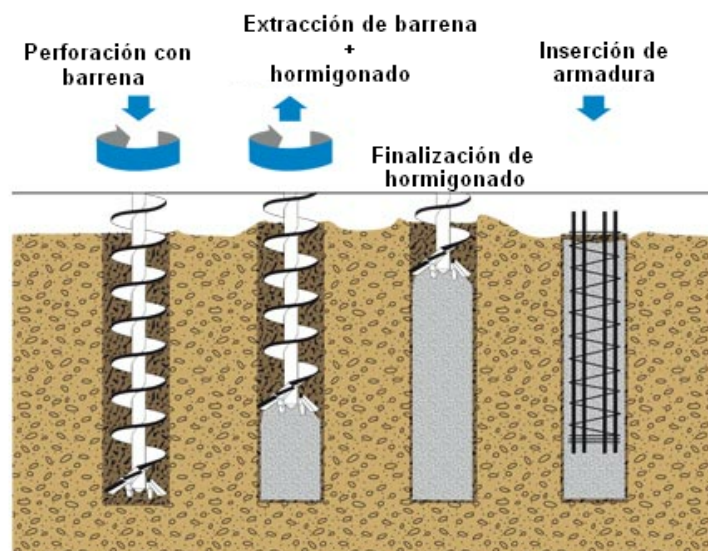


Fig. 3.3 Procedimiento de construcción de un pilote CPI-8.

### 3.4. REQUISITOS DE SEGURIDAD

Además de los problemas concretos que se deben considerar, se deben comprobar los posibles estados o situaciones de proyecto específicos que puedan producirse en cada caso particular.

También debe considerarse el pilote como elemento estructural y comprobar su seguridad.

#### 3.4.1. Tope estructural

La capacidad portante de un pilote está limitada por el terreno y por el propio pilote.

Normalmente, a un determinado tipo de pilote (material y sección transversal) se le suele asignar una determinada carga máxima vertical de servicio, que se denomina en ocasiones «tope estructural». Se trata de un valor nominal de amplio uso en la práctica geotécnica.

Partiendo del tope estructural, el ingeniero decide la longitud del pilote que se necesita para poder aprovechar suficientemente la capacidad estructural del pilote. No sería razonable utilizar pilotes para soportar cargas que estén muy por debajo del «tope estructural», pues se estaría desaprovechando el material del pilote.

Los valores del tope estructural se adoptarán de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{tope} = \sigma \cdot A \quad (2.19)$$

Siendo

$\sigma$ : la tensión del pilote (tabla 3.1)

$A$ : el área de la sección transversal

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de $\sigma$ (Mpa)	
		Hincados	Hormigón pretensado o postensado
Hormigón armado	0,30 $f_{ck}$		
Metálicos	0,30 $f_{cy}$		
Madera	5		
		Tipo de Apoyo	
		Suelo Firme	Roca
Perforados <sup>1</sup>	Entubados	5	6
	Lodos	4	6
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	-
	Barrenados con control de parámetros	4	-

<sup>1</sup> Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25% mayores.

*Tabla 3.1 Valores recomendados para el tope estructural de los pilotes. (CTE DB SE-C)*

### 3.4.2 Capacidad estructural del pilote

Se debe comprobar que los valores de cálculo de los efectos de las acciones de la estructura sobre cada pilote (momentos y esfuerzos cortantes) no superan el valor de cálculo de su capacidad resistente.

El armado de los pilotes se hará de acuerdo con las reglas especificadas en la instrucción EHE.

A efectos del cálculo a flexión de pilotes hormigonados in situ se recomienda considerar una resistencia característica del hormigón igual o inferior a 18 MPa.

## 4. METODOLOGIA DESARROLLADA PARA CÁLCULO DE PILOTES CPI8 CON HFRA

### 4.1 INTRODUCCION

Los pilotes CPI8 son elementos estructurales de sección circular y se podría decir que el cálculo de este tipo secciones de HRFA a flexión es una línea de investigación novedosa, por lo que la concepción de una propuesta metodológica para su análisis es necesario.

Uno de los aspectos fundamentales de este trabajo ha sido desarrollar un procedimiento de cálculo que servirá de base para futuras investigaciones referentes al diseño de cimentaciones profundas usando hormigones reforzados con fibras.

En primer lugar se expondrán las bases teóricas que se tuvieron en cuenta para el desarrollo de la metodología propuesta para luego exponer las bases de cálculo de secciones de HRFA sometidas a tensiones normales (momento flector y un axil) sobre la sección y, referidos a su centro de gravedad. Se pretende determinar, para una sección en estudio, el par de esfuerzos momento–axil que agotan esa sección, mediante la utilización de unos diagramas de interacción.

La estrategia propuesta en esta metodología consiste en obtener la menor cuantía de fibras que aseguren una falla dúctil para la situación hipotética de alcanzar el momento de falla. Para esto se establece que este momento de falla sea estrictamente igual al momento último. Este enfoque fue propuesto para secciones de HA tradicional en (Levi, 1985) y usado con excelentes resultados en (Chiaia et al.,2009 y Plizzari y Tiberti, 2006) para el diseño optimo de elementos de HA con adición de fibras de acero [36].

Hay que resaltar que esta metodología se desarrolló para fibras de acero DRAMIX RC 80/60 BN que tienen una longitud ( $l_f$ ) de 60 mm, un diámetro ( $d_f$ ) de 0,75 mm y una relación de aspecto ( $l_f/d_f$ ) de 80. Este es el tipo de fibras que utilizó Barros en su estudio “*Post-cracking behaviour of steel fiber reinforced concrete*” el cual es una de las bases teóricas que se tuvo en cuenta para la metodología propuesta.

En lo referente a los Pilotes CPI-8, en la actualidad se manejan diámetros que van desde los 45cm hasta 100cm. En este trabajo se utilizaran los diámetros ( $D_p$ ) 45, 55, 65 y 85cm.

Posteriormente se aplicará la metodología desarrollada en un caso particular de una pantalla de pilotes CPI8 en un suelo cuyas características geotécnicas se extraen del Código Técnico de la Edificación.

Finalmente se comprará la alternativa de usar HRFA en los pilotes frente al HA tradicional para determinar una viabilidad de carácter orientativo.

#### 4.1 COMPORTAMIENTO EN TRACCIÓN DEL HRFA

El modelo de comportamiento a utilizar corresponde al propuesto por Barros [37] mediante el cual propuso representar el comportamiento en tracción del HRFA a través de un diagrama trilineal de acuerdo al RILEM TC 162-TDF. En el entendido de que este diagrama modela el hormigón con fibras sin barras de refuerzo longitudinal, se asume que la zona post-peak representa la exclusiva contribución de las fibras de acero.

Las tensiones que definen los quiebres en el diagrama trilineal se encuentran definidas en la Figura 2.29 del Apartado 2.6.1.4.2 de este trabajo, calibradas para ensayos de vigas en flexión.

Barros calibró las tensiones  $f_{R1}$  y  $f_{R4}$ , que corresponden a las tensiones asociadas a un tamaño de fisura determinado, a partir de una serie de ensayos de viguetas de 150×150 mm de sección transversal y 500 mm de luz, con un sacado de 25 mm en la parte inferior de la zona central de los especímenes. De estos ensayos, Barros obtuvo curvas carga-abertura de fisura al centro, y definió las tensiones residuales  $f_{R1}$  y  $f_{R4}$  como la tensión asociada a una abertura de 0.46 y 3.00 mm respectivamente. De sus ensayos, Barros obtuvo las siguientes relaciones.

$$f_{R1} = 0.0945C_f + 0.702 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.1)$$

$$f_{R4} = 0.926f_{R1} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.2)$$

Donde  $C_f$  es la cantidad de fibras de acero sobre el volumen de hormigón en  $\text{kg/m}^3$ .

Según la instrucción EHE-08 se considerará como resistencias residuales a flexotracción de cálculo del hormigón  $f_{R,1,d}$  y  $f_{R,3,d}$  el valor de la resistencia característica de proyecto  $f_{R,1,k}$  y  $f_{R,3,k}$  correspondiente, dividido por el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_c$ . Es posible trabajar con resistencias residuales a tracción, siempre que se demuestre la validez experimental del planteamiento, pudiéndose buscar las correlaciones con los resultados en flexión.

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en los Estados límite Últimos se puede adoptar el diagrama rectangular de la figura 2.31 del apartado 2.6.5 de este trabajo caracterizado por la resistencia residual a tracción de cálculo  $f_{ct,R,d}$ .

Tomando  $f_{R,3,k}$  como la resistencia definida por Barros en la ec.(4.1) se definen los siguientes parámetros:

$$f_{R,3,k} = 0.0945C_f + 0.702 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.3)$$

$$f_{R,3,d} = f_{R,3,k}/\gamma_c \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.4)$$

$$f_{ct,R,d} = 0.33f_{R,3,d} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.5)$$

donde  $\gamma_c=1.5$

En este trabajo se adoptaron valores de  $C_f$  entre 0 kg/m<sup>3</sup> y 60 kg/m<sup>3</sup>. Se considera que el uso de cantidades de fibra superiores a 60 kg/m<sup>3</sup> tendría una repercusión económica que indicaría inviabilidad del uso de HRFA. Teniendo en cuenta esto y utilizando las expresiones (4.3), (4.4) y (4.5) se recogen en la Tabla 4.1. los valores numéricos del parámetro  $f_{ct,R,d}$ .

$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{R,3,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{R,3,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ct,R,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )
0	0,702	0,468	0,15444
5	1,152	0,768	0,25344
10	1,602	1,068	0,35244
15	2,052	1,368	0,45144
20	2,502	1,668	0,55044
25	2,952	1,968	0,64944
30	3,402	2,268	0,74844
35	3,852	2,568	0,84744
40	4,302	2,868	0,94644
45	4,752	3,168	1,04544
50	5,202	3,468	1,14444

*Tabla 4.1 Valores del parámetro  $f_{ct,R,d}$ .*

## 4.2 DIAGRAMAS DE CÁLCULO TENSIÓN – DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN

Los métodos prácticos, basados en el diagrama parábola-rectángulo, son aplicables a secciones rectangulares. Para otro tipo de secciones conviene recurrir a métodos simplificados como la utilización del diagrama rectangular al modelizar el hormigón.

En agotamiento, el diagrama de deformación sigue siendo lineal, como consecuencia de la hipótesis de la ley plana de deformación, pero las tensiones  $\sigma_c$  con que el hormigón responde a las deformaciones  $\varepsilon_c$ , ya no siguen una ley tan simple.

La Instrucción EHE acepta el empleo del diagrama rectangular definido en la figura 4.1. Este diagrama es suficientemente conocido, por lo que no se insiste en su descripción detallada.

Consiste en sustituir el diagrama parábola rectángulo de tensiones en el hormigón por un diagrama rectangular equivalente de modo que la tensión sea constante y la profundidad del eje neutro tenga un valor ficticio  $y=0,8 \cdot x$  siendo  $x$  la profundidad real de la línea neutra.

El estudio más general de una sección de HA tradicional, en el estado limite ultimo de agotamiento, debe referirse a una sección de forma cualquiera sometida a sollicitaciones normales y tangenciales, con una distribución arbitraria de armaduras [38].

