



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Estudio sobre la sustitución de armadura pasiva por fibras en puentes de carretera de luces medias

Treball realitzat per:

Rubén Correa Román

Dirigit per:

GONZALO RAMOS SCHNEIDER

JOSE TURMO CODERQUE

Grau en:

Enginyeria Civil

Barcelona, **15/09/2018**

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE GRAU

RESUMEN

El hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA), objeto del presente trabajo, es un material compuesto por hormigón al que se le añaden pequeños hilos metálicos en su matriz. La adición de fibras de acero al hormigón mejora su capacidad de protección a la fisuración, le hace dúctil, incrementa su resistencia a la tracción y mejora de forma notable su durabilidad.

En la actualidad este material se utiliza en muchas aplicaciones de la ingeniería civil en las que puede implicar la sustitución parcial o total del armado convencional. Sin embargo, numerosas de estas aplicaciones no representan una dificultad estructural importante y su uso se limita a mejorar la durabilidad mediante el control de la fisuración.

Durante la década de los años 2000 se publicaron diversos códigos y recomendaciones en los que se empezó a considerar la aplicación del hormigón reforzado con fibras con finalidad estructural. Estos códigos y normativas recogen diversas experiencias y estudios realizados sobre este material y responden a un planteamiento para dar responsabilidad estructural a este material.

El objetivo del presente trabajo es estudiar la posibilidad de sustituir parcial o totalmente la armadura convencional de puentes de carreteras de luces medias. Para realizarlo se ha contado con la ayuda de la normativa española en el cálculo y seguridad (diseño) en estructuras de hormigón, EHE-08, en la que en 2008 se introdujo un anejo para la utilización del hormigón reforzado con fibras. En este anejo se considera la finalidad estructural de las fibras y da una serie de recomendaciones para su cálculo.

Para llevar a cabo dicho estudio se han dimensionado dos puentes típicos en el diseño de puentes de carreteras de luces medias, el primer ejemplo será un puente tipo losa muy habitual en este tipo de obras; este tipo de puentes se caracterizan por tener una gran cantidad de área de hormigón lo que conlleva gran cantidad de armadura. El segundo ejemplo será un puente de vigas prefabricadas de hormigón, una solución muy utilizada por su fácil y rápida construcción. En dichos dos ejemplos se tratara de sustituir la armadura dimensionada por el uso de fibras en la matriz del hormigón.

ABSTRACT

The steel fibre reinforced concrete (SFRC), subject of the present assignment, is a material coming from the addition of tiny metallic threads to the concrete. The addition of steel fibres to concrete improves the concrete's crack control, makes it ductile, increases its tensile strength and remarkably improves its durability.

Currently this material is used in many civil engineering applications, where it can substitute totally or partially the conventional steel reinforcing bars. However, many of those applications aren't meant to enhance the structural strength but to only improve durability by the crack control.

In the 2000s decade many codes and suggestions were published, in where the application of the SFRC started to be considered with a structural purpose. Those codes and regulations compile many experiences and studies regarding this material, and they approach the subject from an objective of giving said material a structural responsibility.

In this work the possibility of total or partial substitution of the conventional steel reinforcing bars in medium-span highway bridges will be studied. The realization has followed the Spanish regulation regarding designing concrete structures (EHE-08) which in 2008 introduced an annex for the use of SFRC. In that annex the structural purpose of the fibres is considered and several suggestions for its designing are added.

For this research work two average bridges in the design of medium-span highway bridges were dimensioned. The first example will be a slab bridge, a typical bridge, which is distinguished by its big amount of concrete area; implying an equally big amount of steel reinforcing bars. The second bridge in the example is using precast double-T beams, a frequent method often used because of the simple and quick construction it allows. In those two examples will analyse the possibility of replacing the previous dimensioned steel reinforcing bars for steel fibres in the concrete womb.

ÍNDICE

RESUMEN	1
ABSTRACT.....	2
Capítulo 1: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	5
1.1. INTRODUCCIÓN	5
1.2. OBJETIVOS	6
Capítulo 2: ESTADO GENERAL DEL CONOCIMIENTO	7
2.1. INTRODUCCIÓN	7
2.2. MARCO CONTEXTUAL HISTÓRICO	8
2.3. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO	9
2.3.1. Definición	9
2.3.2. Componentes.....	10
2.3.3. Longitudes:.....	15
2.3.4. Dosificación, amasado y puesta en obra.....	16
2.4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL HRFA.....	19
2.4.1. Resistencia a tracción.....	19
2.4.2. Resistencia a compresión.....	20
2.4.3. Resistencia a flexión.....	21
2.4.4. Módulo de deformación	22
2.4.5. Resistencia a cortante y torsión.....	22
2.4.6. Resistencia a impactos	22
2.4.7. Adherencia fibras-matriz.....	23
2.4.8. Durabilidad.....	23
2.5. APLICACIONES EN LA INGENIERÍA CIVIL.....	24
2.5.1. Aplicaciones en Pavimentos.....	25
2.5.2. Aplicaciones en hormigones proyectados	26
2.5.3. Aplicaciones en elementos prefabricados	27
2.6. NORMATIVA EXISTENTE.....	27
2.6.1. Anejo 14 de la EHE-08	29
Capítulo 3: CASO DE ESTUDIO 1	32
3.1. INTRODUCCIÓN	32
3.2. MATERIALES Y GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA.....	33
3.2.1. Sección transversal	34
3.3. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES	35
3.3.1. Acciones consideradas	35

3.4.	COMBINACION DE LAS ACCIONES	38
3.4.1.	Calculo de esfuerzos cortantes y momentos:	38
3.4.2.	Momentos de cálculo.....	39
3.5.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO	39
3.5.1.	Situación de vacío	40
3.5.2.	Situación de servicio	41
3.5.3.	Pérdidas de pretensado	42
3.5.4.	Elección del número de tendones del post-tesado.....	42
3.6.	DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS PASIVAS	44
3.7.	ESQUEMA DE LAS ARMADURAS	51
3.8.	SUSITITUCIÓN DE LA ARMADURA POR HRFA	52
3.9.	RESUMEN Y ANALISIS DEL USO DE FIBRAS	56
Capítulo 4:	CASO DE ESTUDIO 2.....	58
4.1	INTRODUCCIÓN	58
4.2	MATERIALES Y GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA.....	59
4.2.1	Sección transversal	60
4.2.2	Propiedades de la sección de estudio.....	61
4.3	CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES	62
4.3.1	Acciones consideradas	63
4.4	COMBINACION DE LAS ACCIONES	64
4.4.1	Calculo de esfuerzos cortantes y momentos:	64
4.4.2	Momentos de cálculo.....	65
4.5	CÁLCULO DEL PRETENSADO	65
4.5.1	Situación de vacío	65
4.5.2	Situación de construcción	67
4.5.3	Situación de servicio	67
4.5.4	Suma de esfuerzos de tracción en la fibra inferior	68
4.5.5	Elección de los cordones del pretensado.....	68
4.6	DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS PASIVAS	69
4.7	ESQUEMA DE LAS ARMADURAS	76
4.7.1	Armadura losa.....	76
4.7.2	Armadura longitudinal viga.....	77
4.7.3	Armadura transversal viga	77
4.8	SUSITITUCIÓN DE LA ARMADURA POR HRFA	79
4.9	RESUMEN Y ANALISIS DEL USO DE FIBRAS	84
Capítulo 5:	CONCLUSIONES	86
5.1.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	88
Capítulo 6:	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89

Capítulo 1:

INTRODUCCIÓN Y

OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCIÓN

El hormigón es el material más utilizado en la industria de la construcción, pero a pesar de su increíble resistencia a compresión, no resiste esfuerzos a tracción. Además es un material frágil, es decir, cuando un hormigón supera su límite de carga romperá sin experimentar apenas deformaciones. Estas deficiencias han sido el motivo de muchas líneas de investigación y desarrollo en base al hormigón en los últimos años.

La fragilidad y especialmente la baja resistencia a tracción del hormigón hacen que se deba recurrir al armado de este para modificar este comportamiento y tornarlo dúctil. Se dice que un material es dúctil cuando, siendo éste sometido a una fuerza, es capaz de deformarse de manera considerable antes de romperse. Esta propiedad es útil en la ingeniería porque permite diseñar estructuras más seguras, que en casos excepcionales o accidentales de sobrecarga resistirán dichas cargas sin colapsar.

La inclusión de fibras metálicas en el hormigón lo convierte en un material dúctil, mejorando las propiedades de este. Desde su introducción a mediados del siglo XX, el hormigón reforzado con fibras (HRFA) ha revolucionado el mercado de la construcción y su uso se ha extendido a multitud de aplicaciones donde sustituye al armado convencional, con el objetivo de mejorar la durabilidad mediante el control de la fisuración. Sin embargo, numerosas de estas aplicaciones no representan una dificultad estructural importante.

Mediante este trabajo se pretende estudiar si es factible la sustitución parcial o total de la armadura convencional por el uso de fibras en la matriz del hormigón en puentes de carretera de luces medias. En el diseño de estos tipos de puentes es una práctica habitual reforzar los elementos de hormigón con armaduras pasivas para controlar su fisuración y evitar la rotura frágil del material, a menudo la cuantía mínima exigida por las normativas es exagerada con lo que estaríamos desperdiciando material y aumentando el coste sin ventajas estructurales significativas.

1.2. OBJETIVOS

Con la realización de este trabajo se pretende estudiar la posibilidad de sustituir la armadura convencional de puentes de luces medias por el uso de fibras en la matriz del hormigón y las ventajas que el uso de este material acarrearía en contra del uso de armaduras.

Para realizar este objetivo primero se hará un repaso del estado del conocimiento referente al HRFA, con este estudio se pretende aprender sobre este material, descubriendo sus orígenes, su desarrollo a lo largo de la historia desde su aparición, sus propiedades mecánicas y las ventajas y desventajas que las fibras otorgan a la matriz del hormigón.

Una vez revisado este marco teórico, se pretende realizar el dimensionamiento de dos puentes característicos de nuestra red de carreteras, el primero un puente de tipo losa, una solución muy habitual por su facilidad de puesta en obra y su sencillez de dimensionamiento aunque con una gran cantidad de material, y el segundo un puente de vigas prefabricadas, solución de rápida puesta en obra y muy versátil en su diseño por componerse de elementos prefabricados. De estos dos casos de estudio, diseñaremos las armaduras activas y pasivas convencionales que deberemos utilizar según la normativa española (EHE-08) y con la ayuda del anejo 14 de esta misma normativa intentaremos sustituir las armaduras pasivas por el uso de fibras.

Los objetivos se resumen en los siguientes puntos:

- Realizar un estudio de la literatura existente sobre el HRFA que permita conocer a fondo sus características, propiedades y ventajas a favor de su uso.
- Dimensionar con la ayuda de la norma EHE-08 dos puentes de luces medias, primero predimensionaremos la geometría de la sección transversal, y segundo dimensionaremos la armadura activa de pretensado y las armaduras pasivas convencionales de refuerzo
- Realizaremos los cálculos descritos en el Anejo 14 de la normativa EHE-08, para analizar la sustitución total o parcial de las armaduras pasivas dimensionadas.
- Analizaremos la viabilidad del uso de este material en nuestros casos de estudio, así como las ventajas que ofrece en oposición al armado convencional.

Capítulo 2:

ESTADO GENERAL DEL CONOCIMIENTO

2.1. INTRODUCCIÓN

El hormigón como material de construcción ha experimentado una gran evolución durante el siglo XX, no sólo en cuanto a técnicas de diseño y cálculo, sino también en la tecnología del hormigón, y en el propio hormigón.

Este material aunque es el más empleado en la industria de la construcción tiene algunos inconvenientes; es un material pesado, su relación peso-resistencia es excesivamente alta; tiene una escasa resistencia a tracción; es un material frágil, tiene una baja capacidad de absorción de energía antes de la rotura... A pesar de estas desventajas tiene muchos argumentos a su favor para seguir siendo el material más utilizado en la construcción.

Para solventar algunas de estas desventajas y mejorar sus propiedades y comportamiento, a lo largo de la historia, han ido apareciendo técnicas que han hecho evolucionar el uso tradicional del hormigón. Un ejemplo de ello es la aparición del hormigón armado en la segunda mitad del s.XIX, esta técnica mejora la resistencia a tracción y controlar la fisuración del hormigón, convirtiéndolo en un material dúctil en vez de frágil. Otra técnica parecida es la del hormigón pretensado desarrollado durante el siglo XX, en la que se busca introducir unos esfuerzos de compresión previos en las estructuras para evitar los esfuerzos de tracción. Durante el siglo XX también aparecieron los llamados hormigones “especiales”: hormigones de alta resistencia, autocompactables, ligeros... los cuales varían algunas de las características y/o comportamientos del hormigón mediante adiciones u otros procedimientos.

Desde mediados del siglo XX se han ido estudiando los hormigones reforzados con fibras, una nueva técnica con la que conseguir aumentar la tenacidad y las propiedades del hormigón. Aunque no es una técnica nueva, ya que en la antigüedad se empleaban fibras con la finalidad de reforzar aquellos materiales que se consideraban frágiles.

2.2. MARCO CONTEXTUAL HISTÓRICO

La técnica de utilizar fibras en materiales de construcción frágiles para controlar su fisuración y hacerlos más tenaces, no es una innovación actual o reciente, sino que los primeros usos de esta técnica datan de hace más de 4000 años. En la antigüedad, los *pelos de caballo* se utilizaban en el mortero o el yeso como refuerzo o, a los adobes de barro cocidos al sol se les añadía *paja* para “armarlos”. Esta práctica se continuó utilizando hasta el año 1935 aproximadamente, año en el que surgió la invención de las fibras sintéticas.

Si hablamos de hormigón reforzado con fibras no podemos olvidar el *fibrocemento*, esta innovación surgió a principios de 1900, en él se añadía entre 10 y 15% de fibras de asbesto (amianto) al hormigón convencional, esta técnica fue ideada por Ludwig Hatschek. Con esta técnica se conseguía incrementar la resistencia a flexotracción y conseguir elementos prefabricados exentos de fisuración y con buena resistencia al impacto. Más tarde se descubrió que el amianto era un material cancerígeno, por lo que había una necesidad de encontrar un reemplazo como refuerzo de materiales de construcción frágiles. En la década de 1960 fue cuando empezaron a utilizarse los materiales que hoy conocemos como fibras para el refuerzo del hormigón (HRF), materiales como el acero, el vidrio, y las fibras sintéticas como las fibras de polipropileno.