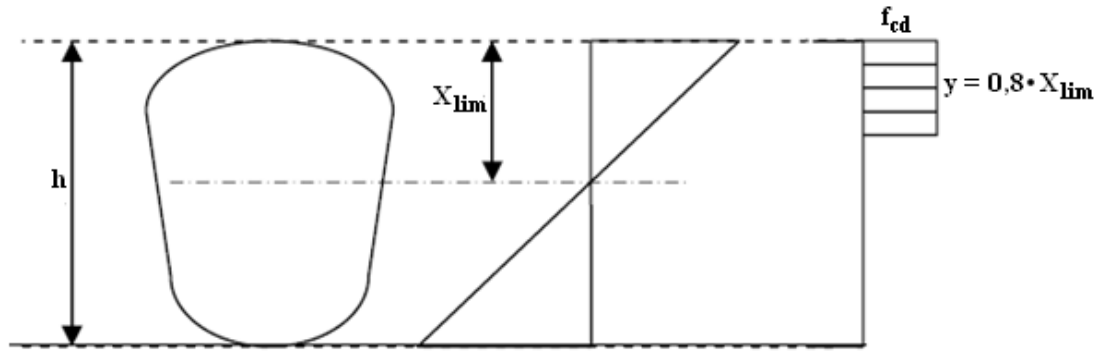


Fig. 4.1 Diagrama rectangular

Sin embargo, en este trabajo se trata solo el caso de secciones con un eje de simetría, sometidas a solicitaciones normales que actúan en dicho eje. A partir de esto se puede decir que en la sección circular (ver figura 4.3), simétrica al plano de flexión, sometida a tracción simple o compuesta, flexión simple o compuesta, o compresión simple o compuesta, las ecuaciones de equilibrio, en el estado ultimo de agotamiento, pueden ponerse de forma continua bajo el símbolo integral de la siguiente manera:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c \cdot dA_c + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (4.6)$$

$$M = N \cdot y_{cdg} = \int_{A_c} \sigma_c \cdot y_c \cdot dA_c + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{s,i} \cdot y_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (4.7)$$

El segundo termino de las expresiones (4.6) y (4.7) hace referencia a barras de refuerzo tradicional que para la metodología propuesta en este trabajo no aplica.

De la figura 4.3 se precede ahora a determinar la profundidad de la fibra neutra haciendo el análisis seccional. El procedimiento a seguir es el mismo que se hace en HA tradicional que consiste en plantear el equilibrio haciendo sumatoria de fuerzas y momentos.

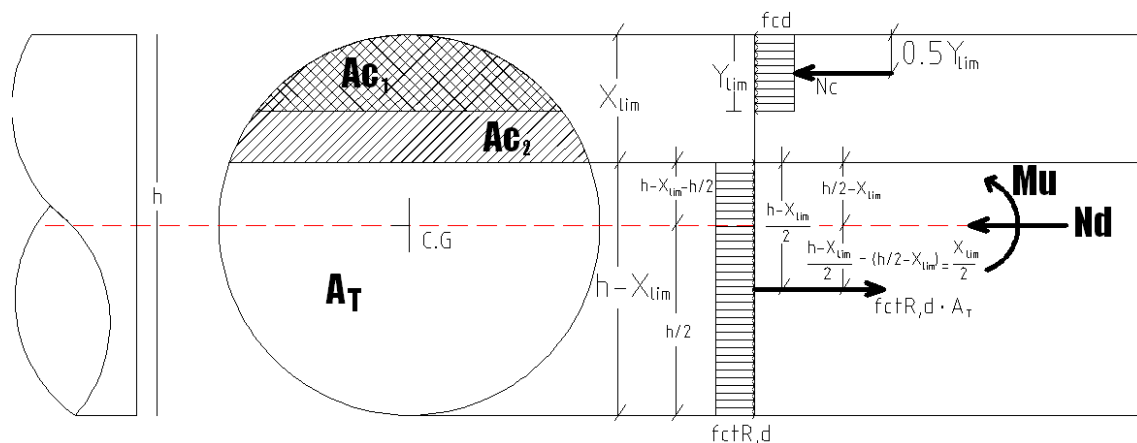


Fig. 4.3. Análisis de la sección circular sometida a flexión.



Haciendo sumatoria de fuerzas,

$$\sum F = N_d \Rightarrow N_c - f_{ctR,d} \cdot A_T = N_d$$

$$Y_{lim} = 0.8X_{lim}$$

$$N_c - f_{ctR,d}(A_{tot} - A_{c2}) = N_d$$

$$A_{tot} = A_c + A_T$$

$$f_{cd} \cdot A_{c1} - f_{ctR,d}(A_{tot} - A_{c2}) = N_d$$

$$R = \frac{h}{2} = \frac{D_p}{2}$$

$$f_{cd} \cdot A_{c1} - f_{ctR,d} \cdot A_{tot} + f_{ctR,d} \cdot A_{c2} = N_d \quad (4.8)$$

En este análisis hay que tener en cuenta que el área comprimida de hormigón  $A_c$ , se define en función de la profundidad de la fibra neutra. Por esto el área comprimida de hormigón  $A_{c1}$  es función de  $Y_{lim}$  y análogamente  $A_{c2}$  es función de  $X_{lim}$ .

Por otro lado, para obtener  $A_{c1}$  y  $A_{c2}$  hay que tener en cuenta que el ancho de la superficie también varía en función de la profundidad de la fibra neutra. En la figura 4.4a) y 4.4b) se muestra un esquema de cómo calcular las áreas comprimidas de hormigón.

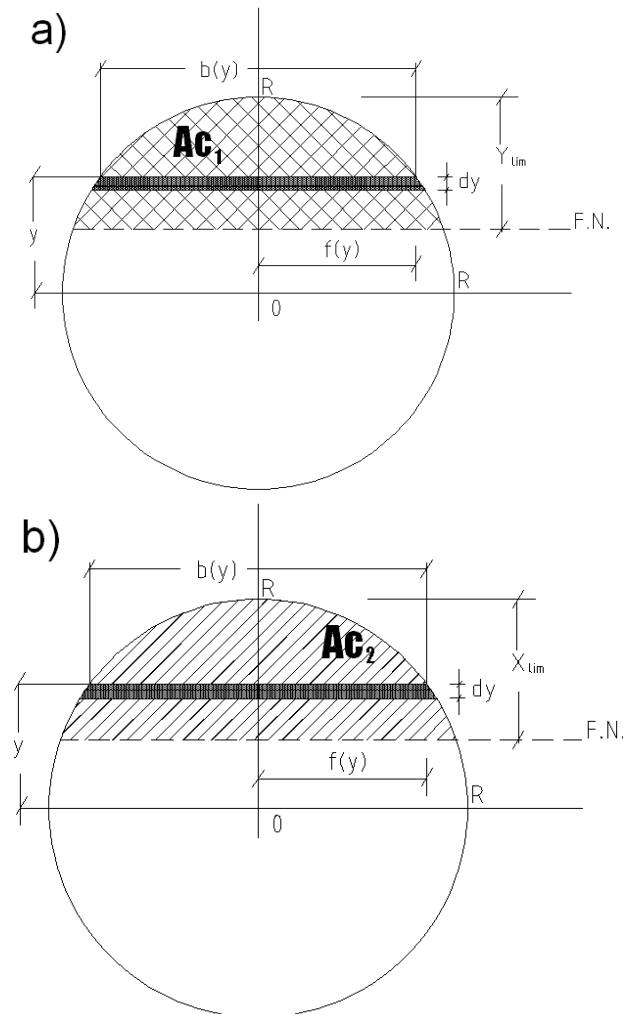


Fig. 4.4. Calculo de  $A_{c1}$  y  $A_{c2}$

En este esquema se hace el análisis de una circunferencia rotada. En la figura 4.4a) puede verse que para todo “y” hay un  $f(y)$ , donde  $f(y)=1/2 \cdot b(y)$ .

Ahora  $f(y) = \sqrt{R^2 - y^2}$  que es la ecuación la de circunferencia. Por lo tanto

$b(y)=2 \cdot f(y)$ . Si FN es el eje de la Fibra Neutra entonces el área comprimida de hormigón puede calcularse mediante la expresión:

$$A_c = \int_{FN}^R b(y) \cdot dy = \int_{FN}^R 2f(y) \cdot dy \Rightarrow A_c = 2 \int_{FN}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy$$

Recordando que para  $A_{c1}$  la profundidad de la fibra neutra es  $Y_{lim}$  y para  $A_{c2}$  es  $X_{lim}$ , el cálculo del área comprimida de hormigón queda definido mediante las ecuaciones (4.9) y (4.10).

$$A_{c1} = 2 \int_{R-Y_{lim}}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy \quad (4.9)$$

$$A_{c2} = 2 \int_{R-X_{lim}}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy \quad (4.10)$$

Retomando la ec. (4.8) y la definición de  $Y_{lim}$  se tiene:

$$2 \cdot f_{cd} \int_{R-0.8X}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy + 2 \cdot f_{ctR,d} \int_{R-X}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy - f_{ctR,d} \cdot A_{tot} = N_d \quad (4.11)$$

Después de tener definidos los términos en la sumatoria de fuerzas se hace sumatoria de momentos obteniéndose lo siguiente:

$$\sum M = M_u \Rightarrow N_c \left( \frac{h}{2} - 0.5Y_{lim} \right) - f_{ctR,d} \cdot A_T \left( \frac{h}{2} - \left( \frac{h - X_{lim}}{2} \right) \right) = M_u$$

$$f_{cd} \cdot A_{c1} \left( \frac{h}{2} - 0.4X_{lim} \right) - f_{ctR,d} \cdot (A_{tot} - A_{c2}) \left( \frac{X_{lim}}{2} \right) = M_u$$

$$f_{cd} \cdot A_{c1} \left( \frac{h}{2} - 0.4X_{lim} \right) - f_{ctR,d} \cdot A_{tot} \left( \frac{X_{lim}}{2} \right) + f_{ctR,d} \cdot A_{c2} \left( \frac{X_{lim}}{2} \right) = M_u$$

$$2 \cdot f_{cd} \left( \frac{h}{2} - 0.4X_{lim} \right) \int_{R-0.8X}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy + 2 \cdot f_{ctR,d} \left( \frac{X_{lim}}{2} \right) \int_{R-X}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy$$

$$- f_{ctR,d} \cdot A_{tot} \left( \frac{X_{lim}}{2} \right) = M_u$$

$$2 \cdot f_{cd}(R - 0.4X_{lim}) \int_{R-0.8X}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy + 2 \cdot f_{ctR,d} \left( \frac{X_{lim}}{2} \right) \int_{R-X}^R \sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy - f_{ctR,d} \cdot A_{tot} \left( \frac{X_{lim}}{2} \right) = M_u \quad (4.12)$$

Recordando que  $R=D_p/2$  se implementa la aplicación DERIVE para resolver las integrales de la ecuación (4.11). En este trabajo se utilizan los diámetros  $D_p$  45, 55, 65 y 85cm y se utilizará un hormigón de  $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$  y  $f_{cd}=16,67 \text{ N/mm}^2$ .

Resolviendo la ec.(4.11) se obtiene el valor de  $X_{lim}$  que introduciéndolo en la ec. (4.12) se obtiene el valor de  $M_u$ . Se obtiene así la tabla 4.2 en la que se muestran los valores numericos de  $X_{lim}$  y  $M_u$  para el caso de flexión simple ( $N_d=0$ ).

$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{ct,R,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$D_p$ 450mm		$D_p$ 550mm		$D_p$ 650mm		$D_p$ 850mm	
		$X_{lim}$ (mm)	$M_u$ (KN-m)	$X_{lim}$ (mm)	$M_u$ (KN-m)	$X_{lim}$ (mm)	$M_u$ (KN-m)	$X_{lim}$ (mm)	$M_u$ (KN-m)
0	0,154	19,63	5,01	20,87	9,30	25,08	16,03	32,92	34,19
5	0,253	26,16	7,93	29,03	14,70	34,84	24,80	45,67	54,04
10	0,352	31,86	10,66	36,15	19,76	43,29	33,06	56,71	72,62
15	0,451	37,01	13,23	42,58	24,50	50,90	40,83	66,65	90,08
20	0,550	41,77	15,64	48,50	28,98	57,90	48,15	75,79	106,51
25	0,649	46,22	17,92	54,02	33,19	64,43	55,05	84,32	122,01
30	0,748	50,41	20,07	59,22	37,17	70,57	61,58	92,35	136,64
35	0,847	54,38	22,10	64,15	40,93	76,39	67,74	99,95	150,46
40	0,946	58,17	24,02	68,85	44,48	81,93	73,56	107,19	163,52
45	1,045	61,80	25,84	73,34	47,84	87,23	79,06	114,12	175,86
50	1,144	65,29	27,55	77,65	51,01	92,31	84,26	120,77	187,53
55	1,243	68,64	29,18	81,79	54,02	97,21	89,18	127,16	198,57
60	1,342	71,88	30,71	85,79	56,85	101,93	93,83	133,33	209,00

Tabla 4.2 Valores de  $X_{lim}$  y  $M_u$ .

Con los resultados de la tabla 4.2 se puede analizar la variación del Momento Ultimo,  $M_u$ , con respecto a la cantidad de fibras de acero,  $C_f$ , para los distintos diámetros de pilotes. Esta variacion se muestra en la figura 4.5.

La estrategia propuesta en esta metodología consiste en obtener la menor cuantía de fibras que aseguren una falla dúctil para la situación hipotética de alcanzar el momento de falla. Para esto se establece que este momento de falla sea estrictamente igual al momento último.

Para esto se utilizan las relaciones obtenidas en la figura 4.5. Nótese que la relación que se obtiene entre  $M_u$  y  $C_f$  es un polinomio de tercer grado del tipo  $M_u = b_1 C_f^3 - b_2 C_f^2 + b_3 C_f + b_4$  en el que los coeficientes  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b_3$  y  $b_4$  dependen del diámetro utilizado.

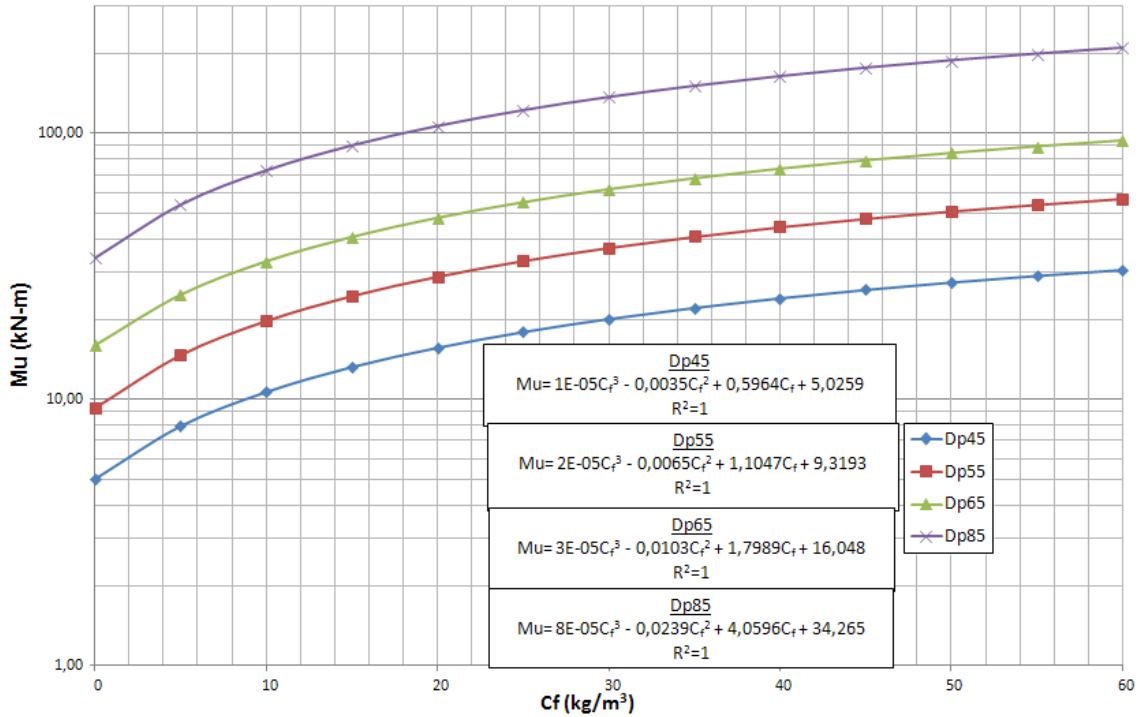


Fig. 4.5 Relación  $M_u - C_f$ .

### 4.3 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN.

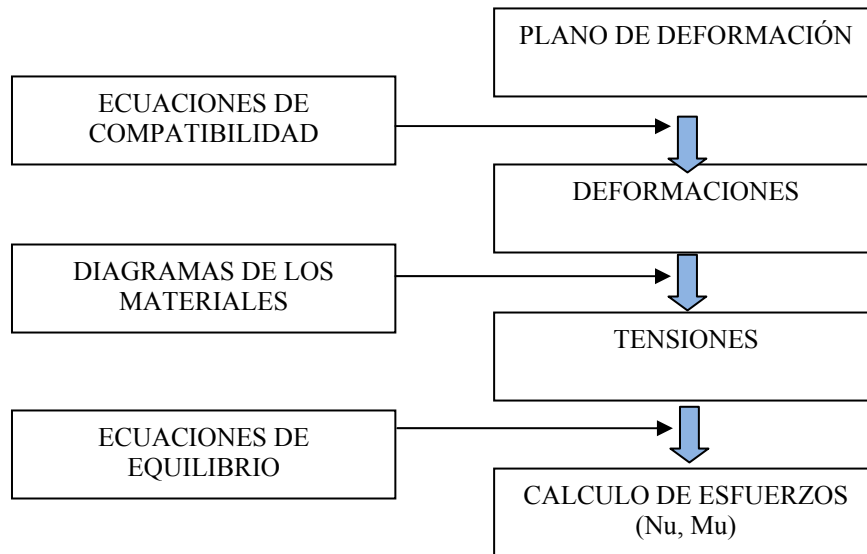
Los diagramas de interacción son ábacos que relacionan lo pares de esfuerzos (axil y momento) que agotan la sección, para una geometría y un cuantía de fibras conocidas.

Las ventajas de los diagramas de interacción son: la sencillez de utilización, ya que la operación de comprobar o dimensionar se hace de forma directa y la precisión de estos ya que se han utilizado las hipótesis precisas del comportamiento de los materiales.

Cualquier punto interior al diagrama de interacción representa un plano en el que no agota ningún material y, por tanto, corresponde a una sollicitación resistida. Análogamente, los puntos situados sobre la curva representan el par de valores de momento-axil que agotan la sección. Los puntos situados fuera de este diagrama se consideran puntos que agotan la sección.

El axil y momento de agotamiento resultante de las tensiones normales constituyen las sollicitaciones resistidas y se obtienen planteando las ecuaciones de equilibrio seccional.

El proceso a seguir para la obtención del diagrama de interacción es el siguiente:



Se obtiene así el diagrama de interacción correspondiente a las solicitaciones límite ( $N_u$ ,  $M_u$ ). Cualquier solicitación de cálculo ( $N_d$ ,  $M_d$ ) puede ser interior, exterior o estar encima del diagrama. En el primer caso será una solicitación resistida por la sección y en los otros dos casos la sección se agotará.

Para la obtención de los diagramas de iteración en este trabajo se trabajará con axiles y momentos adimensionales  $\nu$  y  $\mu$  sabiendo que estos parámetros están definidos según:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad , \quad \mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Donde  $A_c$  el área bruta de la sección y  $h$  el diámetro de pilote  $D_p$ .

En la obtención de los diagramas de iteración se implementó la herramienta de optimización SOLVER que contiene el Excel. Se han ajustado los valores de  $X_{lim}$  igualando a cero la ec. (4.11) para distintos axiles  $N_d$ .

A continuación se muestra en la figura 4.6 un diagrama de iteración tipo ( $D_p$  850mm) usando contenidos de fibra de 20 kg/m<sup>3</sup> a 60 kg/m<sup>3</sup> ya que es inusual usar contenidos de fibra fuera de este rango. Los diagramas correspondientes a los demás diámetros se encuentran en el ANEJO 1 de este trabajo.

Teniendo en cuenta que se trabajará con axiles muy bajos (cerca de cero) se hace, diagrama de iteración, un “zoom” de la zona en la que interesa trabajar. En la figura 4.6-1 se muestra el diagrama de iteración acotado resultante del “zoom” hecho al diagrama de la figura 4.6 usando contenidos de fibra de 20 kg/m<sup>3</sup> a 60 kg/m<sup>3</sup>. Los diagramas correspondientes a los demás diámetros se encuentran en el ANEJO 1.

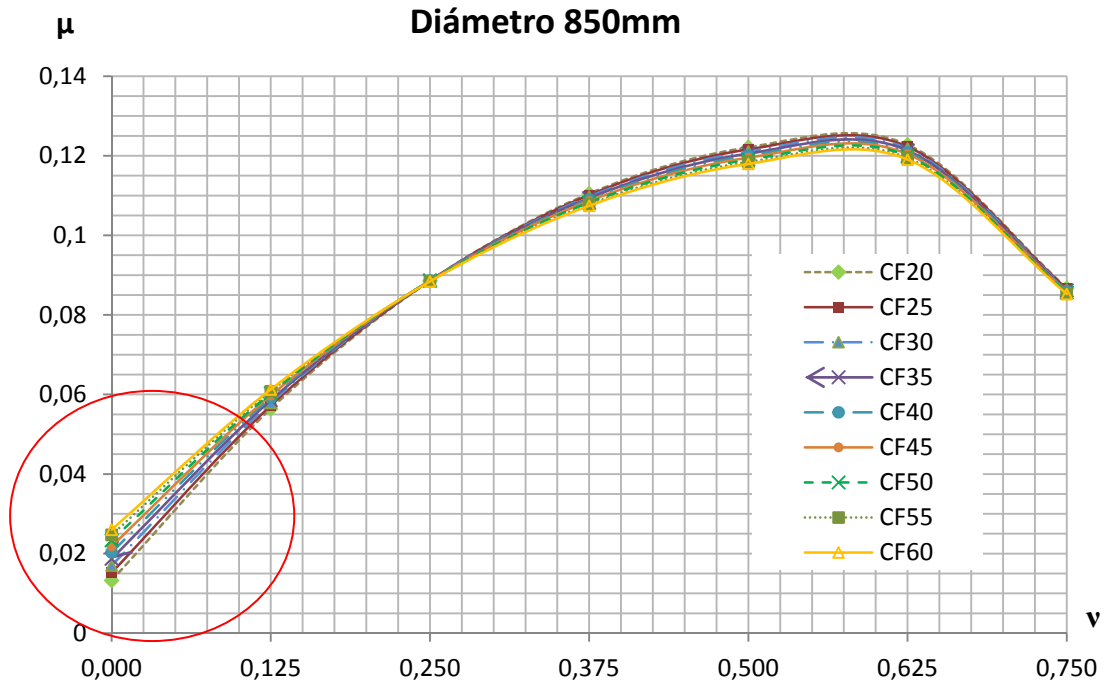


Fig. 4.6 Diagrama de iteración  $v - \mu$  para  $D_p=850\text{mm}$ .