Si nos centramos en las *fibras metálicas*, los primeros antecedentes de usos en la construcción datan del año 1911, año en el que Graham utilizó por primera vez fibras de acero para incrementar la resistencia y estabilidad del hormigón armado convencional. Sin embargo los primeros estudios científicos sobre este tema se deben a Griffith en 1920, a los que siguieron en 1963 los de Romualdi-Baston; y Romualdi-Mandel (*F. Rodríguez López y D. Prado Pérez-Seoane, 1984*). 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 las fibras de acero.

En España no fue hasta la década de los 70 cuando se comenzaron a utilizar hormigones reforzados con fibras en diversos ámbitos: pavimentación de tableros de puentes, pavimentos industriales, puertos, revestimientos de túneles, prefabricados, etc. De entre estas aplicaciones, la de revestimientos de túneles o taludes con hormigones reforzados con fibras de acero es la que ha tenido más éxito.

2.3. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

2.3.1. Definición

En el anejo 14 de la Instrucción Española del Hormigón Estructural aprobada el año 2008 (EHE-08), se define el hormigón reforzado con fibras como “aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa”. Estas fibras pueden ser de diferentes materiales y orígenes, metálicas, sintéticas, de vidrio o naturales, cada una de las cuales proporciona diferentes propiedades al hormigón.

El hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) es simplemente un hormigón convencional al que se le añaden pequeños “hilos” metálicos, cortos y delgados, para obtener mayores resistencias de tracción y resistencia a la fatiga que las que tendría el hormigón en sí solo.

El concepto en el que se basa es semejante al del hormigón armado, las fibras soportan los esfuerzos a tracción, controlando la fisuración y mejorando la tenacidad. La transmisión de esfuerzos entre las fibras y la matriz de hormigón se produce por adherencia, superponiendo acciones de adhesión, fricción, y entrecruzamiento mecánico. La incorporación de fibras a cualquier material frágil, como es el caso del hormigón, hace que se incremente su ductilidad y se controlan eficazmente los procesos de fisuración y retracción del hormigón.

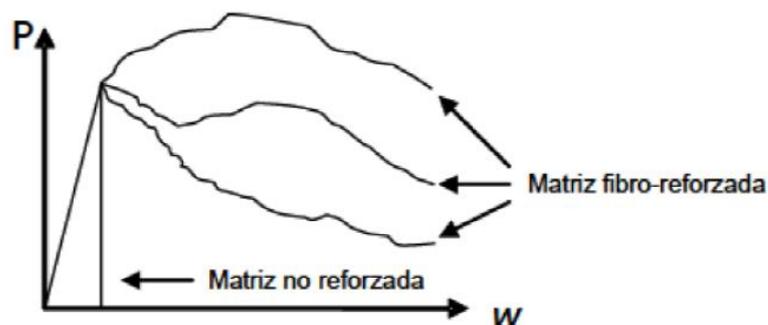


Figura 1. Curva típica carga-abertura de fisura a tracción, para matrices con y sin fibras, donde P es la carga y W la apertura de las fisuras (ACI Committee 544, 2002).

Este hormigón resultante es adecuado para resistir acciones dinámicas y prevenir situaciones donde se requiera el control de los procesos de fisuración, dos propiedades que se exigen a la hora de diseñar la losa de hormigón de un puente, es por este motivo que el uso de fibras puede ser un gran avance para la construcción de puentes.

2.3.2. Componentes

Los componentes del HRFA son esencialmente los mismos que en un hormigón convencional, a la mezcla de estos componentes a más se le añaden fibras de acero. La adición de fibras además de modificar las propiedades mecánicas del hormigón en estado endurecido también lo hace en estado fresco y es por este motivo que en función de la cantidad de fibras y de la geometría de estas, a la mezcla tendrá que sufrir ciertas modificaciones respecto al hormigón convencional.

Estos componentes son:

Cemento + Agua + Áridos + Aditivos/Adiciones = HORMIGÓN + Fibras de acero = HRFA



Figura 2. Componentes HRFA.

Cemento

El tipo de cemento y las características de este son el componente más importante para posteriormente tener uno u otro comportamiento mecánico del material resultante. Para elaborar hormigón reforzado con fibras se puede utilizar cualquier cemento que cumpla los requisitos establecidos para un uso convencional, siempre que este sea capaz de proporcionar las características que exige el proyecto.

Agua

El agua a emplear será la misma que utilizaremos en el caso de estar fabricando un hormigón convencional, deberá cumplir los mismos requisitos, poniendo especial atención a los agentes que puedan afectar a las fibras metálicas. La Instrucción EHE 08, en el Anejo 14, establece que el aumento de la consistencia debido al uso de fibras debe ser compensado con la adición de aditivos reductores de agua, sin modificar la dosificación prevista de la misma.

Áridos

Igual que en caso de estar fabricando hormigón convencional, deberá cumplir los requisitos de composición, resistencia, durabilidad, estabilidad y limpieza establecidos en las normas, y además cumplir unos requisitos particulares de tamaños, granulometría y forma adecuados para la elaboración de un HRFA. Estos requisitos se deben a que las fibras en la mezcla de hormigón actúan como inclusiones rígidas con una gran área superficial y una geometría diferente a la de los áridos, esto provoca una reducción de docilidad / trabajabilidad de la mezcla, para solventar esta debilidad provocada al añadir fibras, serán necesarias unas correcciones en los tamaños máximos de los áridos a utilizar.

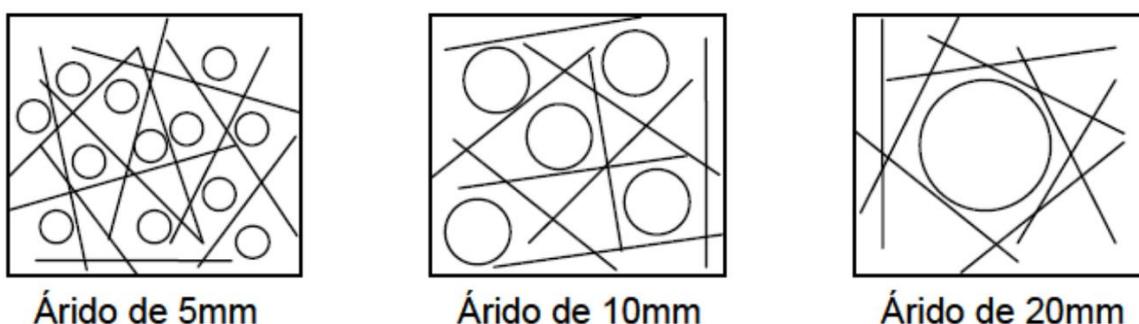


Figura 3. Efecto del tamaño del árido en la distribución de las fibras (Hannant, 1978).

En la figura 3 podemos apreciar cómo conviven los áridos de diferentes tamaños con la inclusión de fibras en la pasta del hormigón.

Se recomienda también que el tamaño máximo del 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.

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

Aditivos

El uso de aditivos en el HRFA se puede realizar de igual forma que en el hormigón convencional, no tiene ninguna limitación más que estudiar sus efectos y realizar los ensayos previos necesarios, ya que su efectividad al combinarse con esta nueva pasta es desconocida.

Como se ha dicho anteriormente la adición de fibras a la pasta del hormigón provoca reducciones de docilidad, los aditivos son una buena forma de solventar esta desventaja, es habitual añadir reductores de agua (superfluidificantes) para mejorar la trabajabilidad de la mezcla en estado fresco.

Adiciones

Las adiciones usualmente empleadas en los HRFA son materiales puzolanicos 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 de 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 puzolanicas de HS sino también por las modificaciones reológicas que produce en el hormigón en estado fresco debido a la alta superficie específica de 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% (*Bindiganavile & Banthia, 2000*).

Fibras de acero

Las fibras de acero no son más que elementos de corta longitud y pequeña sección que se incorporan al hormigón con el fin de conferirle ciertas propiedades específicas, con las características necesarias para dispersarse aleatoriamente en la mezcla de hormigón en estado fresco empleando metodologías de mezclado tradicional.



Figura 4. Fibras de acero utilizadas en el HRFA (Bekaert RC 65/60 BN).

La efectividad del refuerzo matriz-fibras, exige a las fibras las siguientes propiedades: (Naaman, 2000)

- 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.

En 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 del hormigón. Las fibras serán no estructurales en el caso contrario.

Las fibras suponen una mejora ante determinadas propiedades como el control de la fisura 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-06.

Las convenciones empleadas para describir las fibras geoméricamente son:

- l_f = longitud de la fibra (mm).
- d = diámetro equivalente de la fibra (mm).
- d_e = diámetro efectivo de la fibra (mm). –
- λ = esbeltez o relación de aspecto de la fibra (l/d).
- A_f = área de la sección transversal de la fibra (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 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 (N/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)

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: laminas cortadas (cut sheet).
- Grupo III: extractos fundido (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.

La sección y la forma de la fibra de acero tienen una incidencia importante en las características adherentes de la fibra con el hormigón y pueden ser muy variadas (ver *Figura 5* y *Figura 6*).



Figura 5: Secciones de las fibras más comunes.



Figura 6: Forma geométrica de las fibras.

2.3.3. Longitudes:

La longitud de la fibra (l_f) se recomienda sea, como mínimo, 2 veces el tamaño del árido mayor. Es usual el empleo de longitudes de 2,5 a 3 veces el tamaño máximo de árido. Además, el diámetro de la tubería de bombeo exige que la longitud de la fibra sea inferior a $2/3$ del diámetro del tubo. Sin embargo, la longitud de la fibra debe ser suficiente para dar una adherencia necesaria a la matriz y evitar arrancamientos con demasiada facilidad (*EHE-08, Anejo 14, 2008*).

Otro factor limitante de la longitud de las fibras es la separación entre las barras de armado cuando 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 presente 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 1mm, en función de la sección del cable de 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 2mm. 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 (*Naaman, 2000*).

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 solicitaciones y el límite superior para aplicaciones de seguridad o militares. En algunos casos extraordinarios en hormigones de alta resistencia reforzado con fibras (HPFRC) se llega a utilizar entre un 2 y un 15% (*Naaman, 2000*).

Con volúmenes de fibras inferiores al 0.5% y fibras de esbeltez inferior a 50, el incremento de la resistencia a rotura a flexo-tracción puede ser despreciable ACI Committee (1999). Por lo tanto, se requiere de un contenido mínimo de fibras, que resultara menor a medida que aumente la capacidad adherente y la esbeltez de las fibras (*Hannant, 1978*).

Para fibras de igual longitud, la reducción en el diámetro aumenta el número de ellas por unidad de peso y hacen más denso el entrecido o red de fibra. 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 (*EHE-08, Anejo 14, 2008*).

El efecto de las fibras en las diferentes etapas del proceso de fisura del hormigón se refleja a dos escalas: material y estructura. Así, en la fase de fisura 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 macro fisuras se propagan, las fibras también cosen las fisuras y así aportan mayor capacidad resistente y ductilidad a escala estructural (*P. Rossi 2000*).

Cuando se requiere que las fibras actúen en las micro fisuras, 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 lo otro lado, para controlar las macro fisuras las fibras deben ser lo suficientemente largas para estar adecuadamente ancladas en la matriz, si bien por requerimientos de trabajabilidad de 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 a ductilidad de la estructura, se debe añadir una cierta cantidad más baja de fibras largas (*P. Rossi 2000*).

2.3.4. Dosificación, amasado y puesta en obra

Como se ha explicado en el apartado anterior los hormigones reforzados con fibras de acero están formados, esencialmente, por: un conglomerado hidráulico; áridos finos y gruesos; agua; fibras discontinuas cuya misión es contribuir a mejorar determinadas características de los hormigones y, eventualmente, aditivos.

La inclusión de las fibras en la mezcla de hormigón provoca reducciones de docilidad en el conjunto. En función del porcentaje de fibras que se le añaden al hormigón y del tipo de éstas, el material compuesto deberá sufrir modificaciones respecto al hormigón convencional. Estas modificaciones van desde limitaciones en los tamaños y proporciones en los áridos utilizados, hasta en adiciones de aditivos o adiciones para reducir el uso de agua.

Para una mayor efectividad de las fibras es necesario que estas estén embebidas dentro de la mezcla del hormigón, esto obliga a utilizar una mayor proporción de finos en comparación al hormigón convencional. Además es imprescindible obtener una dispersión uniforme de las fibras y eliminar los peligros de segregación y formación de bolas o “erizos” de fibras. La segregación y formación de erizos están relacionados con la relación longitud diámetro de las fibras y porcentaje de estas, el tamaño máximo del árido, la relación agua-cemento y el sistema de mezclado.

Para obtener mezclas uniformes, una buena docilidad y evitar la formación de bolas se aconseja una relación longitud diámetro de las fibras de como máximo 100, la cantidad de fibras sobre el volumen de la mezcla deberá ser inferior a 2% y se deberá emplear áridos de tamaño no superior a 20 mm (*M. Fernández Cánovas, 1982*)

En la siguiente figura se muestran un gráfico de cómo influye en la docilidad o trabajabilidad el tamaño máximo del árido y el porcentaje de fibras de acero, por ejemplo para obtener una consistencia Vebe de 100 seg. con fibras de un aspecto 100 y áridos de tamaño máximo 20 mm el contenido de fibras deberá limitarse al 1%.