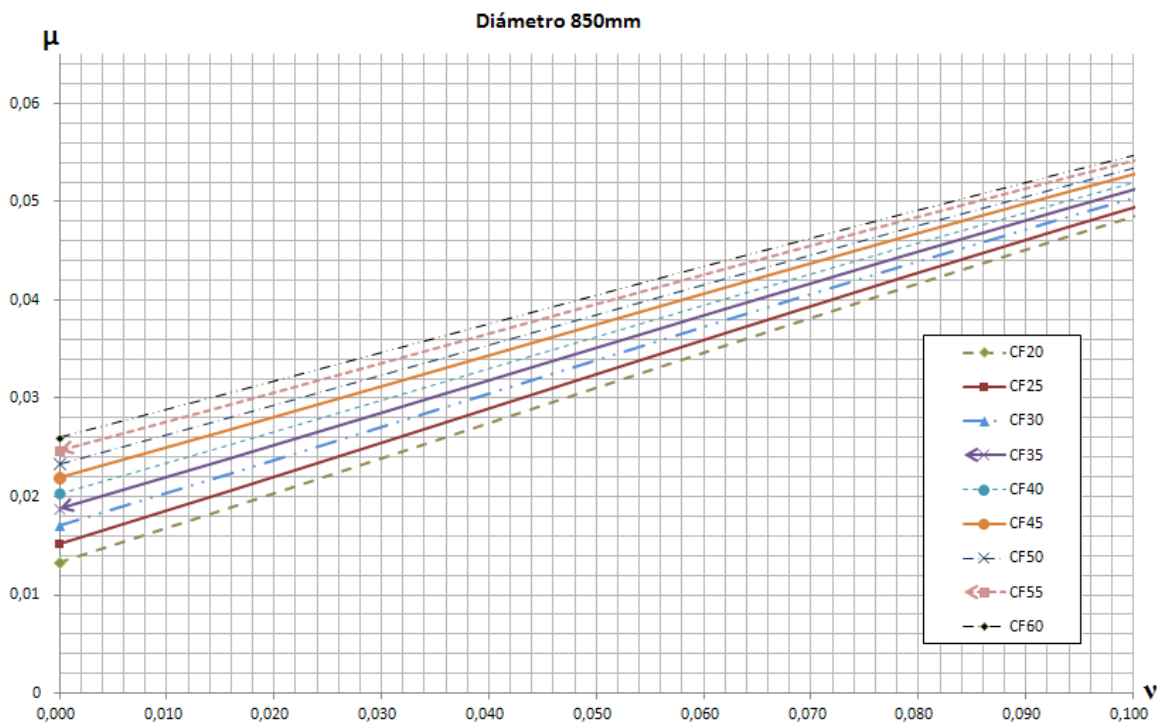


Fig. 4.6-1 Diagrama de iteración acotado  $v - \mu$  para  $D_p=850\text{mm}$ .

#### 4.4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA DESARROLLADA A UN CASO PARTICULAR

Se procede ahora a implementar la metodología desarrollada anteriormente a un caso sencillo de una pantalla de pilotes CPI-8 sometida al empuje del terreno y una sobrecarga uniforme de  $10 \text{ kN/m}^2$  tal como indica la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).

Los datos son para un caso en particular por lo que estos variaran dependiendo de la situación del proyecto que se vaya a realizar. Con todo esto se elaborará un procedimiento de cálculo en el que algunos parámetros dependen del caso en estudio.

Es sabido que en todo proyecto, antes del estudio de la cimentación de la construcción, deberá realizarse un estudio del terreno en el que se consideren el tipo de suelo y todas sus características físicas y geotécnicas.

El conocimiento de toda esta información permite realizar, de acuerdo a las solicitudes, el mejor dimensionamiento de la infraestructura, proporcionando de esta forma una mayor seguridad y economía en la construcción y compensando ampliamente los gastos del estudio del terreno.

La tabla 4.3. ofrece las propiedades básicas de los suelos contemplados en el Código Técnico de la Edificación.

Tipo de Suelo	$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$
Grava	20-22	15-17
Arena	18-20	13-16
Limo	18-20	14-18
Arcilla	16-22	14-21

	Clases de suelo	Peso específico aparente ( $\text{kN/m}^3$ )	Angulo de rozamiento
Terreno natural	Grava	19-22	$34^\circ$ - $45^\circ$
	Arena	17-20	$30^\circ$ - $36^\circ$
	Limo	17-20	$25^\circ$ - $32^\circ$
	Arcilla	15-22	$16^\circ$ - $28^\circ$
Rellenos	Tierra vegetal	17	$25^\circ$
	Terraplén	17	$30^\circ$
	Pedaplén	17	$40^\circ$

*Tabla 4.3 Propiedades básicas de los suelos (CTE DB SE C Cimientos).*

Los datos geotécnicos utilizados corresponden a un limo típico y son los siguientes:

Peso específico seco,  $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$

Ángulo de rozamiento interno del terreno,  $\phi = 32^\circ$

Cohesión,  $C = 0$

Se parte entonces de tener la situación de una pantalla de pilotes CPI8 como muestra la figura 4.7.

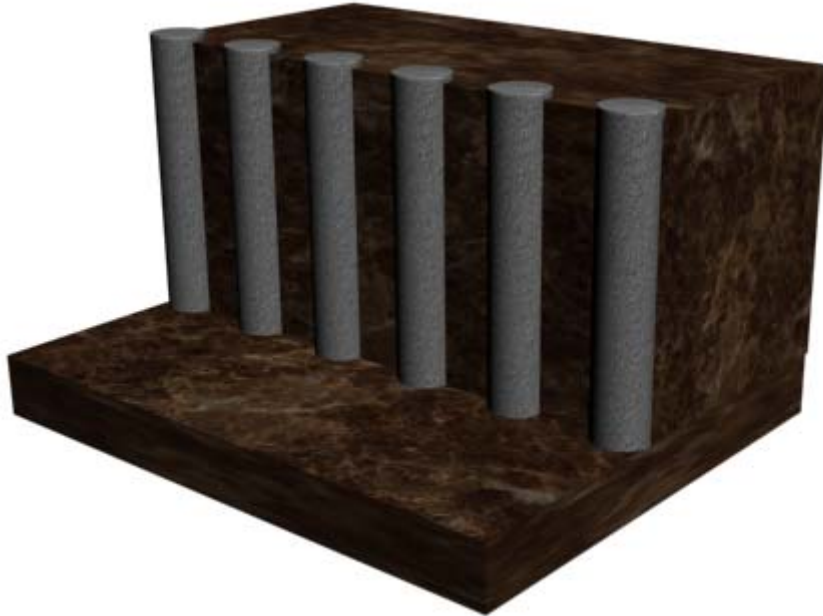


Fig. 4.7 Esquema de pantalla de pilotes.

A partir del esquema de la figura 4.7 se hace el análisis mostrado en la figura 4.8. En la práctica el empuje  $E_t$  debido al terreno suele aplicarse con una inclinación  $\delta = \phi/3$ . Con esto se obtiene una componente horizontal  $E_{tx}$  de este empuje que actuará junto con el empuje  $E_q$  debido a la sobrecarga.

Por otro lado, la componente vertical del empuje debido al terreno es la que se considera como el axil actuante. Dependiendo del caso en estudio este axil tendrá valores considerables o valores despreciables dependiendo de la longitud del pilote y las características del terreno.

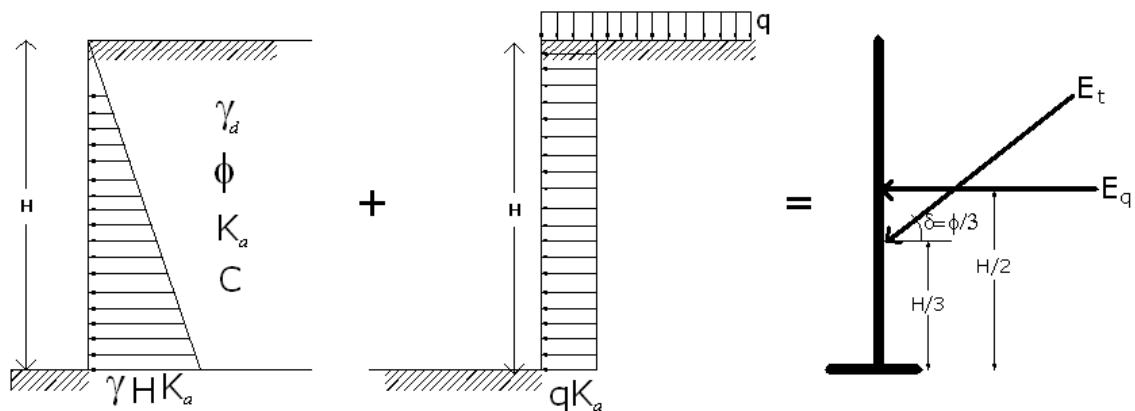


Fig. 4.8. Esquema del análisis geotécnico.

De la figura 4.8. se deduce lo siguiente a partir de la teoría de empujes:

$$E_{tx} = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \cdot \cos(\delta) \quad E_q = q \cdot K_a \cdot H \quad K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$



$$M = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \cdot \cos(\delta) \cdot \left(\frac{1}{3}H\right) + q \cdot K_a \cdot H \cdot \left(\frac{1}{2}H\right) \quad (4.14)$$

Ahora, así como el análisis de una pantalla continua se hace por metro lineal, en la práctica, las pantallas de pilotes suelen analizarse con un área de influencia definida por la separación entre pilotes  $S_p$  tal como se muestra en la figura 4.9.

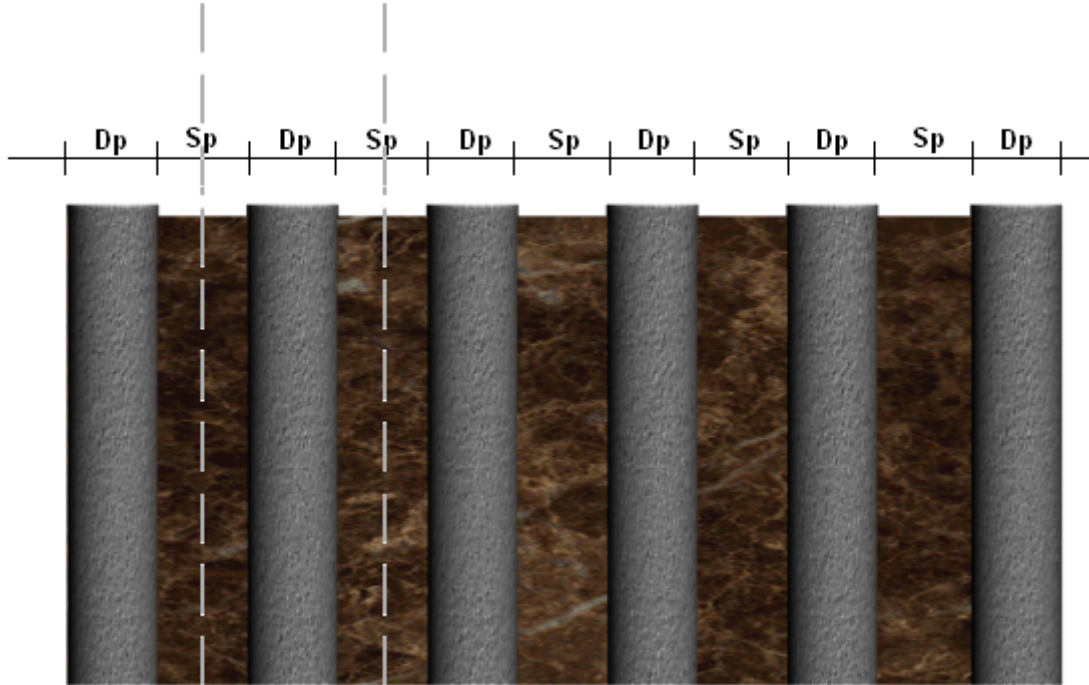


Fig. 4.9 Área de influencia en pantalla de pilotes.

El momento de diseño  $M_d$  se obtiene al mayorar el momento obtenido en la ec.(4.13) y calcularlo en el área de influencia. Se obtiene entonces la expresión para momento de diseño definida en la ec.(4.15).

$$M_d(kN - m) = \gamma_F \cdot M \left[ D_p + 2 \left( \frac{S_p}{2} \right) \right] \quad (4.15)$$

Con  $M[kN - m/m]$ ,  $D_p[m]$ ,  $S_p[m]$

Partiendo de la ec.(4.15) a continuación se define el momento de diseño como un polinomio de tercer grado obteniéndose la ec. (4.16).

$$M_d = \Omega_1 H^3 + \Omega_2 H^2 \quad (4.16)$$

Donde

$$\Omega_1 = \frac{1}{6} \gamma_F \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \cos(\delta) \cdot [D_p (1 + \lambda_p)] \quad \text{con } \lambda_p = \frac{S_p}{D_p} \quad (4.17)$$

$$\Omega_2 = \frac{1}{2} \gamma_F \cdot q \cdot K_a \cdot [D_p (1 + \lambda_p)] \quad (4.18)$$

O lo que es lo mismo,

$$\Omega_1 = A \cdot [D_p (1 + \lambda_p)] \quad (4.19)$$

$$\Omega_2 = B \cdot [D_p (1 + \lambda_p)] \quad (4.20)$$

Donde

$$A = \frac{1}{6} \gamma_F \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \text{Cos}(\delta)$$

$$B = \frac{1}{2} \gamma_F \cdot q \cdot K_a$$

Nótese que los parámetros  $A$  y  $B$  dependen de las características del terreno y los parámetros  $\Omega_1$  y  $\Omega_2$  dependen de la separación entre los pilotes y de los parámetros  $A$  y  $B$ .