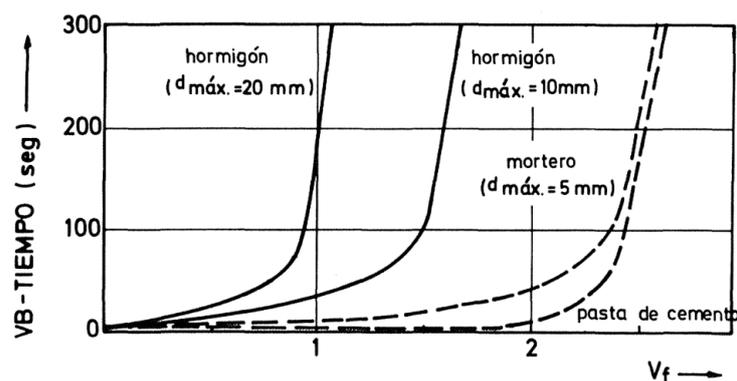


Figura 7. Influencia del tamaño máximo del árido en la docilidad del HRFA (*M. Fernández Cánovas, 1982*).

A continuación se muestra un segundo gráfico en donde se puede apreciar la influencia de la esbeltez de las fibras en la docilidad. Así se puede apreciar como para fibras de un aspecto igual a 100 si se quiere mantener un tiempo Vebe de 40 seg., se pueden

incorporar hasta un 2% de fibras sobre el volumen de la mezcla. Con aspectos superiores se obtienen hormigones menos trabajables manteniendo el mismo porcentaje de fibras.

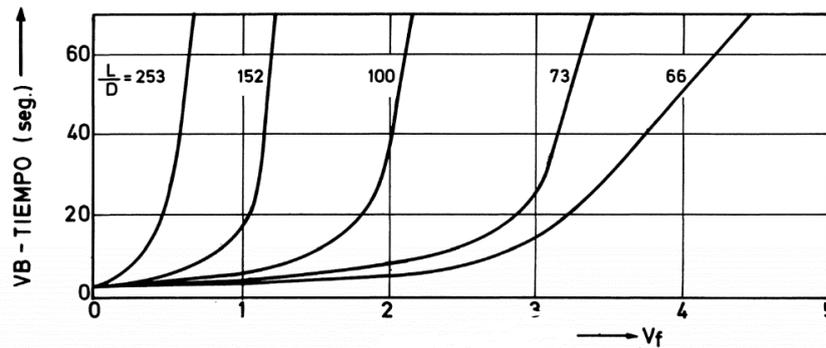


Figura 8. Influencia del aspecto o esbeltez de la fibra en la docilidad del HRFA (M. Fernández Cánovas, 1982).

Para solventar esta disminución de docilidad y asegurar la dispersión de las fibras de acero hay que emplear relaciones agua-cemento entre 0,5 y 0,6, con dosificaciones de cemento altas, aunque puede disminuirse la cantidad de cemento a utilizar con el uso de cenizas volantes, ya que lo que realmente importa es que las fibras queden envueltas en pasta. El uso de cenizas volantes es muy ventajoso por ser más económico que el cemento, retrasar el fraguado cosa que ayuda a la puesta en obra y ayudar a conseguir una mezcla con alto contenido de pasta baja en cemento.

En general, no se presentan problemas de segregación, erizos y docilidad cuando los diámetros de las fibras están comprendidos entre 0,4 y 0,8 mm y longitudes entre 25 y 70 mm, y con cantidades que no excedan del 1,5% en volumen. Cuando la dosificación está bien realizada no existen problemas en el amasado y la puesta en obra (M. Fernández Cánovas, 1982)

Si se prevé que el transporte va a ser excesivamente largo, es necesario plantear la adición de fibras en obra. El vertido de las fibras ha de ser lo suficientemente lento, aproximadamente entre 20 y 60 kg por minuto, con la hormigonera girando a su máxima velocidad hasta garantizar la distribución homogénea de fibras en el hormigón.

Existen diferentes metodologías para fabricar HRFA, y la elección depende primariamente de la aplicación que se va a realizar, del tipo y contenido de las adiciones, de los recursos disponibles y/o del sistema de colocación. La opción más habitual consiste en fabricar el hormigón como se realiza tradicionalmente sin adicionarle las fibras, para luego añadirlas en obra: 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 consistencia del HRFA se puede evaluar con los siguientes métodos: Cono de Abrams (UNE-EN 12350-2:2006, ASTM C143/C143M-09), Tiempo de Flujo en el Cono Invertido (UNE 83503:2004), Consistometro VeBe (UNE-EN 12350- 3:2009) y Manejabilmetro (NF P18-455:2003).

Una vez conseguida la docilidad adecuada, el hormigón reforzado con fibras de acero se coloca por los mismos sistemas que el hormigón convencional, incluido el bombeado, sin ningún problema. La compactación se puede realizar con reglas vibrantes, vibrando de forma convencional o con el uso de extendedoras “slip form” de pavimentos (*M. Fernández Cánovas, 1982*).

2.4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL HRFA

A continuación analizaremos cómo las fibras metálicas modifican algunas de las características mecánicas y de durabilidad del hormigón, la aportación en dichas características dependerá del porcentaje que añadamos de fibras a la matriz del hormigón, compararemos esta aportación con las características del hormigón convencional.

2.4.1. Resistencia a tracción

El hormigón convencional suele ofrecer muy poca resistencia a la tracción, el uso de fibras en la mezcla del hormigón suele ofrecer pequeños aumentos en esta característica, en el diagrama tensión-deformación a tracción directa del HRFA de la figura 9 podemos apreciar como el uso de fibras aumenta la respuesta de rigidez en la fase pre-fisura, aunque la característica más destacable es la aportación de resistencia residual post-fisura debida al efecto del cosido entre las dos caras de la fisura.

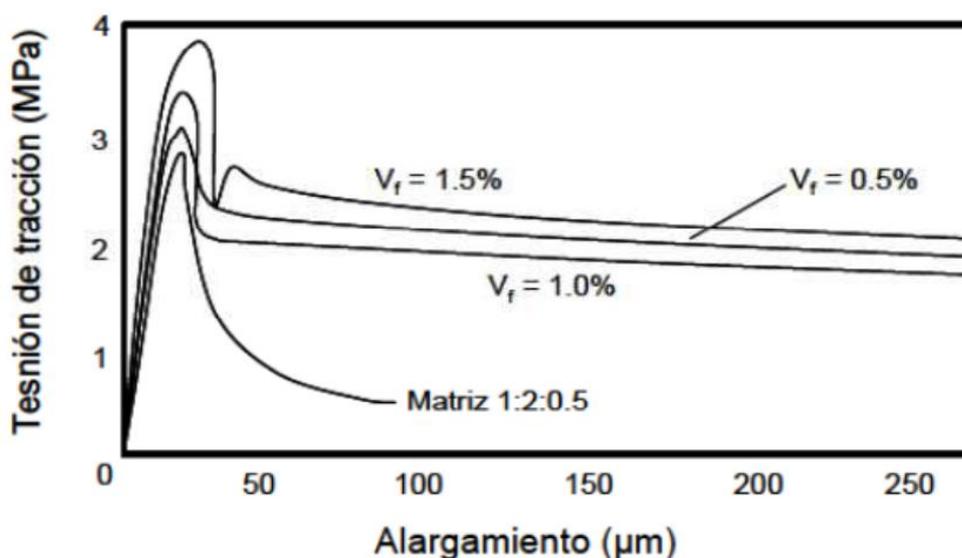


Figura 9. Curva tensión de tracción-alargamiento en función del porcentaje de fibras (ACI 544.1R-96, 2009).

El efecto más importante en el comportamiento mecánico del hormigón reforzado con fibras se manifiesta en la resistencia a tracción post-fisura, está a su vez, afecta a muchas otras propiedades mecánicas como la adherencia de armaduras, la resistencia a cortante, la fatiga, etc.

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

La tenacidad del SFRC 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).

2.4.2. Resistencia a compresión

Según diferentes estudios la resistencia a compresión experimenta poca variación, si bien es verdad que podemos apreciar un aumento de la misma llegando a un incremento del 20% con fibras de esbeltez 80-100 y volúmenes de fibras de 1,0 hasta 1,5% (Sems Yazici, 2007)

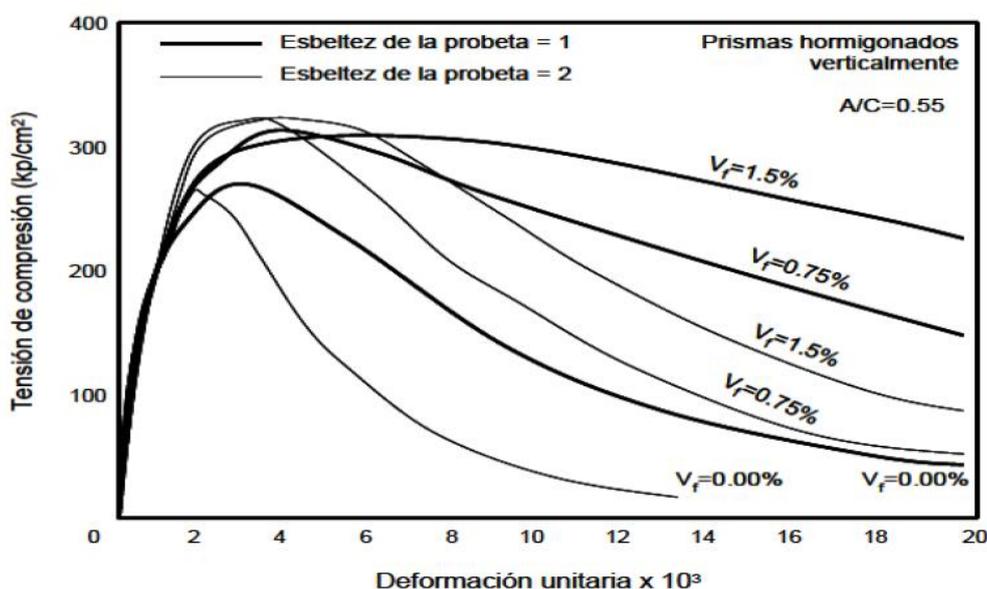


Figura 10. Respuesta a compresión simple del HRFA según el porcentaje de fibras y la esbeltez de las probetas (ACHE, 2000)

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 (Y. Ding y W. Kusterle, 2000).

Cuanto menor es el tamaño de las probetas se obtienen mayores resistencias a compresión, debido a que acentúan 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 2.3). Se debe tener especial cuidado con estas situaciones para no generar falsos panoramas con resultados excesivamente optimistas.

2.4.3. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión se incrementa en mayor proporción en comparación a las resistencias de compresión y tracción, esto se debe al comportamiento frágil del hormigón que al añadir fibras se consigue un comportamiento más dúctil, desarrollando resistencias residuales.

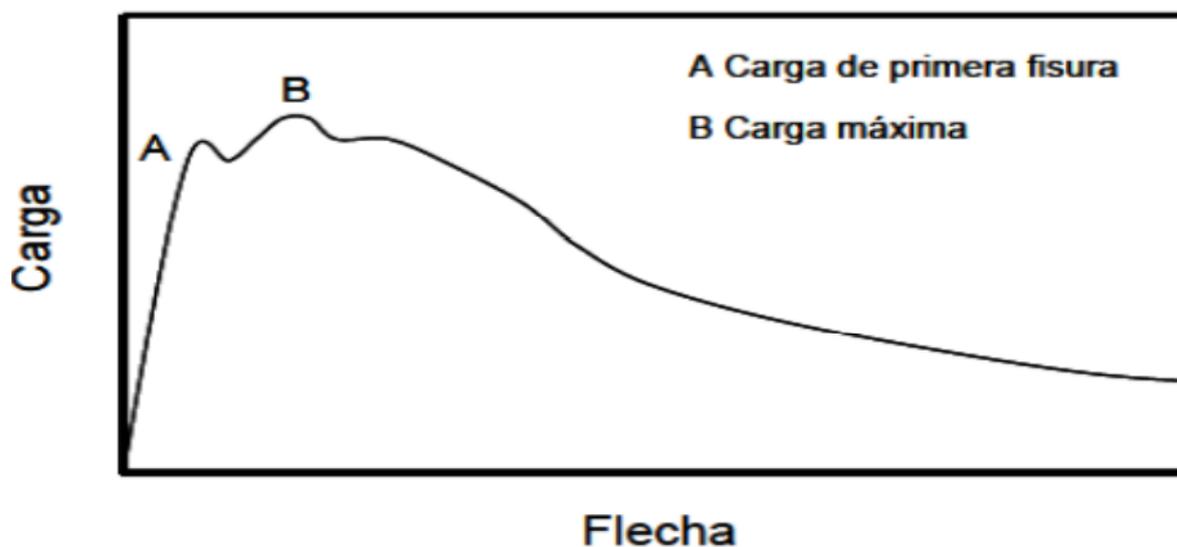


Figura 11. Curva carga-flecha a flexotracción para un HRFA (ACHE, 2000)

En los ensayos a flexotracción del HRFA se determina la resistencia a primera fisura, la resistencia a rotura a flexotracción y la resistencia residual a flexotracción de probetas principalmente prismáticas.

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 principalmente de la matriz y muy poco del contenido de fibras, el tamaño de estas o la forma, por lo que resulta más rentable mejorar las características de la matriz con el uso de aditivos, humo de sílice u otros elementos (ACHE, 2000).

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.

Es cierto que grandes volúmenes de fibras de mayores longitudes da mayores incrementos en la resistencia, aunque no es usual llegar a ciertos volúmenes ya que provocan problemas de docilidad. Con contenidos de fibras bajos y fibras de esbeltez baja, no es de esperar incrementos significativos de resistencia.

2.4.4. Módulo de deformación

El módulo de elasticidad del hormigón convencional y de los hormigones reforzados con fibras de acero apenas difieren entre sí, ejerciendo las fibras muy poca influencia las sobre ellos. En general podemos afirmar que la adición de fibras al hormigón no conlleva un incremento significativo de la resistencia a compresión del hormigón.

2.4.5. Resistencia a cortante y torsión

Se puede decir que las fibras de acero en el hormigón por lo general aumentan la resistencia a cortante y a torsión, aunque la gran mayoría de investigadores se han centrado en evaluar estas propiedades mecánicas en elementos de HRFA con cierto contenido de armadura pasiva. El HRFA ha sido estudiado a cortante por Serna 2008, Barragan 2002, Meda 2005 y Minelli y Plizzari 2008.