La tabla 4.4 recoge los siguientes valores para el caso que se trata en este trabajo.

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\delta=1/3 \phi$	$K_a$	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_F$	A	B
18	32	10,67	0,31	10	10	1,6	1,45	2,46

*Tabla 4.4. Cálculo de los parámetros A y B.*

El axil de diseño se calcularía a partir de la componente vertical del empuje  $E_t$  que para el caso en estudio resulta tener un valor muy pequeño ( $\cong 7$  kN). Esto conduce a considerar la pantalla de pilotes como un elemento estructural que está sometido a flexión simple. Por tanto, aunque se calculen los diagramas de interacción recordemos se tomaran los valores del momento último para el caso de flexión simple (axil nulo).

Retomando la ec.(4.16) se impone que  $M_u = M_d$  para calcular  $H$ , siendo  $M_u$  los valores de la tabla 4.2. Con esto se obtienen la tabla 4.5 en la que se muestran los resultados tipo correspondientes al diámetro,  $D_p = 450$  mm y  $\lambda_p=0$  (pilotes tangentes). Análogamente se hicieron los cálculos para los demás diámetros de pilote variando  $\lambda_p$  de 0 a 1 en intervalos de  $1/4$ .

A partir de estos resultados se obtiene una relación de la altura  $H$  en función del contenido de fibras. Las figuras 4.10 a 4.13 muestran las curvas  $H - C_f$  para distintos diámetros y separaciones de pilote.

Analizando todas las curvas se puede ver que a medida que aumenta la separación entre pilotes,  $S_p$ , (es decir, aumenta  $\lambda_p$ ) para una misma  $H$  y un mismo diámetro de pilote  $D_p$  se van necesitando más fibras.

$D_p$ (m)	0,45	
$\lambda_p$	$\Omega_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Omega_2$ (kN/m)
1/2	0,98	1,66

$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$M_u$ (kN-m)	H (m)
0	5,01	1,31
5	7,93	1,57
10	10,66	1,77
15	13,23	1,93
20	15,64	2,06
25	17,92	2,18
30	20,07	2,27
35	22,10	2,36
40	24,02	2,44
45	25,84	2,51
50	27,55	2,57
55	29,18	2,63
60	30,71	2,68

Tabla 4.5 Valores de altura H en función de  $M_u$ .