2.4.6. Resistencia a impactos

Una de las principales características por las que se conoce y se utiliza el HRFA es su resistencia a los impactos por absorción de energía. Debido a la absorción de energía, el HRFA posee una resistencia al impacto de 3 a 10 veces mayor a 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 esto se debe mayormente a la sensibilidad de la matriz, a la resistencia de las fibras al arrancamiento y a la deformación.

Este comportamiento a impacto ha sido estudiado por Almansa y Canovas 1999, Wang 2008 y Mohammadi 2009.

2.4.7. Adherencia fibras-matriz

La adherencia fibras-matriz es el fenómeno más importante a la hora de analizar el comportamiento del SFRC después de la fisuración, es cuando las fibras cosen las fisuras retrasando y haciendo más dúctil el fenómeno de agotamiento del material compuesto. La Es entonces cuando se entiende la importancia de la adherencia química, mecánica y del rozamiento que comienza tras el despegue total de las fibras. Para elevar la absorción de energía se debe propiciar fenómenos de arrancamiento (pull-out) y evitar la rotura de las fibras.

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.

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 (*Naaman, 2000*).

2.4.8. Durabilidad

La inclusión de fibras de acero en el hormigón lleva consigo una serie de comportamientos mecánicos que se caracterizan por presentar un número mayor de fisuras pero con aberturas de fisuras menores, este es un factor muy importante en la durabilidad del HRFA.

Uno de los aspectos más preocupantes es la corrosión. En hormigones sin fisuras se ha comprobado que la corrosión de las fibras se limita a la superficie del hormigón. Una vez que esta se ha corroído, la corrosión no se propaga más de 2 mm a partir de la superficie. Incluso en elementos expuestos al agua de mar las fibras muestran una buena resistencia a la corrosión en elementos no fisurados (*ACI 544.1R-96, 2009*).

En resumen, la incorporación de fibras de acero en el hormigón, lleva consigo una serie de efectos:

- Controla la fisuración y confiere un comportamiento dúctil al hormigón
- Incremento de la resistencia a la abrasión por la reducción de fisuración
- Excelente resistencia a la corrosión ya que controla las aberturas de las fisuras
- Mejora la resistencia a tracción, flexión y corte aumentando la capacidad portante
- Alta resiliencia y resistencia a impactos
- Crea un refuerzo uniforme en 3 direcciones convirtiendo al hormigón en un material isótropo y homogéneo

2.5. APLICACIONES EN LA INGENIERÍA CIVIL

El empleo del HRFA como material de construcción ya está en su mayoría de edad, colocando actualmente en obra muchos miles de metros cúbicos al año. Poco a poco se ha ido intensificando su uso y cada vez son más las diversas aplicaciones en las que mejora las características del hormigón convencional.

Sus aplicaciones son muy diversas, van desde su utilización en elementos prefabricados, construcción industrializada, pavimentación de grandes superficies, edificación, construcción de depósitos, reactores nucleares o revestimientos para hornos metalúrgicos, túneles, canales...

Las aplicaciones anteriores son consecuencia de las capacidades de estos hormigones a resistir eficazmente determinadas acciones, especialmente las que se producen en las aplicaciones antes reseñadas, tales como:

- mejora del comportamiento a flexotracción
- aumento de la resistencia a tracción
- incremento de la resistencia a rotura
- reducción de la deformaciones bajo cargas mantenidas
- ligero aumento de resistencia a compresión
- fuerte absorción y disipación de energías antes de romper
- elevada resistencia al impacto y a choque

- gran resistencia a fatiga dinámica
- fisuración controlada
- mejora adherencia de las barras de armado tradicional
- mayor durabilidad como consecuencia de menor fisuración
- resistencia elevada a los choques térmicos

2.5.1. Aplicaciones en Pavimentos

Es ha vuelto habitual el uso de fibras para mejorar las propiedades de pavimentos de hormigón, en este tipo de aplicaciones, donde la resistencia a flexotracción y a impacto es fundamental, es cada vez más habitual sustituir la malla electrosoldada que se utiliza para mejorar las características de flexotracción de los pavimentos por el uso de fibras que, además de mejorar las propiedades antes mencionadas del hormigón, proporciona la ventaja de separar más o, incluso eliminar las juntas de dilatación, de reducir el espesor y de aumentar la vida útil de 5 a 8 veces de la de un pavimento tradicional.

Armando directamente la masa del hormigón con la adición de fibras metálicas (onduladas) se consigue:

- ▲ Mayor facilidad de puesta en obra, aumentando la rapidez de ejecución.
- ▲ Mejora de la ductilidad y control de la fisuración, aumentando la durabilidad.
- ▲ Disminución del canto de la solera (de 25 a 20 cm).
- ▲ Disminución de la cuantía de acero.
- ▲ Aumento de la resistencia a flexotracción (de 3,2 N/mm² a 5,3 N/mm²).
- ▲ Reducción de la retracción, incluso en algunos casos evitar usar juntas de dilatación.

En España se han realizado miles de metros cuadrados de pavimentos en naves industriales y suelos de talleres de fábricas de automóviles. Todos los viales de acceso y circunvalación, los interiores y los de servicio, así como las dársenas de aparcamiento, se realizaron sobre solera de hormigón HA-30 de 20 centímetros de espesor reforzado con fibras de acero (HRFA), con una dosificación de fibras de 30 kg/m³ y acabado con fratasado mecánico mediante regla vibrante.

2.5.2. Aplicaciones en hormigones proyectados

El hormigón proyectado es ampliamente usado como soporte de rocas en minas y proyectos civiles. El proceso de aplicación consiste en disparar a presión el hormigón o el mortero sobre una superficie para producir una capa auto-compactante y con capacidad de carga. El uso del HRFA en túneles se debe principalmente a que en estas aplicaciones el uso de este material proporciona una mayor resistencia y tenacidad de la que puede ofrecer el hormigón convencional armado con malla electrosoldada.

Las principales características del HRFA son su alta resistencia y su ductilidad luego del pico de tensión. El valor de la resistencia aumenta rápidamente luego de su aplicación, y alcanza a casi el doble que el hormigón proyectado ordinario. La ductilidad que se obtiene con la introducción de las fibras de acero es efectiva para mantener el túnel estable luego de la fluencia. Asimismo, HRFA es efectivo para sostener la presión de la tierra.

En algunas de estas obras se ha llegado a incrementar el rendimiento de avance hasta un 40%, debido al ahorro de tener que instalar la malla de refuerzo, que además implica un alto riesgo. Las fibras se distribuyen uniformemente en todo el espesor del hormigón proyectado, impartiendo un mejor comportamiento triaxial frente a las tensiones de corte y flexión debido a la disminución drástica de las fisuras por contracción.

El comportamiento del hormigón proyectado frente a la absorción de esfuerzos mejora notablemente gracias a la ductilidad que le otorgan las fibras en dosis adecuadas, llegando a aumentar el valor de energía de rotura del hormigón hasta en 5 veces.

En definitiva, 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. Con esta 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 dificulta y retrasa la ejecución de la obra.

Ventajas:

- ▲ Mayor resistencia a la abrasión y al impacto.
- ▲ Reducción en el espesor promedio debido a que el mismo copia el perfil de la roca. Las fibras producen además ahorros de tiempo y dinero.
- ▲ Ahorro en costos directos ya que el costo de la fibra equivale a un 50% del costo directo de la malla (contando mano de obra).
- ▲ Ahorro en el hormigón utilizado ya que las fibras permiten aplicar el espesor requerido en toda la superficie, independiente de las irregularidades del sustrato.

▲ Ahorro debido a la disminución del rebote provocado por la malla de refuerzo.

Además del uso en revestimientos de túneles esta técnica se aplica revestimientos de pozos, estabilización de taludes, formación de cubiertas singulares y estructuras delgadas. Los pozos para las estaciones del metro de la Línea 9 de Barcelona son un ejemplo en la realidad de la utilización del HRFA para el revestimiento de pozos y túneles.

2.5.3. Aplicaciones en elementos prefabricados

En elementos prefabricados las fibras de acero se utilizan como armadura complementaria, para el control de la fisuración. Con esto se logra acelerar los tiempos de construcción, ya que la armadura adicional que se agregaría a los cordones y alambres pretensados para controlar la fisuración es reemplazada por el hormigón reforzado con fibras de acero.

Un ejemplo del uso del HRFA en elementos prefabricados es la fabricación de tuberías, gracias a las fibras se puede reducir espesores a la vez de mejorar la impermeabilidad; en algunos países el reglamento exige, a partir de determinados diámetros de tubos, el uso de armaduras de seguridad, el uso del HRFA evita tener que poner dichas armaduras además de mejorar las propiedades antes descritas.

En construcción industrializada permiten reducir espesores de paredes, evitando la colocación de cualquier tipo de armadura y haciendo innecesaria la presencia de armaduras tradicionales. Con el tiempo estos hormigones no presentan problemas de fisuración.

La utilización de HRFA se ha llevado a ámbitos de la prefabricación con mayores responsabilidades estructurales, en especial el caso de las dovelas de túneles realizados con tuneladoras. Los procesos no difieren de forma significativa de la construcción de dovelas solo con armaduras, alcanzándose prestaciones similares.

2.6. NORMATIVA EXISTENTE

El hormigón reforzado con fibra (HRFA) es una de las innovaciones más relevantes en el campo de los hormigones especiales. En las últimas tres décadas, se realizaron muchos estudios para comprender mejor las propiedades mecánicas de HRFA.

Sin embargo en el pasado la ausencia de falta de códigos y normativas específicas para el diseño de elementos con hormigón reforzado con fibras dificultó su expansión como una solución estructural competitiva y provocó que el uso de este se limitará a la finalidad de mejorar la durabilidad mediante el control de la fisuración y no se consideró la contribución de las fibras a la contribución estructural, esto generó un desconocimiento de este material y de sus propiedades mecánicas.

El punto de inflexión respecto a la incorporación de fibras como material de refuerzo se produjo gradualmente durante la década de los años 2000, después de la publicación de códigos de diseño y recomendaciones en Europa. Estos códigos y el año de publicación son los siguientes:

- Código alemán en 2001

DBV Merkblatt Stahlfaserbeton, Deutsche Beton Vereins, 2001.

- Comité científico en 2003

RILEM TC 162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - σ - ϵ design method: Final Recommendation, Mater Struct 2003.

- Directriz italiana en 2006

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

- Código español en 2008

EHE-08 Instrucción del Hormigón Estructural, Anejo 14, 2008.

- Model code en 2010

Model Code 2010, Comité Euro - International du Beton - Federation International de la Precontrainte, Paris, 2010.

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.

En 2008 la Comisión Permanente de Hormigón aprobó la difusión pública del denominado “Documento 0 para la revisión de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)”. Uno de los aspectos fundamentales que, entre otros, ha inspirado los trabajos de revisión de la Instrucción EHE es la incorporación de nuevos hormigones: hormigones reciclados, hormigones ligeros, hormigones autocompactantes, hormigones no estructurales y también hormigones con fibras. Por primera vez, se incorporó un anejo de hormigón con fibras que responde a un planteamiento de dar responsabilidad estructural a estos hormigones.

2.6.1. Anejo 14 de la EHE-08

Este Anejo a la Instrucción Española del Hormigón Estructural presenta una relación de referencias normativas nacionales e internacionales relacionadas con el uso de fibras en el hormigón para usos estructurales y no estructurales, que pueden servir de apoyo o referencia.

En él se define el HRF como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras corta, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa. Se establece una limitación máxima en la dosificación del 1,5% en volumen y la prohibición de forzar la orientación de las fibras intencionadamente.

El planteamiento que se propone es general para todo tipo de fibras, aunque si bien deja claro que la base fundamental del conocimiento de la que se dispone es sobre fibras de acero.

Según este anejo se pueden añadir fibras tanto a hormigones en masa, armados como pretensados.

Cuando las fibras tengan finalidad estructural, deben quedar marcadas las propiedades según se indica en el Anejo incluyendo las características adicionales exigidas al hormigón con fibras y los métodos de ensayo para su verificación.

En cualquier caso deberá indicarse una propuesta de dosificación con los siguientes datos:

- Dosificación de fibras en kg/m³
- Tipo, dimensiones, forma y resistencia en caso de fibras con finalidad estructural.

En el mercado existen infinidad de fibras que pueden tener propiedades muy variables, por este motivo el anejo recomienda que cuando la designación del hormigón sea por propiedades, se realizará los ensayos previos de acuerdo con el anejo para obtener resultados y poder aceptar la dosificación propuesta.

Artículo 31º. Características mecánicas del HRFA

En este anejo los valores de resistencia a flexotracción se deben realizar según el ensayo de rotura a flexotracción propuesto en UNE-EN14651, en un número igual o superior a tres, realizados sobre probetas prismáticas de ancho igual a 150mm y largo igual a 600 mm, de 28 días de edad.

De este ensayo se obtiene el diagrama carga-abertura de fisuras del hormigón (figura 12). A partir de los valores de carga correspondiente al límite de proporcionalidad (F_L) y a las aberturas de fisura 0,5 mm y 2,5 mm (F_1 y F_3 respectivamente), se obtiene el valor de resistencia a flexotracción ($f_{ct,fl}$) y los valores de resistencia residual a flexotracción correspondientes: $f_{R,1}$ y $f_{R,3}$.

El cálculo de los valores de resistencia a flexotracción y de resistencia residual a flexotracción según la citada norma UNE-EN 14651 se realiza asumiendo una distribución elástico lineal de tensiones en la sección de rotura.