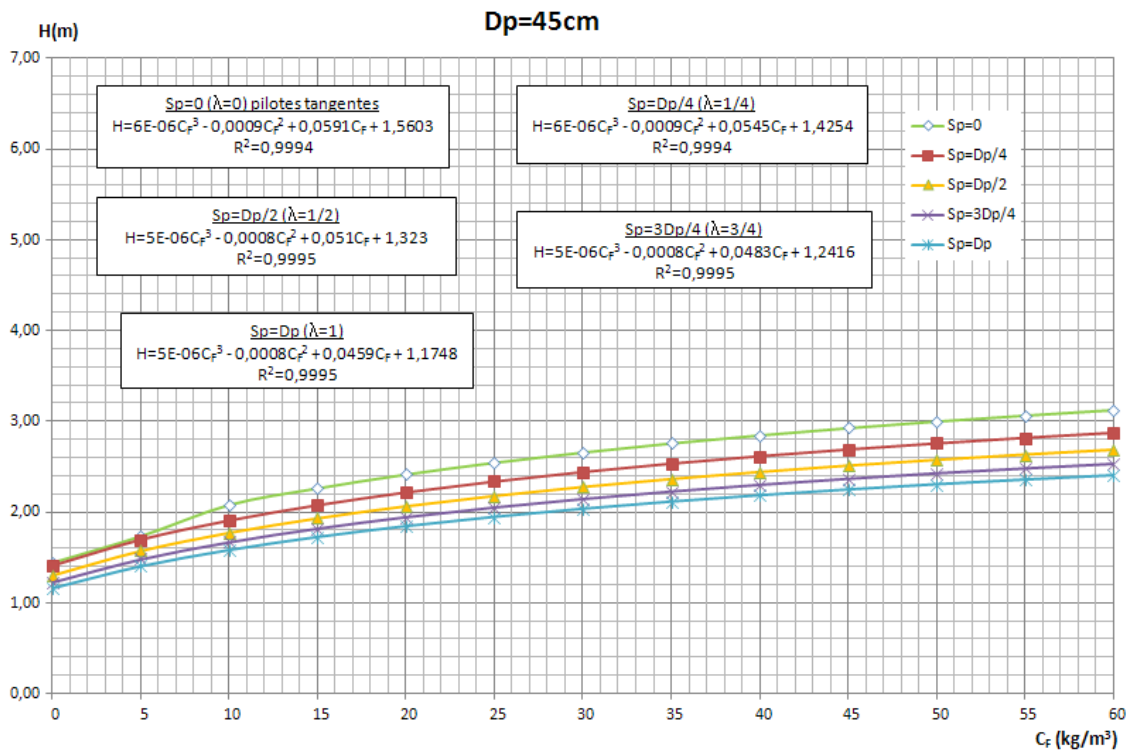


Fig.4.10 Curvas H -  $C_f$  para  $D_p=450mm$

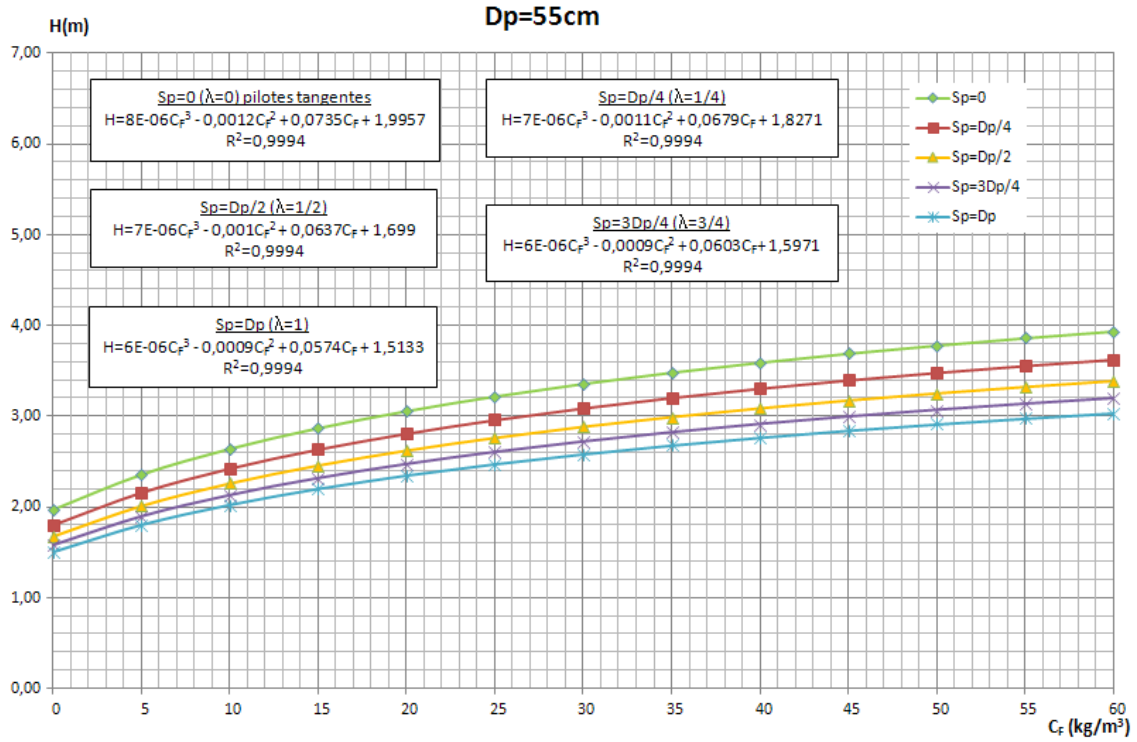


Fig. 4.11 Curvas H - C<sub>f</sub> para D<sub>p</sub>=550mm

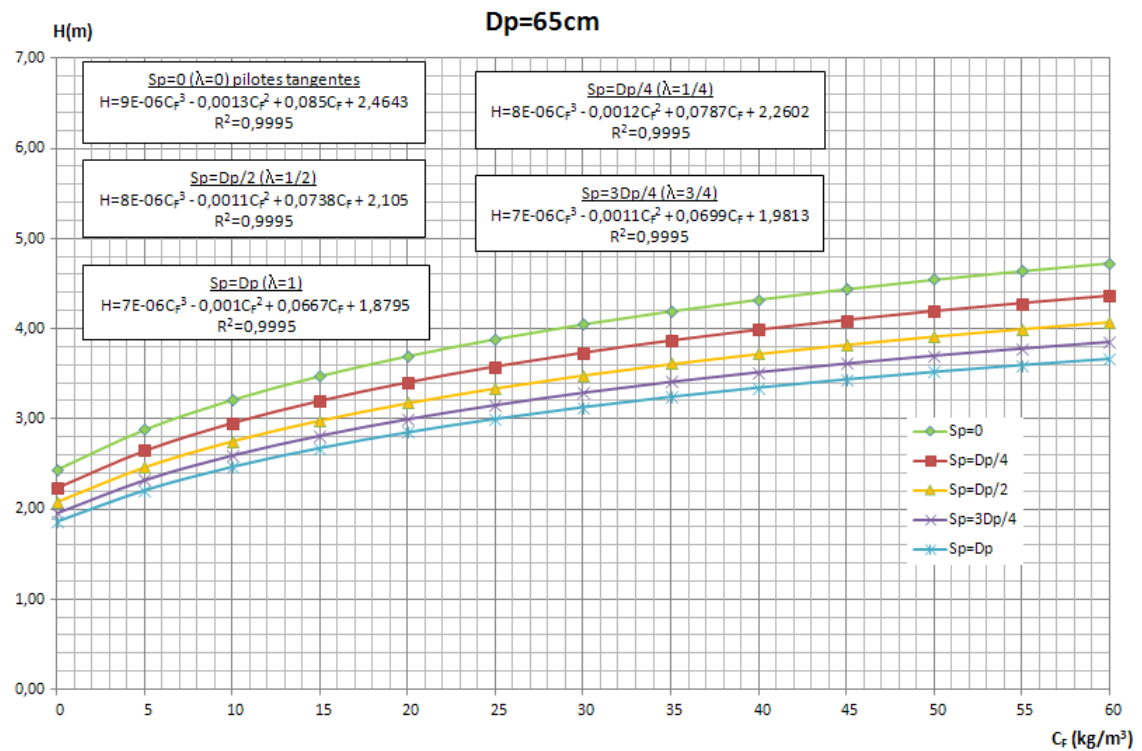


Fig. 4.12 Curvas H - C<sub>f</sub> para D<sub>p</sub>=650mm

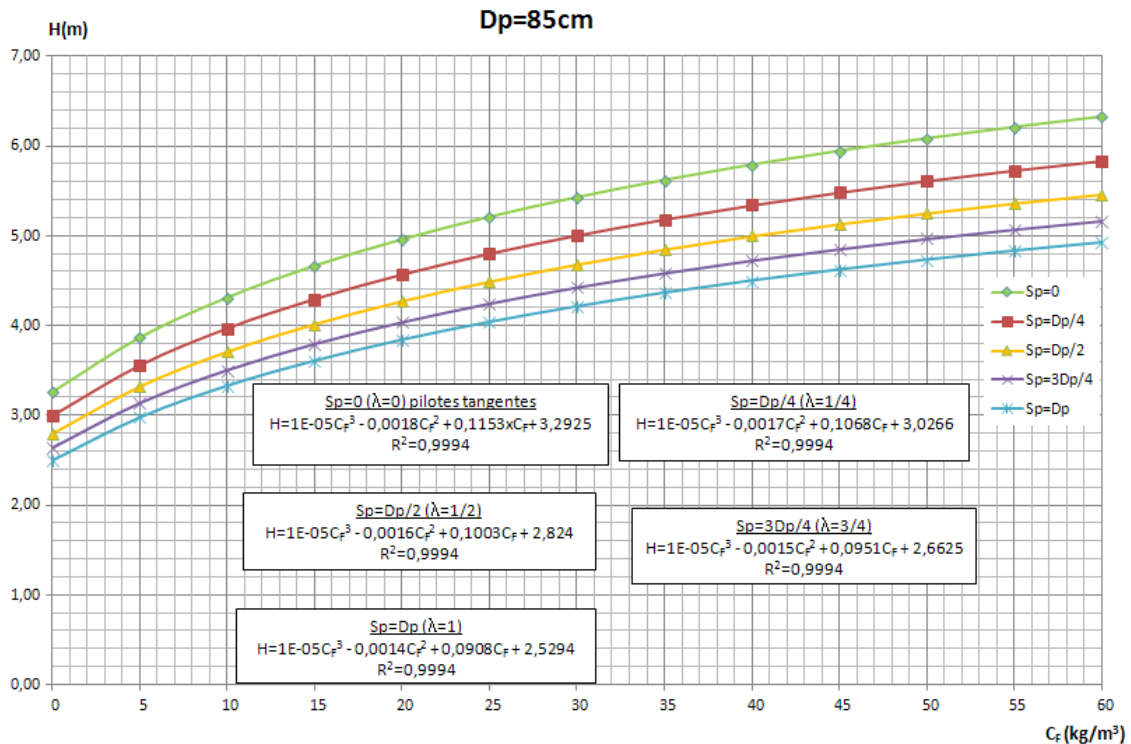


Fig. 4.13 Curvas H - C<sub>f</sub> para D<sub>p</sub>=850mm

Por ejemplo, se puede notar que si se toma el caso,  $H=3m$  y  $S_p=D_p$ , pilotes con  $D_p=45cm$  no podrían contemplarse porque necesitarían mucho más de  $60kg/m^3$  de fibras y los de  $D_p=55cm$  necesitarían cerca de  $C_f = 60 kg/m^3$  lo que pone a considerar los diámetros 65 y 85cm con lo que habría que analizar cantidades de obra, costes y tiempos de ejecución.

Si se supone ahora que se disminuye la separación entre pilotes  $S_p=D_p/2$  ( $\lambda=1/2$ ) y se tiene un pilote de  $D_p=55cm$ . Usando la figura 4.11 con  $H=3m$  se tiene una cantidad de fibras  $C_f$  de  $35 kg/m^3$ .

Haciendo los cálculos para HA tradicional se tienen los resultados de la tabla 4.6. Para esto se utilizó el procedimiento descrito en [38] con el uso de diagramas de iteración para sección circular.

Se procede ahora a hacer una breve valoración obteniendo los resultados de las tablas 4.7 y 4.8. Los precios que utilizaron son orientativos y provienen de la base de datos del banco BEDEC del ITeC.

De la tabla 6.5 se puede deducir, que el pilote de HA tradicional tiene un coste mayor que si se construyera con HRFA-35  $kg/m^3$ . A esto se le podría sumar la facilidad constructiva y el ahorro en tiempos de ejecución.

Pero en la práctica, como se mencionó anteriormente, cada caso es diferente y proporciona parámetros diferentes con lo que se tendrían valoraciones particulares que deben ser sometidas a estudios de viabilidad. Por ejemplo, de las curvas  $H-C_f$  se deduce que menores cantidades de fibra están condicionadas a tener una configuración de

pilotes más unidos entre sí (menor separación), pero a su vez en función de esto, variarían los volúmenes de materiales a manejar en la construcción.

En este sentido podrían evaluarse muchas alternativas para estudiar la posibilidad de usar el HRFA en este tipo de estructuras.

<b>D<sub>p</sub> (mm) =b=h</b>	450	550	650	850
<b>λ<sub>p</sub></b>	0,5	0,5	0,5	0,5
<b>M<sub>d</sub> (N-mm)</b>	4,13E+07	5,05E+07	5,97E+07	7,81E+07
<b>N<sub>d</sub> (N)</b>	4,98E+03	6,08E+03	7,19E+03	9,40E+03
<b>Q<sub>tope</sub>(N)</b>	6,36E+05	9,50E+05	1,33E+06	2,27E+06
<b>v</b>	0,035	0,023	0,017	0,010
<b>μ</b>	0,002	0,002	0,001	0,001
<b>ω(abaco)</b>	0,1	0,07	0,03	0,02
<b>A<sub>s</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	6,09E+02	6,37E+02	3,81E+02	4,35E+02
<b>A<sub>s min</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	1,24	1,52	1,80	2,35
<b>A<sub>s min geom.</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	6,36E+02	9,50E+02	1,33E+03	2,27E+03
<b>U (kN)</b>	264,94	277,04	165,83	189,05
<b>Combinación</b>	6Ø14	8Ø14	6Ø20	8Ø20
<b>A<sub>s escogido</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	9,23E+02	1,23E+03	1,88E+03	2,51E+03

*Tabla 4.6. Cálculos con HA convencional.*

<b>D<sub>p</sub> (cm)</b>	55
<b>H (m)</b>	3
<b>Vol. Total(m<sup>3</sup>)</b>	0,712
<b>A<sub>s</sub> B500 (kg)</b>	33,88
<b>A<sub>s</sub> B400 (kg)</b>	9,31
<b>A<sub>s</sub> B500 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	47,56
<b>A<sub>s</sub> B400 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	13,06
<b>A<sub>s</sub> total (kg/m<sup>3</sup>)</b>	60,62

*Tabla 4.7 Cantidades*

<b>HA-25 (€/m<sup>3</sup>)</b>	70
<b>As (€/kg)</b>	1,14
<b>HRFA-25 / 30 -35 kg/m<sup>3</sup> (€/m<sup>3</sup>)</b>	100
<b>HA-25 + Acero (€)</b>	99,10
<b>HRFA (€)</b>	71,24

*Tabla 4.8 Precios orientativos*

## **5. CONCLUSIONES**

Se presentan a continuación las principales conclusiones que se han establecido en el desarrollo de este trabajo y que permitirán a futuro, ampliar los conocimientos en el uso del Hormigón Reforzado con Fibra de Acero, como alternativa a los refuerzos convencionales en hormigones para construcción de pilotes CPI8.

Se exponen unas conclusiones generales dirigidas a al cumplimiento uno de los objetivos de este trabajo referente al desarrollo de un estado general del conocimiento del hormigón reforzado con fibras de acero.

Las conclusiones específicas se han derivado del desarrollo de la metodología propuesta para el cálculo de elementos estructurales de HRFA de sección circular que ha permitido estudiar la aplicación de este tipo de hormigón en pilotes CPI8.

Finalmente, se presentan algunas líneas futuras de investigación que han surgido en el transcurso del presente trabajo.

### **5.1 CONCLUSIONES GENERALES**

- Se ha estudiado la evolución que ha tenido la implementación del HRFA durante los últimos años. En este sentido se ha revisado el estado general del conocimiento explorando la base teórica que se encuentra en la literatura.
- Con el uso de HRFA se obtiene un desarrollo de fisuras controlado y un comportamiento de ductilidad mejorado.
- Debido a que con el HRFA se prescinde de los recubrimientos, el volumen del pilote reforzado con fibras de acero disminuye y, por tanto, se tiene un ahorro en materiales presentando menos impacto ambiental que el pilote con HA tradicional.
- De lo anterior se deduce que una ventaja del HRFA es que existe una reducción de los costes relacionados con el transporte, tanto de materias primas (por reducirse el volumen consumido) como de componentes pre-elaborados; ya que al ocupar menos espacio, se puede realizar el transporte de mayor número de componente en un mismo trayecto, lo que supone un ahorro de recursos, consumo de combustible y emisiones de CO<sub>2</sub>.
- Con el HRFA se pueden conseguir periodos de construcción más reducidos, dada la ausencia de interferencias con las barras de refuerzo tradicionales proporcionando una mayor rapidez de ejecución.

## 5.2 CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

- Se ha desarrollado una propuesta metodológica para el análisis de un elemento de HRFA de sección circular sometido a flexión, integrando las ventajas de metodologías presentadas por otros autores.
- La estrategia propuesta en esta metodología ha consistido en obtener la menor cuantía de fibras que aseguren una falla dúctil para la situación hipotética de alcanzar el momento de falla. Para esto se establece que este momento de falla sea estrictamente igual al momento último.
- Para una sección circular con un eje de simetría, sometida a solicitaciones normales que actúan en dicho eje, el área comprimida de hormigón  $A_c$ , se define en función de la profundidad de la fibra neutra. Por esto el área comprimida de hormigón se compone en dos: una que es función de  $Y_{lim}$  y otra que es función de  $X_{lim}$ .
- La relación que se obtiene entre  $M_u$  y  $C_f$  es un polinomio de tercer grado del tipo  $M_u = b_1 C_f^3 - b_2 C_f^2 + b_3 C_f + b_4$  en el que los coeficientes  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b_3$  y  $b_4$  dependen del diámetro utilizado.
- Se desarrollaron diagramas de iteración que relacionan los pares de esfuerzos (axil y momento) que agotan la sección, para una geometría y un cuantía de fibras conocidas.
- Se ha obtenido una relación de la altura del pilote en función del contenido de fibras. De esta relación se deduce que a medida que aumenta la separación entre pilotes, para una misma altura y un mismo diámetro de pilote se van necesitando más fibras.
- De manera orientativa, se hizo una valoración de coste de hormigón para un caso particular. De esto se dedujo que un pilote CPI8 de HRFA necesita una inversión menor que con HA tradicional
- En la práctica cada caso es diferente y proporciona parámetros diferentes con lo que se tendrían valoraciones particulares que deben ser sometidas a estudios de viabilidad. Por ejemplo, de las curvas  $H-C_f$  se deduce que menores cantidades de fibra están condicionadas a tener una configuración de pilotes más unidos entre sí (menor separación), pero a su vez en función de esto, variarían los volúmenes de materiales a manejar en la construcción.



### **5.3 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN**

Existen diferentes vías para la modelización de las propiedades del HRFA. Además estos procedimientos están aun en estado experimental con lo cual se pueden mejorar para así obtener una mejor caracterización del material.

En este trabajo se ha desarrollado una metodología de cálculo para una sección circular sometida a flexión usando HRFA.

En cuanto a las perspectivas futuras sobre este tema queda claro que hay que poner en práctica los conocimientos que se tienen sobre el HRFA. De esta forma se podrán obtener experiencias que nos permitan evolucionar en el uso y aplicación de este material.

Una buena línea de investigación podría ser el estudio de secciones circulares de HA tradicional con inclusión de fibras de acero.