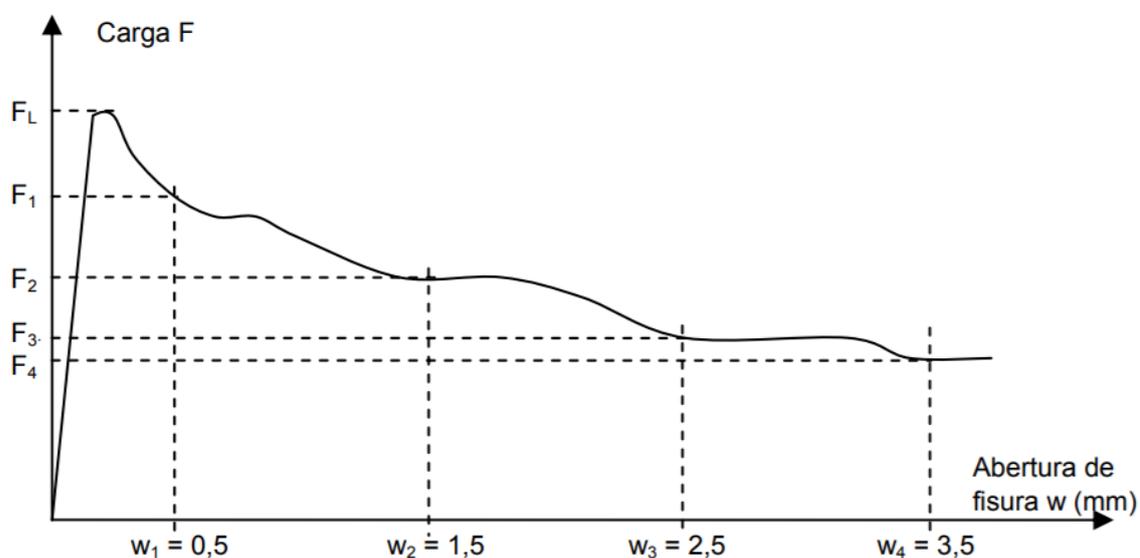


Figura 12. Diagrama tipo carga apertura de fisuras (EHE-08, Anejo 14, 2008)

A partir de los valores hallados en el ensayo se determinara el diagrama de cálculo según el artículo 39º del mismo anejo.

Artículo 39º. Tipificación de los hormigones

El Anejo 14 de la EHE-08 tipifica los hormigones de acuerdo con el siguiente formato:

T-R / f- R1-R3 / C / TM-TF /A

donde:

T: indicativo que será HMF en el caso de hormigón en masa, HAF en el caso de hormigón armado y HPF en el caso del hormigón pretensado.

R: resistencia característica a compresión especificada, en N/mm². f: Indicativo del tipo de fibras que será A en el caso de fibras de acero, P en el caso de fibras poliméricas y V en el caso de fibra de vidrio.

R1, R3: resistencia característica residual a flexotracción especificada $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$, en N/mm².

C: letra inicial del tipo de consistencia.

TM: tamaño máximo del árido, en mm.

TF: longitud máxima de la fibra, en mm.

A: designación del ambiente.

En cuanto a las resistencias residuales a flexotracción características especificadas, han de seguir la siguiente serie:

1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 - 3,0 - 3,5 - 4,0 - 4,5 - 5,0...

Las anteriores cifras indican las resistencias residuales a flexotracción características especificadas del hormigón a 28 días, expresadas en N/mm².

Capítulo 3:

CASO DE ESTUDIO 1

3.1. INTRODUCCIÓN

A continuación, vamos a realizar un estudio teórico para estudiar las ventajas e inconvenientes de incorporar fibras a tableros de puentes de luces medias. Para ello vamos a desarrollar dos casos de estudio en los que dimensionaremos dos puentes que responden a tableros típicos de puentes de carreteras. Vamos a realizar el dimensionamiento de los puentes siguiendo las normas de la EHE-08, con el objetivo de sustituir la armadura pasiva convencional que dimensionemos por el uso del hormigón reforzado con fibras de acero con la ayuda del anejo 14 de esta misma norma.

Como primer caso de estudio hemos escogido un puente tipo losa ya que, este tipo de puentes requieren por lo general de más acero y hormigón que otros tipos de puentes, lo que conlleva una gran cantidad de acero para las armaduras, aunque su facilidad de puesta en obra y sencillez de encofrado, lo hacen mucho más económico a pesar de su exceso de materiales que aumentan el coste de construcción.



Figura 13. Perspectiva de un puente de losa pretensado en construcción.

El uso del HRFA en este tipo de puentes lo pueden hacer mucho más atractivo para su construcción. El uso de fibras con el fin de sustituir completamente las armaduras sería un factor de ahorro de costes en la construcción de este tipo de puentes, ahorraríamos en tiempo y mano de obra ya que no sería necesaria la inclusión de armaduras. Como se ha explicado anteriormente, el hormigón reforzado con fibras de acero tiene dichas ventajas sobre el hormigón armado, las cuales son perfectas para este tipo de aplicaciones.

En este primer caso analizaremos un puente de 20 metros de luz simplemente apoyado en sus dos extremos, dimensiones adecuadas para un estudio que probablemente podrían aplicarse en multitud de casos reales. Dicho puente será de uso mixto entre el tráfico rodado y el uso peatonal.

3.2. MATERIALES Y GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

La geometría de nuestro puente se ha dimensionado según unos criterios generales en puentes del mismo estilo, es decir, se ha considerado una distancia de 20 metros en el espacio libre entre los apoyos (luz de 20 metros), distancia lo suficientemente amplia para utilizar armaduras activas. Además se considerará que la estructura va a estar simplemente apoyada en sus extremos.

El ancho de la sección se ha escogido para que se trate de un puente representativo de los muchos que existen en la red de carreteras y especialmente en zonas urbanas, esta distribución se trata de 2 carriles de circulación de 3,5 metros de ancho, uno para cada sentido, arcenes en cada lado de la calzada de 1 metro, y aceras en los extremos para el uso peatonal del puente de 1,5 metros de ancho, además se ha decidido reservar un espacio de 30 centímetros por cada lado para colocar unas barreras en los extremos del puente para garantizar la seguridad en él. En total 12,6 metros que confieren el ancho de nuestra sección.

A continuación se muestran las características de los materiales que intervendrán en la construcción del puente, entre ellos hormigón, acero para armaduras pasivas y acero para armaduras activas.

Material	Resistencia característica	Coefficientes de seguridad ELU	Resistencia de cálculo
Hormigón: HP-40	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	1,5	$f_{cd} = 40/1,5 = 26,67 \text{ MPa}$
Acero armaduras pasivas: B-500 S	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	1,15	$f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$
Acero armaduras activas: Y1860 S7	$f_{pyk} = 1860 \text{ MPa}$	1,15	$f_{pyd} = 1690/1,15 = 1617 \text{ MPa}$

3.2.1. Sección transversal

Como ya se ha comentado, nuestra estructura tendrá 20 metros de luz apoyada simplemente en sus dos extremos (isostático), un canto adecuado para esta longitud sería de unas proporciones canto/luz de 1/20. Un valor adecuado para el canto de nuestra sección transversal sería 1 metro, el cual mantendría una relación de 0,05 con la longitud del puente.

Al tener un canto de 1 metro no será necesaria aligerar la losa con espacios huecos en su interior y podrá ser una pieza maciza de hormigón. Continuando con la sección disponemos de un ancho total de 12,60 metros, para dimensionar la sección transversal, consideraremos dejar un voladizo de 2,50 metros con un canto variables de 0,40 hasta 0,25 metros en el extremo. El ancho mínimo de la sección se dimensionó según el ancho total de la sección, unas dimensiones adecuadas mantendrían una relación de 0,5 entre el ancho mínimo y el ancho máximo de la sección, esto nos deja un ancho de 6,20 en la fibra inferior de la sección.

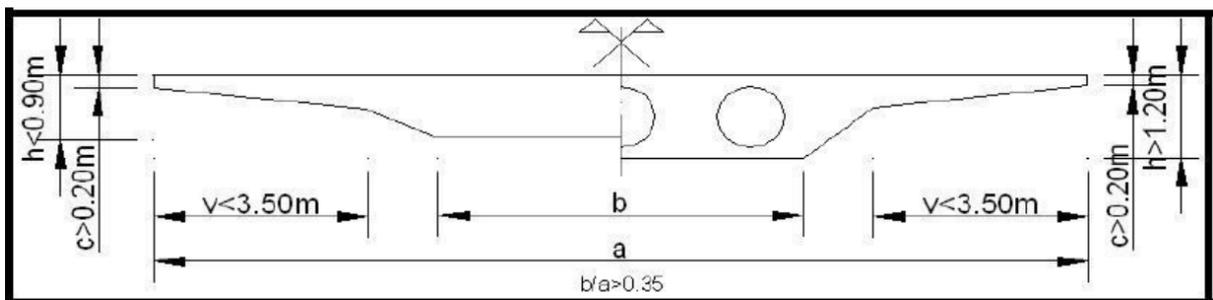


Figura 14. Indicaciones para el predimensionamiento de losas para puente (<http://estructurando.net/2012/11/12/predimensionamiento-de-puentes-losa>).

A continuación se muestra las propiedades mecánicas y la sección transversal descrita del puente que vamos a dimensionar:

Área bruta: $A_c = 8,81 \text{ m}^2$

Centro de gravedad (desde la fibra inferior): $y_G = 0,576 \text{ m}$

Inercia a flexión: $I_c = 0,734 \text{ m}^4$

Distancia del centro de gravedad a la fibra inferior:

$v = 0,576 \text{ m}$

Distancia del centro de gravedad a la fibra superior:

$v' = 0,424 \text{ m}$

Límite inferior del núcleo central: $c = \frac{I_c}{A_c \cdot v} = 0,145 \text{ m}$

Límite superior del núcleo central: $c' = \frac{I_c}{A_c \cdot v'} = 0,197 \text{ m}$

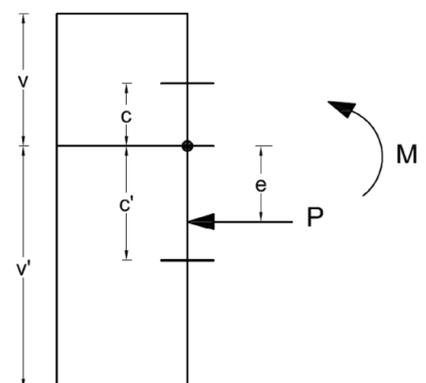




Figura 15. Sección transversal de la losa de nuestro puente.

3.3. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones a considerar en nuestro proyecto son establecidas en las siguientes normas vigentes, EHE-08 y IAP-11, en ellas se clasificación y combinación las diferentes acciones que pueden actuar sobre nuestro puente. La EHE-08 tiene un capítulo dedicado a las acciones a considerar en el proyecto de una estructura, capítulo 3: ACCIONES, en él las clasifica, las valora y pondera, y las combina entre ellas para diferentes situaciones. Para los proyectos de puente también tenemos la instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). El ámbito de aplicación de la IAP está íntegramente contenido dentro del ámbito del Eurocódigo 0, Bases de cálculo, y del Eurocódigo 1, Acciones sobre las estructuras.

Según estas normas las acciones se clasifican en:

- **ACCIONES PERMANENTES** (Peso propio, cargas muertas...)
- **ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE** (Acciones reológicas, presolicitaciones, pretensado...)
- **ACCIONES VARIABLES** (sobrecargas de uso, acciones climáticas...)
- **ACCIONES ACCIDENTALES** (Impactos, sismos...)

3.3.1. Acciones consideradas

Hemos considerado las acciones permanentes del peso propio, pavimentos y barandas; y las acciones variables del tráfico para realizar nuestro estudio.

Acciones permanentes:

- Peso propio:

Según lo que establece en la IAP-11 en el punto 3.1 o la EHE-08 en el artículo 10.2, se asigna una densidad para el hormigón armado y pretensado de 2.500 kg/m³, lo que consideraremos un peso específico de 25 kN/m³, a lo que habrá que multiplicar por la área de nuestra estructura (8,81 m²).

$$\text{Cargas} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 8.81 \text{ m}^2 = 220 \text{ kN/m}$$

- Pavimentos:

Una vez construida la estructura de nuestro puente, se considera que se pavimentara encima con algún tipo de pavimento bituminoso para el uso rodado y algún otro pavimento para el uso peatonal que se le dará en su vida útil, supondremos un peso para estos pavimentos de 23 KN/m³ (valor obtenido de la tabla 3.1-a, de la IAP-11), aplicados en toda la sección con un espesor de 6 cm.

$$\text{Cargas} = 23 \text{ kN/m}^3 \times 0,06 \text{ m} \times 12,6 \text{ m} = 17,4 \text{ kN/m}$$

- Elementos de protección (Barandas):

Además nuestro puente dispondrá de barandas o barreras para la protección. Supondremos que son barreras de perfil metálico estilo “Retil urbano” de la empresa Metalesa y barandillas de acero, cada uno de estos elementos suelen tener un peso de 100 kg por metro lineal.

$$\text{Cargas} = 200 \text{ kg/m} \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 2 \text{ kN/m}$$

Acciones variables (Tráfico + peatones):

A continuación especificaremos nuestras cargas provocadas por acciones variables según especificaciones del capítulo 4 la IAP-11. Esta norma está diseñada específicamente y es de obligatoria aplicación para puentes de carretera. Si recordamos nuestra sección estaba compuesta por una calzada para el tráfico rodado de 9 metros; 2 carriles de 3,5 metros y dos arcenes de 1 metros; y 2 aceras de 1,5 metros a cada lado reservadas para el uso peatonal.

Según esta norma se tiene que dividir el ancho de la plataforma de la calzada en carriles virtuales de 3 metros, lo que supone que dividiremos nuestra plataforma en 3 carriles más el espacio de las aceras.

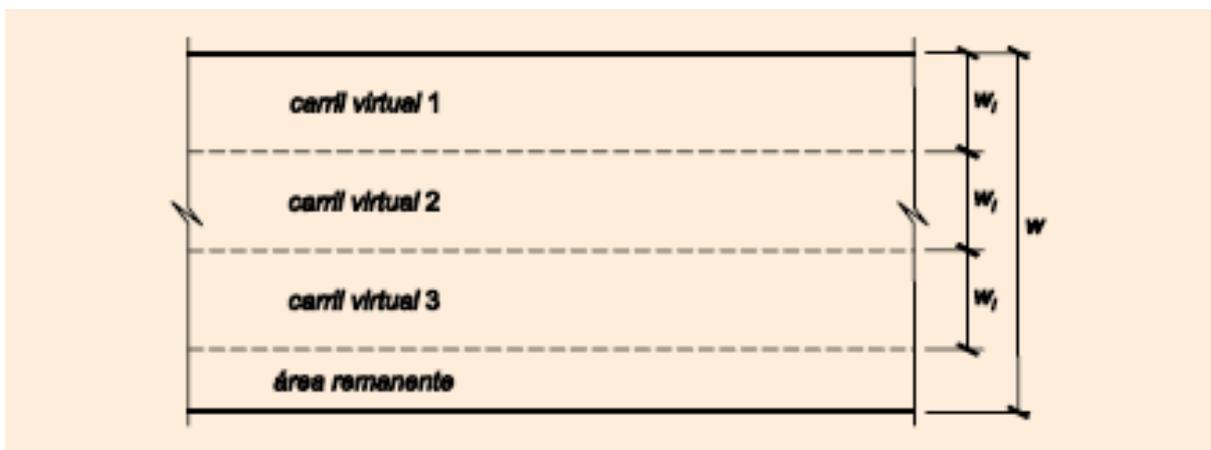


Figura 16. Empleo genérico de distribución de carriles virtuales (IAP-11).

A estos carriles les asignaremos unas cargas según especifica la norma en la Tabla 4.1-b.

3.4. COMBINACION DE LAS ACCIONES

Para calcular los momentos de cálculo que utilizaremos para dimensionar nuestra estructura tenemos que combinar las acciones presentadas en el punto anterior para dos situaciones distintas Estado Limite Ultimo (ELU) y Estado Limite de Servicio (ELS). El proceso para encontrar dichos momentos de cálculo será, primero encontrar los esfuerzos que provocan cada acción por separado en nuestra estructura, la cual se trata de una viga-apoyada simplemente sobre estribos, y segundo combinar dichos esfuerzos según la IAP-11 para encontrar el momento resultante.

3.4.1. Cálculo de esfuerzos cortantes y momentos:

Esfuerzos cortantes y momentos de una viga biapoyada son:

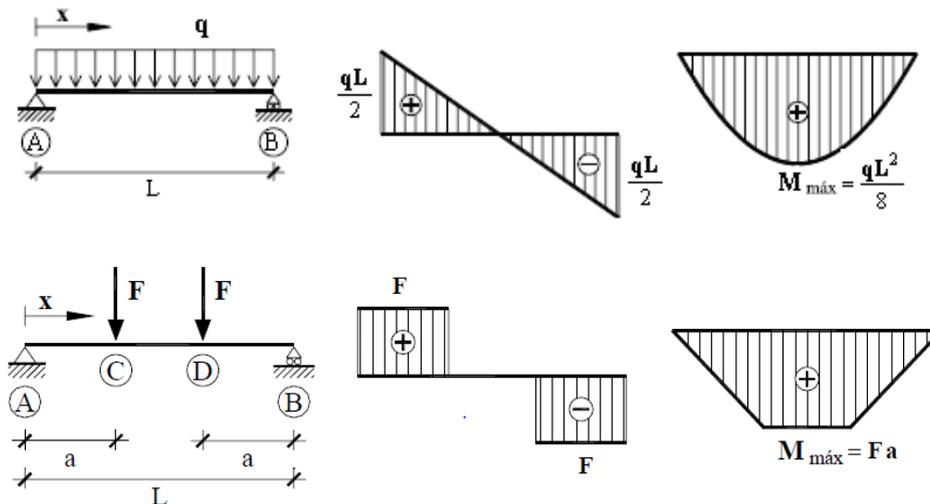


Figura 19. Diagramas de cortantes y momentos de una viga biapoyada.

- Momentos en el centro de la viga:

$$\begin{aligned}
 M_{g \text{ peso propio}} &= \frac{220 \times 20^2}{8} = 11.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{g \text{ pavim.}} &= \frac{17.4 \times 20^2}{8} = 870 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{g \text{ barandas}} &= \frac{2 \times 20^2}{8} = 100 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_q &= \frac{52 \times 20^2}{8} = 2.600 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad // \quad // \quad M_Q = 9,4 \times 600 = 5.640 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} M_{g \text{ peso propio}} \\ M_{g \text{ pavim.}} \\ M_{g \text{ barandas}} \end{aligned}} \right\} \Sigma M_g = 11.970 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Cortantes en la sección del apoyo:

$$Q_g = \frac{(220 + 17,4 + 2) \times 20}{2} = 2.394 \text{ kN}$$

$$Q_q = \frac{52 \times 20}{2} = 520 \text{ kN}$$

$$Q_Q = \frac{600 \times 20 + 600 \times (20 - 1,20)}{20} = 1.164 \text{ kN}$$

Suponemos que una de las cargas esta sobre el apoyo y la otra a 1,20 metros de este.

3.4.2. Momentos de cálculo

A continuación y según el Capitulo 6 de la IAP-11, combinaremos los momentos calculados, estos momentos los utilizaremos para dimensionar las armaduras activas y pasivas de nuestra estructura.

- Estado límite de servicio (ELS); combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde: $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_Q = 1,0$

$$M_{k \text{ frecuente}} = 1,0 \times 12.550 + 1,0 \times 0,75 \times 5.640 + 1,0 \times 0 \times 2.600 = 16.780 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Estado límite último (ELU);

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde: $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$

$$V_d = 1,35 \times 2.394 + 1,5 \times 1164 + 1,5 \times 0,4 \times 520 = 5.290 \text{ kN}$$

3.5. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

A continuación analizaremos la fuerza de pretensado que aplicaremos a nuestra estructura, este análisis lo realizaremos para un Estado Limite de Servicio y se basa en calcular una fuerza de pretensado para la cual no aparezcan fisuras en la estructura. Para conseguir que no aparezcan fisuras debemos calcular el rango de fuerza de pretensado que podemos aplicar para el cual, no se producen esfuerzos de tracción, ni se supera el límite de esfuerzos a comprensión que resiste el hormigón antes de aparecer las fisuras.

3.5.1. Situación de vacío

Para encontrar el rango de valores de la fuerza de pretensado para el cual no se producen fisuras debemos analizar dos situaciones, la primera sería analizar la estructura en situación de vacío y en el momento inicial en el que aplicaríamos la fuerza de pretensado, en esta situación queremos encontrar un valor máximo de tensado para el cual no se produzcan fisuras por tracciones en la fibra superior ni fisuras por compresiones en la fibra inferior. El momento de cálculo de esta situación es el momento que produce el propio peso de la losa únicamente (M_g peso propio).

La excentricidad máxima se ha calculado restando a la distancia del centro de gravedad a la fibra inferior, el recubrimiento y la mitad del diámetro los cables de pretensado ($e = y_G - 1,5 \cdot \emptyset$ tendón). Si suponemos vainas de 80 mm la excentricidad será $0,576 - 1,5 \cdot 0,08 = 0,45$ mm.

1ª Inecuación - Limita que no haya tensiones de tracción en la zona superior de la pieza en situación de vacío.

$$\sigma(1) = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{I} \cdot v + \frac{M_d}{I} \cdot v \geq 0$$
$$\frac{P}{8,81} - \frac{P \cdot 0,45}{0,734} \cdot 0,424 + \frac{11.000}{0,734} \cdot 0,424 \geq 0$$
$$0,114 P - 0,260 P - 6.354,22 \geq 0$$
$$P1 \leq 42.388 \text{ kN}$$

2ª Inecuación – Limita que las tensiones sean menores a la máxima tensión admisible de compresión en la zona inferior de la pieza en situación de vacío.

$$\sigma(2) = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{I} \cdot v' - \frac{M_d}{I} \cdot v' \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$
$$\frac{P}{8,81} + \frac{P \cdot 0,45}{0,734} \cdot 0,576 - \frac{11.000}{0,734} \cdot 0,576 \leq 0,6 \cdot 40.000$$
$$0,114 P + 0,353 P + 9.358 \leq 24.000$$
$$P1 \leq 69.231 \text{ kN}$$

En esta primera situación hemos hallado dos valores máximos que no podemos superar.

3.5.2. Situación de servicio

En la segunda situación queremos encontrar la fuerza de pretensado para la cual en una situación de servicio, aplicando como momento de cálculo el momento frecuente en ELS ($M_{k \text{ frecuente}}$), no se producen fisuras por tracciones en la fibra inferior. A continuación se muestran los cálculos realizados:

3ª Inecuación – Limita que no haya tensiones de tracción en la zona inferior de la pieza en situación de servicio.

$$\begin{aligned}\sigma(2) &= \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{I} \cdot v' - \frac{M_d}{I} \cdot v' \geq 0 \\ \frac{P}{8,81} + \frac{P \cdot 0,45}{0,734} \cdot 0,576 - \frac{16.780}{0,734} \cdot 0,576 &\geq 0 \\ 0,114 P + 0,353 P - 13.166 &\geq 0 \\ P &\geq 28.192 \text{ kN}\end{aligned}$$

4ª Inecuación – Limita que las tensiones sean menores a la máxima tensión admisible de compresión en la zona superior de la pieza en situación de servicio.

$$\begin{aligned}\sigma(1) &= \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{I} \cdot v + \frac{M_d}{I} \cdot v \leq 0,6 \cdot f_{ck} \\ \frac{P}{8,81} - \frac{P \cdot 0,45}{0,734} \cdot 0,424 + \frac{16.780}{0,734} \cdot 0,424 &\leq 0,6 \cdot 40.000 \\ 0,114 P - 0,260 P + 9.693 &\leq 24.000 \\ P &\leq -97.993 \text{ kN}\end{aligned}$$

Siempre se cumple para valores de P positivos.

En esta segunda situación tenemos un valor mínimo de pretensado que debemos aplicar para que no se produzcan tensiones de tracción en situación de carga frecuente y con ello aparezcan fisuras.

3.5.3. Pérdidas de pretensado

Para calcular que fuerza de pretensado que aplicaremos en el instante de tesar habrá que considerar pérdidas a corto y a largo plazo.

Debemos considerar que en esta segunda situación se habrán producido unas pérdidas de la fuerza de pretensado, comparada con la fuerza analizada en la primera situación (pérdidas diferidas), y a su vez en dicha fuerza de la primera situación se tienen que considerar unas pérdidas instantáneas sobre la fuerza aplicada en el momento inicial de tesar.

Si consideramos unas pérdidas diferidas de 10% y unas pérdidas instantáneas del 15%, valores habituales en este tipo de estructuras, encontraremos los valores de P_0 mínimos y máximos (P_0 = fuerza de tesado instante 0) que debemos aplicar en el momento inicial de tesar los tendones.

$$P_0 = P_1 \cdot 1/0,85 \leq 49.868 \text{ kN}$$

$$P_0 = P_2 \cdot 1/0,75 \geq 37.890 \text{ kN}$$

De este rango de valores consideraremos el más bajo para aplicar a nuestra estructura.

$$P_0 = 37.590 \text{ kN}$$

3.5.4. Elección del número de tendones del post-tesado

Una vez tenemos la fuerza inicial que será aplicada en el momento de tensar nuestra armadura activa, calcularemos el área de armadura y con ellos el número de tendones y cables que necesitamos para conseguir dicha fuerza:

$$A_p = \frac{P_0}{f_{P_0}} \text{ donde } f_{P_0} = \min \{ 0,75 \cdot f_{P_0} ; 0,9 \cdot f_{P_y} \} = \min \{ 0,75 \times 1860 ; 0,9 \times 1690 \} = 1395 \text{ MPa}$$

$$A_p = \frac{37.590}{1.395} = 26.946 \text{ mm}^2$$

Para calcular el número de tendones que habrá que colocar se ha consultado un catálogo de la empresa VSL, en el cual disponemos una gama de vainas con diferentes números de cordones/cables para emplear en armaduras pretensadas.

1.2 Tendon Properties 15 mm (0.6") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load				Steel duct ¹⁾				Plastic duct VSL PT-PLUS®		PE pipe	
		Y1860S7 (prEN)		Y1770S7 (prEN)	Grade 270 (ASTM)	minimum		recommended		Ø _i / Ø _s ²⁾	e	Ø _{ext} x l _{min}	e
		d=15.3 mm A _p =140 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.24 mm A _p =140 mm ²	Ø _i / Ø _s	e	Ø _i / Ø _s	e				
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm x mm]	[mm]		
6-1	1	260	279	265.5	260.7	25/30	5	30/35	7	22/25	6	25 x 2.0	3
6-2	2	520	558	531	521	40/45	9	45/50	12	2 ²⁾	-	40 x 3.0	6
6-3	3	780	837	797	782	40/45	6	45/50	9	2 ²⁾	-	50 x 3.7	8
6-4	4	1040	1116	1062	1043	45/50 ³⁾	7	50/55 ³⁾	10	2 ²⁾	-	50 x 3.7	6
6-7	5	1300	1395	1328	1304	50/57	8	55/60	11	58/63 ²⁾	-	75 x 5.6	17
	6	1560	1674	1593	1564	55/62	9	60/67	12	58/63	11	75 x 5.6	15
6-7	7	1820	1953	1859	1825	55/62	7	60/67	10	65/70	14	75 x 5.6	13
	8	2080	2232	2124	2086	65/72	11	70/77	14	76/81	18	90 x 5.4	20
6-12	9	2340	2511	2390	2346	65/72	9	70/77	12	76/81	16	90 x 5.4	18
	10	2600	2790	2655	2607	70/77	11	75/82	14	76/81	15	90 x 5.4	17
6-12	11	2860	3054	2931	2886	75/82	13	80/87	16	76/81	15	90 x 5.4	15
	12	3120	3348	3186	3128	75/82	11	80/87	14	76/81	12	90 x 5.4	14
6-15	13	3380	3627	3452	3389	80/87	13	85/92	16	85/91	16	110 x 5.3	26
	14	3640	3906	3717	3650	80/87	11	85/92	14	85/91	16	110 x 5.3	25
6-15	15	3900	4185	3983	3911	80/87	10	85/92	13	85/91	12	110 x 5.3	24
	6-19	16	4160	4464	4248	4171	85/92	12	90/97	15	100/106	22	110 x 5.3
6-19	17	4420	4743	4514	4432	85/92	11	90/97	14	100/106	20	110 x 5.3	20
	18	4680	5022	4779	4693	90/97	13	95/102	16	100/106	19	110 x 5.3	19
6-19	19	4940	5301	5045	4953	90/97	12	95/102	15	100/106	18	110 x 5.3	18
6-22	20	5200	5580	5310	5214	100/107	17	110/117	23	100/106	17	125 x 6.0	24
	21	5460	5859	5576	5475	100/107	16	110/117	22	100/106	16	125 x 6.0	23
6-22	22	5720	6138	5841	5735	100/107	15	110/117	21	100/106	15	125 x 6.0	22

Figura 20. Datos técnicos del sistema de post-tensión, VSL.