## ANEJO 1. DIAGRAMAS DE ITERACION

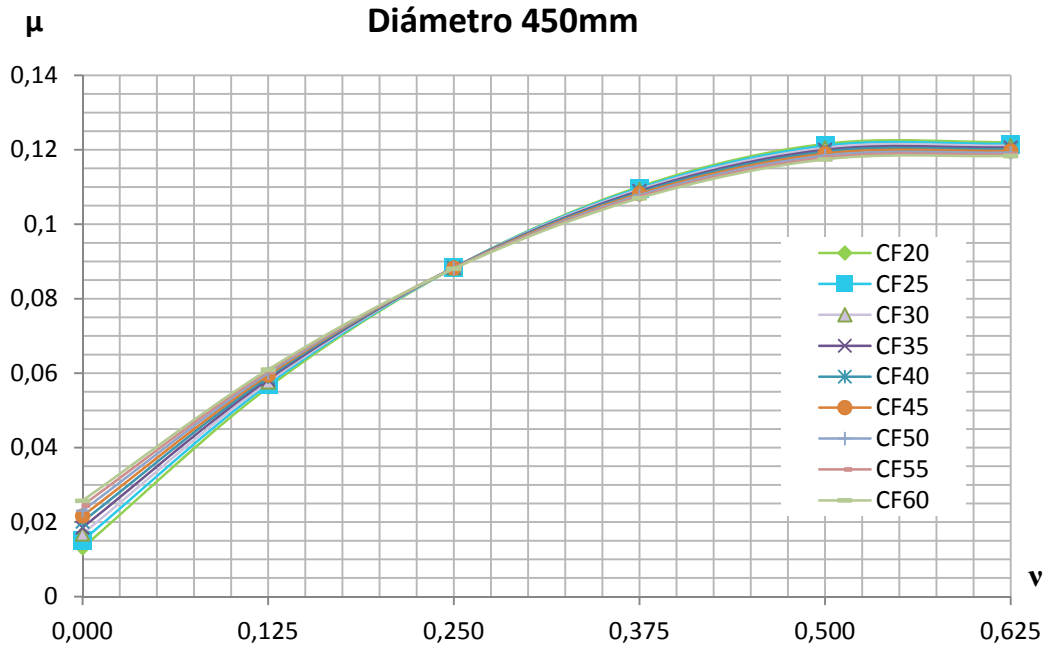


Fig. A.1 Diagrama de iteración  $v-\mu$  para  $D_p=450mm$

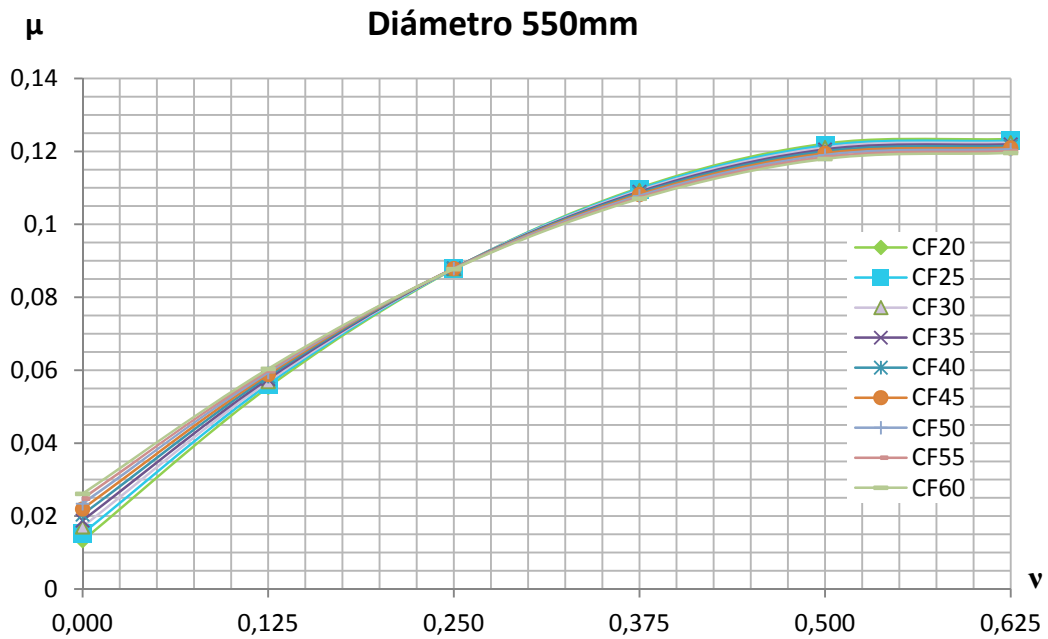


Fig. A.2 Diagrama de iteración  $v-\mu$  para  $D_p=550mm$

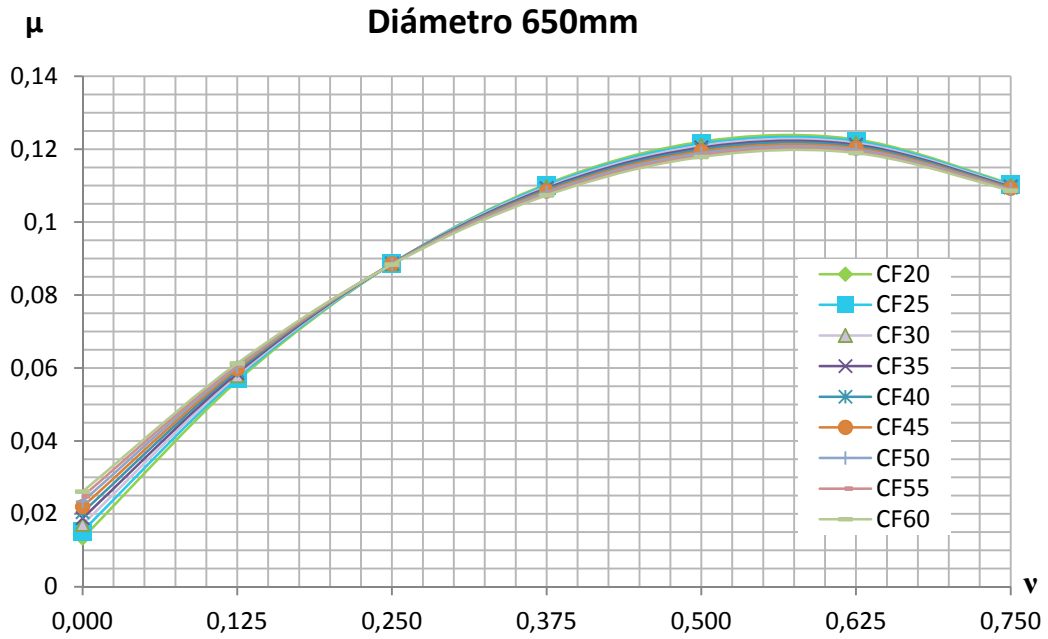


Fig. A.3 Diagrama de iteración  $\nu - \mu$  para  $D_p=650mm$

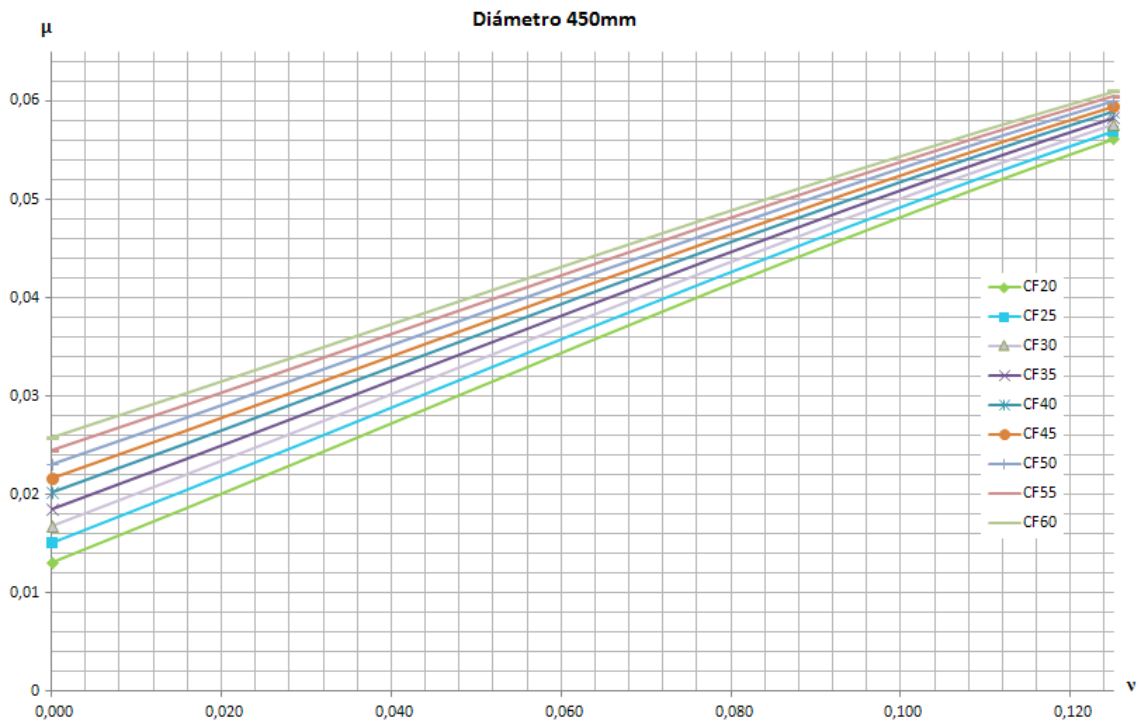


Fig. A.4 Diagrama de iteración acotado  $\nu - \mu$  para  $D_p=450mm$

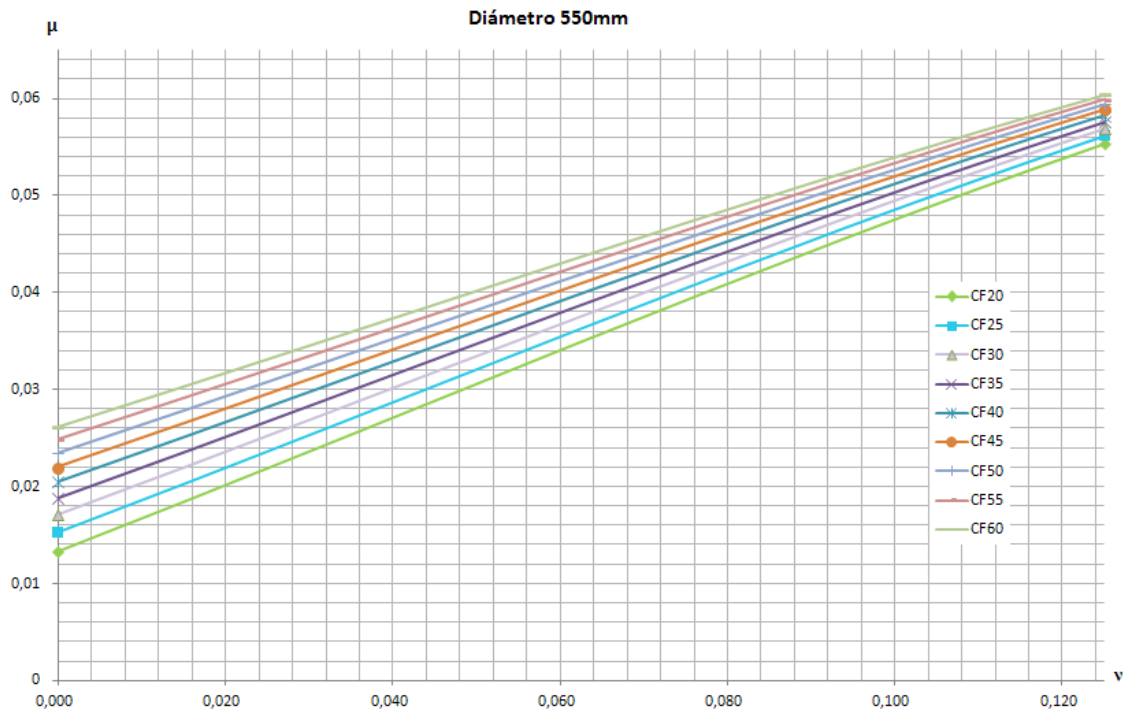


Fig. A.5 Diagrama de iteración acotado  $v - \mu$  para  $D_p=550\text{mm}$

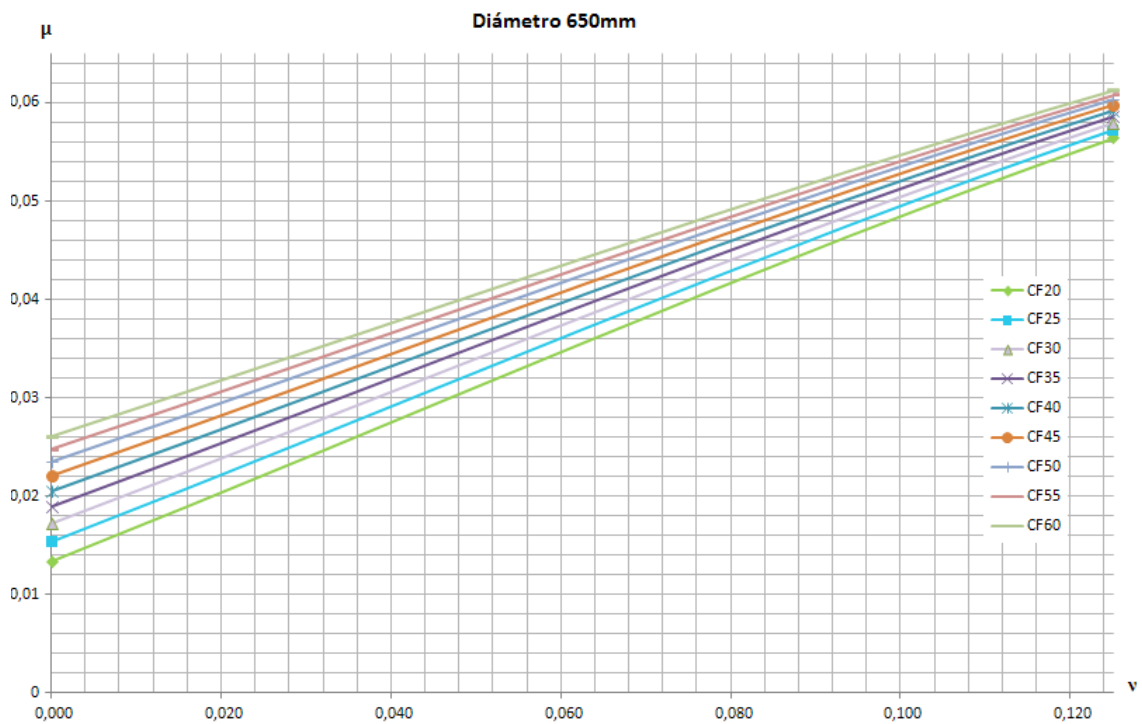


Fig. A.6 Diagrama de iteración acotado  $v - \mu$  para  $D_p=650\text{mm}$

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- [1] Fernández Cánovas, M. “*Hormigones con fibras: tecnología y propiedades generales*”. Hormigón y Acero, n°. 228-229, 2º y 3er trimestre 2003, pp. 167-176.
- [2] Rodríguez López, F. y Prado Pérez-Seoane, D. “*Hormigón con la incorporación de fibras*”. Revista de Obras Públicas, Octubre 1984, pp. 779-796.
- [3] ACI (1996). State of art Report on Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.IR-96. ACI Fannington Hilis, MI.
- [4] Naaman, A.E. “*Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites*”. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1, No. 3, November 2003, pp. 242.
- [5] Hannant, D. J (1978). “Fiber Cements and Fiber Concretes,” J. Wiley, 215 pp.
- [6] B. Massicotte (2002). "Mix Design for SFRC bridge Deck Construction", Rilem Proceedings 15, BEFIB.
- [7] V. Bindiganavile (2000). "Rebound Reduction in Steel Fibre Reinforced Dry Mix Shotcrete Through Matrix Modifications", Rilem Proceedings 15 BEFIB.
- [8] Naaman, A.E (2000). "Fibre Reinforcements for Concrete: looking back, looking ahead", Rilem Proceedings 15, BEFIB.
- [9] UNE-EN 14889-1:2008, “Fibras para hormigón. Parte 1: Fibras de acero. Definiciones, especificaciones y conformidad”.
- [10] EHE (2008). Anejo 14, Recomendaciones para la utilización de Hormigones con Fibras.
- [11] Rossi, P. (2000). “Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPRFC): A General Vision”, Rilem Proceedings 15, BEFIB.
- [12] ACHE. (2000). "Manual de Tecnología del Hormigón Reforzado con Fibras de Acero", Comisión 2, Grupo de Trabajo 2/2, Hormigones con Fibras.
- [13] Cochrane, John T. (2003). "Flexural Creep Behaviour of Fibre Reinforced Concrete Under High Temperatures" Master of Applied Science Dalhousie University, Canada.
- [14] Yazici S. (2007). "Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of sfrc", Const
- [15] Massicotte B. (2000). "Fibre reinforced Concrete: an structural Perspective", Rilem Proceedings 15, BEFIB.

- [ 16] Gimenez. E. (1993). "Propiedades Mécanicas y Adherencia de Hormigones con Fibras de Acero contaminados con Cloruros", Tesis Doctoral para la E. T. S. de Arquitectura. Valencia.
- [17] Nemkumar B. (1995). "Concrete reinforced with steel fibres. Part II: toughness Characterization", ACI Materials Journal.
- [18] Moreno Almansa, E. y Fernández Cánovas, M (1999). "Behaviour of normal and Steel fibre- reinforced concrete under impact of small projectiles", cement and Concrete research, Vol 29 (11), pp. 1807-1814.
- [19] Wang Z. (2008). "Steel - Strain relationship of relationship of steel fibre-reinforced concrete under dynamic compression", Construction and Building Materials, vol. 22(5), pp 811-819.
- [20] Mohammadi Y. (2009). "Impact resistance of steel fibrous concrete containing fibres of mixed aspect ratio", Construction and Building Materials, Vol.23 (1), pp. 183-189.
- [21] Ding. Y. (2000). " Compressive Stress-Strain Relationship of Steel Fibre Reinforced Concrete at Early Age", Construction and Building Materials, Vol. 21, pp. 1250-1253.
- [22] D. N. (1975). "Methodes d'essais et caracteristiques des bétons armés des fibres métalliques", Rilem Symposium: Fibre Reinforced Cement and Concrete, Ed. Construction Press.
- [23] Serna. P. (2008). " Evolution of the Flexural Behaviour of Pre-Cracked SFRC in Marine Environment", Seventh International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Application, pp. 595-605.
- [24] Barragán. B. (March 2002). "Failure and Toughness of Steel Fibre reinforced Concrete Under Tension and Shear", Doctoral Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, .
- [25] Meda. A. (2005). "Shear Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams", Materials and Structures, Vol. 38 (277), pp. 343-351.
- [26] Minelli. F. - Plizzariand A. (2008). "Shear design of FRC members with little or no conventional shear reinforcement", Concrete Information: international FIB Symposium: Tailor made concrete structures: new solutions for our society, pp. 139.
- [27] Valle M. (March- April 1993). "Behaviour of Fibre Reinforced High- Strength Concrete Under Direct Shear", ACI Journal.