Se ha considerado utilizar vainas de 12 cordones (Y1860S7) de 150 milímetros cuadrados de área cada uno, lo que nos proporciona un área total por tendón de 2.850 mm².

Tendones de 12 cables/tendones, cada cable 150 mm² (Y1860S7).

$$\text{Área vaina} = 12 \times 150 \text{ mm}^2 = 1.800 \text{ mm}^2$$

Si al área total de armaduras activas que necesitamos colocar en nuestra estructura la dividimos por el área de una vaina encontraremos el número de tendones que necesitamos.

$$N^{\circ} \text{ tendones} = 26.946 \text{ mm}^2 / 1.800 \text{ mm}^2 = 14,97 = \underline{15 \text{ tendones}}$$

El número de tendones a colocar serán 15 y el área final que dispondremos de armaduras activas y el valor de la fuerza de pretensado en las diferentes etapas analizadas será:

$$\text{Área final} = 27.000 \text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 37.665 \text{ kN} \rightarrow P_1 = 32.015 \text{ kN} \rightarrow P_2 = 28.249 \text{ kN}$$

3.6. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS PASIVAS

Con los cálculos realizados hasta el momento hemos dimensionado el pretensado para ELS (Estado Límite de Servicio), a continuación comprobaremos si esta armadura resiste a ELU (Estado Límite Último) de agotamiento frente a sollicitaciones normales, flexión y cortante. Caso de no cumplir, habría que buscar alguna solución, entre las que la más usual es añadir armadura pasiva, de no ser así, dimensionaremos la cantidad mínima necesaria de armadura pasiva que debemos utilizar para garantizar la estabilidad de nuestra estructura.

Para dimensionar las armaduras se realizarán los cálculos definidos en los **artículos 42 y 44** del **Capítulo X: CÁLCULOS RELATIVOS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS**, de la norma EHE-08.

Artículo 42.º Estado Límite de Agotamiento frente a sollicitaciones normales

La combinación de acciones en la sección de centro de vano para estados límite último en combinación frecuente, sin considerar la acción del pretensado, es: Momento de cálculo: **Md = 16.780 kN** (calculado en el apartado 3.4.2.Momentos de cálculo)

A continuación calcularemos el momento último que resiste la estructura con la armadura de pretensado dimensionada:

- $A_p = 27.000 \text{ mm}^2$
- $P_{inf} = 28.249 \text{ kN}$

$$M_u = A_p \cdot \sigma_p \cdot \left(d_p - \frac{1}{2} \cdot y \right)$$

- Asumiendo aceros plastificados $\sigma_p = f_{pyd}$

$$x = \frac{A_p \cdot f_{pyd}}{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{27.000 \cdot \text{mm}^2 \cdot 1617 \text{ MPa}}{1,0 \cdot 0,8 \cdot 26,67 \text{ MPa} \cdot 12.600 \text{ mm}} = 162,40 \text{ mm}$$

- Comprobamos que han plastificado:

$$\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \geq f_{pyd}$$

$$\sigma_p = \sigma_\infty + E_p \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (dp - x) \geq f_{pyd}$$

$$\sigma_p = \frac{28.249.000 \text{ N}}{27.000 \text{ mm}^2} + 190.000 \cdot \frac{0,0035}{162,4 \text{ mm}} \cdot (950 \text{ mm} - 162,4 \text{ mm}) \geq f_{pyd}$$

$$4.271,34 \text{ MPa} \geq 1.617 \text{ MPa}$$

Se cumple, han plastificado.

- Como han plastificado podemos calcular Mu con la expresion anterior y $\sigma_p = f_{pyd}$:

$$Mu = A_p \cdot f_{pyd} \cdot \left(dp - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x \right)$$

$$Mu = 27.000 \text{ mm}^2 \cdot 1.617 \text{ MPa} \left(950 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 0,80 \cdot 162,40 \text{ mm} \right) = 38.640 \text{ kN}$$

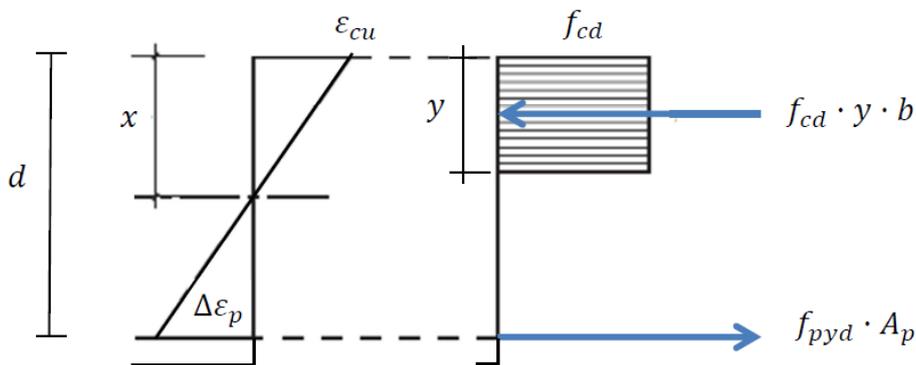


Figura 21. Representación de deformaciones y esfuerzos en la sección central del vano.

Como se cumple que el momento ultimo es superior al momento de cálculo ($M_u \geq M_d$) esto significa que no seran necesario añadir amadrua pasiva adicional y que con la armadura activa sera suficiente para resistir los esfuerzos.

42.3.2 Flexión simple o compuesta

La armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir la siguiente limitación para comprobar que resistimos los momentos de diseño y asegurar que no tenemos rotura frágil. Estamos en el caso de una sección en la que el agotamiento se producirá por flexión simple, según la EHE se deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

donde:

- Área de la armadura activa adherente:

$$A_p = 27.000 \text{ mm}^2$$

- Área de la armadura pasiva:

$$A_s = 0$$

- Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción:

$$f_{pd} = 1617 \text{ MPa}$$

- Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción:

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

- Resistencia media a flexotracción del hormigón:

$$f_{ct,m,fl} = \text{más } \{1,6 \cdot h/1000 f_{ct,m}; f_{ct,m}\} = 3,51 \text{ MPa} \quad (f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,51 \text{ MPa}; \text{ si } f_{ck} < 50 \text{ MPa})$$

- Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.

$$W_1 = \text{Inercia} / y_{\text{máx}} = 0,734 / 0,576 = 1,2743 \text{ m}^3$$

- Profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección.

$$d_p / d_s = 1 \text{ (solo armaduras activas)}$$

- Fuerza de pretensado descontadas las pérdidas.

$$P_{inf} = 28.249 \text{ kN}$$

- Área de la sección bruta de hormigón.

$$A = 8,81 \text{ m}^2$$

- Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta.

$$e = 0,456 \text{ m}$$

- Brazo mecánico de la sección.

$$z = 0,8 h = 0,8 \text{ m}$$

$$27.000 \times 1.617 \text{ [N]} \geq \frac{1,274 \text{ m}^3}{0,8 \text{ m}} \times 3,51 \times 10^6 \text{ Pa} + \frac{28.249 \times 10^3 \text{ N}}{0,8 \text{ m}} \times \left(\frac{1,274 \text{ m}^3}{8,81 \text{ m}^2} + 0,456 \text{ m} \right)$$

$$43,66 \times 10^6 \text{ [N]} \geq 26,80 \times 10^6 \text{ [N]}$$

Según estos cálculos con la armadura activa es suficiente para asegurar que no tendremos rotura frágil, por lo que no será necesario añadir armadura pasiva.

42.3.5 Cuantías mínimas

Con la armadura activa es suficiente para verificar el E.L.U. de flexión y la rotura es dúctil, aun así tendremos que colocar una armadura pasiva mínima para evitar la fisuración debida a deformaciones impuestas por temperatura y retracción.

En la tabla 42.3.5 de la EHE se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas que, en cualquier caso, deben disponerse en nuestra sección estructural. Como no disponemos de armadura por flexión la armadura mínima exigida será la que deberemos colocar.

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

(1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

Figura 22. Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón, EHE-08.

Utilizaremos la armadura mínima de un elemento estructural tipo losa ya que nuestro tablero tiene las características de una losa.

$f_y = 500 \text{ MPa} \rightarrow$ cuantía mínima (losa) = $1,8 / 1.000$

$$A_{s,min} = \frac{1,8}{1000} \cdot A_c = \frac{1,8}{1000} \cdot 8.810.000 = 15.858 \text{ mm}^2$$

(1) En cada cara 7.929 mm^2

Artículo 44. Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

A continuación dimensionaremos la armadura frente a esfuerzos cortantes, seguiremos los pasos del artículo 44 de la EHE-08. Anteriormente, en el **punto 3. Combinaciones de acciones**, se ha calculado el esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores, ese valor se utilizará a continuación.

44.2.2. Esfuerzo cortante efectivo

Según la EHE el esfuerzo cortante efectivo, V_{rd} , se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

Donde:

V_d → Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.

V_{pd} → Valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio.

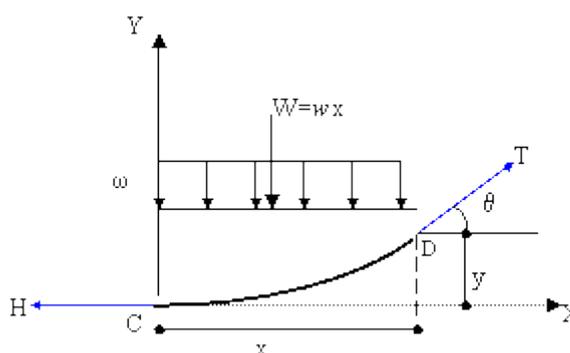
V_{cd} → Valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción en la armadura pasiva, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

Para calcular el valor de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección de estudio, necesitaremos calcular el valor del ángulo del pretensado en el extremo de la sección longitudinal, dicho valor se calculará a continuación:

El trazado del pretensado sigue la función de una parábola ($e(x) = -Ax^2 + Bx - C$), la excentricidad máxima de dicha parábola será de 0,6 metros y la longitud total del pretensado es de 20 metros, longitud del puente de estudio, con esta información podemos calcular la parábola que seguirá el trazado, $y(x) = 0,006x^2$. Con esta

información podemos calcular la componente vertical de la fuerza de pretensado, gracias a la tangente de la parábola en el punto (0,6;10), que será el extremo del pretensado.

La derivada es $y'(x) = 0,012x$; $y'(10) = 0,12$; por lo que la recta tangente tendrá una pendiente de 0,12 en el extremo de el trazado del pretensado, el ángulo será $\tan^{-1}(0,12) = 6,843^\circ$.



$$V_d = 1,35 \cdot V_g + 1,5 \cdot V_q + \sum 1,5 \cdot \Psi_{0i} V_{qi} = 1,35 \times 2.394 + 1,5 \times 1.164 + 1,5 \times 0,4 \times 520 = 5.290 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = -P_{\infty} \cdot \sin \alpha = -28.249 \cdot \sin (6,843^\circ) = -3.354 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0$$

$$V_{rd} = 1.936 \text{ kN}$$

44.2.3. Comprobaciones que hay que realizar

El Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde:

V_{rd} → Esfuerzo cortante efectivo de cálculo definido en 44.2.2.

V_{u1} → Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u2} → Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

44.2.3.1. Obtención de V_{u1}

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde:

- Resistencia a compresión del hormigón.
 $f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot 26,6 = 16 \text{ MPa}$ (para $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$)
- Anchura neta mínima del elemento. $B_0 = 6800 \text{ mm}$
- Coeficiente que depende del esfuerzo axil. $K=1$
- α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza. $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cotg(\alpha) = 0$
- θ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. $\theta=25^\circ \rightarrow \cotg(\theta) = 1$
- Distancia de la fibra superior a las armaduras. $d=950 \text{ mm}$

$$V_{u1} = 1 \cdot 16 \text{MPa} \cdot 6200 \text{ mm} \cdot 950 \text{mm} \cdot \frac{\cotg(25) + \cotg(90)}{1 + \cot(25)^2}$$

$$V_{u1} = 47.120 \text{ kN}$$

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

44.2.3.2. Obtención de Vu2

44.2.3.2.2. Piezas con armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

donde:

V_{su} → Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d}$$

donde:

- Resistencia de las armaduras.

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

- Brazo mecánico de la sección.

$$z = 0,9 \times d = 0,86 \text{ m}$$

V_{cu} → Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_C} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

donde:

- $\xi = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{0,5} \quad (d = 950 \text{ mm}) = 1,46 < 2,0$

- $\rho_l = \frac{A_s + A_p \frac{f_{yp}}{f_{yd}}}{b \cdot d} = 0,018 < 0,02$

- $\cotg(\alpha=90) = 0$

- $\cotg(\theta=25) = 2$

- $\beta = 1$

- $\sigma_{cp} = \min \left[\frac{N E_d}{b \cdot h}; 0,2 \cdot f_{cd} \right] = \min (2,24 ; 5,33) = 2,24 \text{ MPa}$

-

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 1,46 \cdot (100 \cdot 0,018 \cdot 40 \text{MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 2,24 \text{ MPa} \right] \cdot 1 \cdot 6200 \text{ mm} \cdot 950 \text{ mm} = 5.556,53 \text{ kN}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$1.936 \text{ MPa} \leq 5.556,63 \text{ MPa} + V_{su}$$

$$V_{su} = 0$$

Con la contribución del hormigón nos basta para resistir el esfuerzo cortante efectivo y no necesitaremos ninguna contribución de armaduras transversales.

3.7. ESQUEMA DE LAS ARMADURAS

El área de armadura longitudinal impuesta por la EHE-08 es de 15.858 mm² en total y de 7.929 mm² en cada cara.