- [28] Tan KH. (1995). "Cracking Characteristics of reinforced Steel Fiber Reinforced Concrete Beams under Short-term and Log-term Loadings", Journal of Advanced Cement Based materials, Vol. 2, pp. 127-137, 1995. ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 4, 1995.

- [29] G. G. (1986). "Concrete Reinforced with Collated Steel Fibres", ACI Journal, March-April.
- [30] S. R. ( 1985). "SFRC for Bridge Deck and Building Floor Applications", Steel Fibre Concrete, U.S.- Sweden Joint Seminar (NSFT-STU). Estocolmo.
- [31] Soroushian. P. ( 1990). Local Bond Behaviour of Deformed Bars in Steel Fibre Reinforced Concrete Joints", Magazine of Concrete Research.
- [32] Marti. J. (September 2008). "Experimental Study on Bond of Prestressing in SCC and FRS", Seventh International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications, pp. 699-709.
- [33] O'Neil. E. (September 1999). Durability of Fibre-reinforced concrete Under flexural Stress in a Severe Marine Enviroment", U.S. Army Engineer Research and Devolopment Center.
- [34] N. D. (2000). "Final report on Durability of steel Fibre Reinforced Concrete", Subask 5.1 durability of SFRC, Brite Euram Project BRPR-CT98-0813.
- [35] Granju J. (2005). "Corrosion of Steel Fibre Reinforced Concrete from the Cracks", Cement and Concrete Research.
- [36] De la Fuente A., Pujadas P., Blanco A., Aguado A. (2011) *Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings*. Tunnelling and Underground Space Technology.

## **BIBLIOGRAFÍA COMPLEMENTARIA**

- Domingo Cabo, A., Lázaro C. y Serna Ros, P. "Construcción de la JCHYPAR, una lámina delgada de hormigón reforzado con fibras de acero, en el oceanográfico de Valencia". Hormigón y Acero, nº 228-229, 2º y 3er trimestre 2003, pp.177-186.
- Lim, T.Y., Paramasivam, P. et al. (1988), *Bending Behaviour of Steel-Fiber Concrete Beams*. ACI Journal, Vol. 84, p. 524-536
- Lok, T.S. y Xiao, L. (1998). *Tensile behaviour and moment – curvature relationship of steel reinforced concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol. 50, nº 4, p. 359 – 368.
- Final Recommendation of RILEM TC 162-TDF, *Test and design methods for steel fiber reinforced concrete:  $\sigma$ - $\epsilon$  design method*, RILEM TC 162-TDF Recommendations, Materials and Structures, Vol. 36, pp 560-567, October 2003.
- Dupont, D. (2003). *Modelling and experimental validation of constitutive law and cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete*. Doctoral Thesis. Katolieche University Leuven. ISBN 90-5682-424-4

Lee, M.K. y Barr, B.I.G. (2004), *A Four-Exponential Model to Describe the Behaviour of Fibre Reinforced Concrete*. *Materials and Structures*, 37, p. 464-471.

Brite-EuRam Project BRPR-CT98-0813 (1999-2002), *Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete*.

Mateos, M. (1998), *Influencia de diferentes factores en la caracterización de hormigones con fibras de acero*. Tesina de especialidad, ETSECCPB-UPC, Departamento de Estructuras y Edificación.

Jiménez Montoya, P., García Meseguer, A. y Morán Cabré, F. (2004), *Hormigón armado*. Editorial Gustavo Gili, S.A., España.

Alonso, C. (2002), *Secciones de hormigón con fibras de acero y armadura convencional*. Tesina de especialidad, ETSECCPB-UPC, Departamento de Ingeniería de la Construcción.

*NTE Normas Tecnológicas de la Edificación. Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones*. (2002), Ministerio de Fomento, Madrid.

Calavera, J. (2001) “*Muros de Contención y Muros de Sótano*”. 3ª edición. Ed. INTEMAC, 213 - 216, 219 - 220.

Código Técnico de la Edificación (2008) “*Seguridad estructural – Cimentaciones*”. Documento básico SE-C. Ministerio de Fomento, España.

Barros, J. A. O. et al.; 2005; Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete; *Materials and Structures* No 38, pp. 47-56.

(IAP-11) Instrucción Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Ammar Abid, Kenneth B. Franzén (2011). *Design of Fibre Reinforced Concrete Beams and Slabs.. Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design*. CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

F. Altun, . Hanktanir (2004). *Investigación experimental comparativa de vigas de hormigón reforzado con fibras de acero*.

M.Y. Kaltakci, M. H. Arslan, U. S. Yilmaz (2007). *Efectos del hormigón reforzado con fibra de acero en la ductibilidad estructural*. *Materiales de Construcción*. Vol. 57, 285, 71-84. ISSN: 0465-2746.

*DBV Technologie des Stahlfaser-betons und Stahlfaserpritzbetons*, Deutsche Beton Vereins. 1992.

BRITE EURAM PROJECT BRPR-CT98-0813, *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete*, project funded by the European Community under the Industrial & Materials Technologies Programme (Brite-Euram II), 2002.



*CNR-DT 204 Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture Fibrorinforzato*, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Italia, 2006.

*FIB Model Code 2007 "Fibre Reinforced Concrete"*, Draft version. Joint Paper by Horst Falkner (Germany), Marco di Prisco and Giovanni Plizzari (Italy).