Se ha consultado un catálogo para saber las características de las barras para las armaduras, en España las barras que se comercian son las de 12, 16, 20, 25 milímetros...

A continuación se diseñan el número de barras que se emplearan en cada cara de la losa

B 500 / S 555 Bar characteristics									
Dimensions (mm)			Nominal Area (mm ²)	Nominal Mass (kg/m)	Nominal Tensile Strength / Load (MPa)		Nominal Proof Stress (Mpa)	Working Load Fd (Din 1045)	Minimum Elongation at max force %
d	dA	C				kN			
12	14	7	113	0.89	550	62	500	32	6
14	16	7.5	154	1.21	550	85	500	44	6
16	19	8	201	1.58	550	110	500	57	6
20	23	10	314	2.47	550	175	500	91	6
25	29	12.5	491	3.85	550	270	500	140	6
28	32	14	616	4.83	550	340	500	177	6
32	36	16	804	6.31	550	440	500	231	6
40	45	20	1260	9.87	550	690	500	360	6
50	56	26	1960	15.40	550	1080	500	560	6
63.5	70	21	3167	24.86	700	2215	555	1006	5

Figura 23. Datos técnicos de barras para armaduras pasivas, VSL.

- $\varnothing 12 \text{ mm} \rightarrow \text{Área} = 113 \text{ mm}^2$
 $N^\circ \text{ barras} = 7.929 / 113 = 70,1 = 71 \text{ barras}$
 $st = 12.600\text{mm} / 71 = 178 \text{ mm}$
- $\varnothing 16 \text{ mm} \rightarrow \text{Área} = 201 \text{ mm}^2$
 $N^\circ \text{ barras} = 7.929 / 201 = 39,45 = 40 \text{ barras}$
 $st = 12.600\text{mm} / 40 = 315 \text{ mm}$

Para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras y asegurar el control de fisuración del hormigón y un buen confinamiento de este, el espesor mínimo de separación entre barras longitudinales consecutivas tendrá que ser menor a 30 cm o 3 veces el espesor del canto bruto. Por lo tanto se colocaran 42 barras longitudinalmente, de 16 mm de diámetro, cada 30 cm de separación, en ambas caras de la losa. .

$$\text{Armadura} = 42 \varnothing 16 \text{ mm } c/ 300 \text{ mm}$$

3.8. SUSITITUCIÓN DE LA ARMADURA POR HRFA

Para analizar la posible sustitución de las armaduras por el uso de fibras en la matriz del hormigón, se ha utilizado el Anejo 14 de la EHE-08. Para realizar los cálculos incluidos en el anejo 14 y poder realizar un estudio de la cuantía de armadura que podríamos sustituir por el uso del HRFA, es necesario conocer los valores de resistencia a flexotracción descritos en el artículo 31º del mismo anejo.

Para obtener dichos valores se han consultado los ensayos realizados en la tesis de máster “Caracterización del HRFA de vigas prefabricadas mediante el ensayo Barcelona” de Abreu Heriberto Peña (Febrero 2016). Según sus estudios, una dosificación de entre 35-40 kg/m³, lo que correspondería a un 0,5% en volumen, da valores de resistencia a flexo tracción de 5,3 MPa y valores de resistencia residual a flexotracción de $f_{R1,k} = 4,16 \text{ Mpa}$ y $f_{R3,k} = 3,50 \text{ Mpa}$.

Longitud (<i>l</i>)	60 mm
Diámetro Equiva. (<i>d</i>)	1,0 mm
Ratio <i>l</i> / <i>d</i>	60
Resis. a Tracción	> 1200 MPa
Límite Elástico	> 1120 MPa
Módulo Elástico	210000 MPa
N° de fibras por kg	2602
Dosis usada	35 kg/m ³



Figura 24 .Propiedades de las fibras en los ensayos realizados por Abreu Heriberto Peña (Febrero 2016).

Muestra	F _{ctfl} (MPa)	f _{r1} (MPa)	f _{r2} (MPa)	f _{r3} (MPa)	f _{r4} (MPa)
1A	5,770	4,276	3,401	3,050	2,696
2A	5,614	3,468	3,583	3,096	2,933
3A	5,428	6,546	6,118	4,768	4,270
4A	4,644	3,649	3,207	3,054	2,823
5A	4,952	4,808	4,950	4,583	3,801
6A	5,699	5,010	5,081	4,470	4,133
7A	5,289	2,351	2,104	1,912	1,701
7B	5,643	4,594	4,644	4,414	4,061
7C	5,064	2,736	2,350	2,144	2,044
PROM.	5,345	4,160	3,938	3,499	3,162
D.E.	0,365	1,205	1,266	1,026	0,892
C.V.%	6,837	28,978	32,142	29,335	28,196

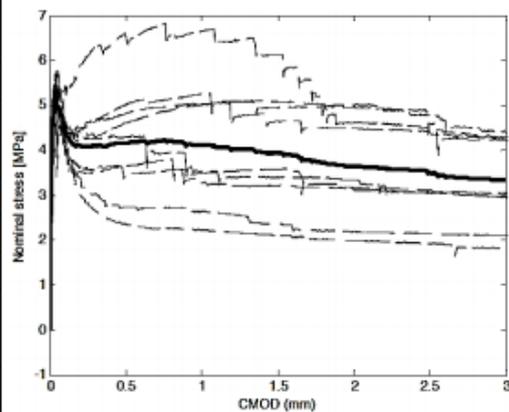


Figura 25. Resultados del ensayo a flexotracción realizados por Abreu Heriberto Peña(Febrero 2016).

Código	Dosif. Fibras Promedio (kg/m ³)	Desviación Media (kg/m ³)	Coefficiente de Variación (%)
Viga A	40,22	8,42	20,92
Viga B	46,36	4,07	8,8
Viga E	40,40	6,29	15,57
Viga F	36,99	5,13	13,87
Prom.	40,99	5,98	14,58

En todos los casos se obtiene una dosificación mayor a la esperada de 35 kg/m³.

Figura 26. Dosificación de los ensayos realizados por Abreu Heriberto Peña (Febrero 2016).

Ahora pasamos a analizar los cálculos que considera el Anejo 14 de la EHE-08, para considerar la resistencia de las fibras en contribución a la resistencia del elemento estructural.

Artículo 39º Características del hormigón

39.5 Diagrama tensión – deformación en tracción de cálculo del hormigón con fibras

Para realizar los cálculos relativos a los Estados Límite Últimos y poder comprobar la resistencia de las secciones en el que las fibras tienen una función estructural se efectuara considerando como diagrama de cálculo el diagrama rectangular definido en el anejo 14.

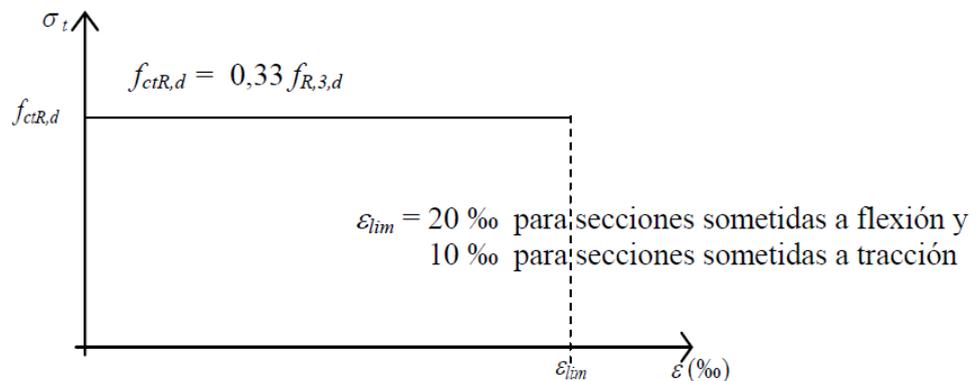


Figura 27. Diagrama de cálculo rectangular (Anejo 14, EHE-08).

Según este diagrama la resistencia residual a tracción de cálculo ($f_{ctR,d}$) es la siguiente:

$$f_{ctR,d} = 0,33 \cdot f_{R3,d} = 0,33 \cdot \frac{f_{R3,k}}{1,5} = 0,33 \cdot \frac{3,50 \text{ MPa}}{1,5} = 0,77 \text{ MPa}$$

Artículo 42.º Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

42.3.2 Flexión simple o compuesta

La limitación que teníamos que cumplir para garantizar que no se produzca la rotura frágil del elemento se modifica en este anejo para incorporar la resistencia que otorgan las fibras, la expresión que propone el anejo es la siguiente:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} + \frac{z_f}{z} A_{ct} f_{ctR,d} \geq \frac{W_1}{z} f_{ctm} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

donde:

- $z_f A_{ct} f_{ctR,d}$ Contribución de las fibras
- z_f Brazo mecánico de la tracción del hormigón
- A_{ct} Área traccionada de hormigón
- $f_{ctR,d}$ Resistencia residual a tracción de cálculo en el diagrama rectangular

$$43,66 \times 10^6 [N] + \frac{0,5 m}{0,8 m} \times 8.810.000 \text{ mm}^2 \times 0,77 \text{ MPa} \geq 26,80 \times 10^6 [N]$$

$$43,66 \times 10^6 [N] + 4,24 \times 10^6 [N] \geq 26,80 \times 10^6 [N]$$

La contribución de las fibras equivale a un 16% de la contribución de resistencia necesaria para evitar la rotura frágil. Aunque dicha limitación ya está garantizada con la armadura activa de pretensado y por este motivo no necesitábamos añadir armadura para garantizar la resistencia a flexión.

Aun así, podemos analizar la formula con los datos de nuestra estructura para determinar cuanta armadura pasiva convencional equivale la contribución de las fibras.

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{z_f}{z} \cdot A_{ct} \cdot f_{ctR,d}$$

$$A_s \cdot 435 \text{ MPa} = \frac{0,5 m}{0,8 m} \times 8.810.000 \text{ mm}^2 \times 0,77 \text{ MPa}$$

$$A_s = 9.746,7 \text{ mm}^2$$

Esta limitación garantiza evitar la rotura frágil del hormigón. La acción de las armaduras tradicionales y de las fibras es completaría en este aspecto, por lo que de esta limitación podemos extraer que añadir 35-40 kg por m³ de fibras, equivale a sustituir casi 10.000 mm² de armaduras convenciones para garantizar que no se producirá rotura frágil. Se aprecia que este valor es superior a las armaduras mínimas exigidas colocadas, las cuales son 7.290 mm² en el lado de tracción.

42.3.5 Cuantías geométricas mínimas

Para reducir los valores de armadura mínima que hay disponer, en cualquier caso, en los diferentes elementos estructurales, indicados la tabla 42.3.5, el anejo establece que se pueden reducir dichos valores una cuantía equivalente $A_c \cdot f_{ctR,d}$ en el caso de usar hormigones con fibras.

Teniendo esta consideración para el cálculo de la armadura mínima, la expresión quedaría de esta forma:

$$A_{s,mín} = \frac{1,8}{1000} \cdot A_c - \frac{f_{ctR,d}}{f_{yd}} \cdot A_c = \frac{1,8}{1000} \cdot 8,81 \text{ m}^2 - \frac{0,77}{435} \cdot 8,81 \text{ m}^2$$

$$A_{s,mín} = \cdot 15.858 \text{ mm}^2 - 15.595 \text{ mm}^2 = 263 \text{ mm}^2$$

Hemos reducido 14.338 mm² de armadura.

Con un valor de resistencia residual a flexión de 3,50 MPa casi conseguimos reducir a 0 la armadura mínima que nos exigen colocar para el control de fisuración, si consiguiéramos garantizar una resistencia residual a flexotracción, $f_{R1,k}$, de 3,56 MPa, la armadura se reduciría a 0.

3.9. RESUMEN Y ANALISIS DEL USO DE FIBRAS

En este primer caso de estudio hemos diseñado un puente tipo losa para el uso mixto de tráfico de vehículos y personas, por el tipo de puente, la sección y las dimensiones de luz escogidas, el resultado final ha sido que con la armadura activa de pretensado era suficiente para resistir las cargas exigidas, esto significa que las armaduras se han limitado al pretensado y las armaduras mínimas que exige la normativa española para controlar la fisuración debida a deformaciones impuestas producidas por temperatura y retracción.

Al analizar la posible sustitución de dicha armadura mínima dimensionada por el uso de fibras en la mezcla de hormigón, satisfactoriamente conseguimos reducir el 100% utilizando una dosificación de unos 35-40 kg de fibras por m³ de hormigón, esto equivale a introducir un 0,5% de volumen de fibras en el hormigón.

Según lo estudiado en la primera parte del trabajo este volumen es un porcentaje bajo de fibras, el cual podríamos añadir a cualquier hormigón convencional que cumpliera los requisitos de resistencia del proyecto y no tendríamos ningún problema de docilidad, por lo que en principio no habría que modificar las propiedades del hormigón ni añadir aditivos para conseguir una mezcla homogénea.

Según los cálculos realizados que describe el artículo 42.3.2 del anejo 14, la contribución de las fibras equivale a un 16% de la contribución de la resistencia necesaria para garantizar que no se producirá la rotura frágil. Este valor se podría aumentar hasta un 27% con una dosificación alta en fibras (unos 60 kg/m³, 0,75% en volumen) donde garantizáramos una resistencia residual a flexotracción ($f_{R3,k}$) de 6 MPa.

Cabe destacar que en este tipo de puentes tenemos mucha área de hormigón, lo que comporta una gran cantidad de acero en fibras por metro cúbico de tablero. Aunque utilicemos una pequeña dosificación de fibras, 35-40 kg/m³ lo que es un 0,5% en el volumen de la mezcla, la cantidad de acero en fibras puede ser bastante superior a la cantidad de acero que utilizaríamos de usar armado convencional. Si comparamos los kilogramos de fibras con los kilogramos de armaduras de nuestro caso, esto es lo que tenemos:

- Kg de acero en armadura = 42 barras por lado x 2 x 20 m x 1,58 kg/m = 2.655 kg
- Kg de acero en fibras = 35 kg/m³ x 8,81 m² x 20 m = 6.167 kg

Según esta relación, a primera vista parece más rentable el uso de armaduras convencionales frente al uso de fibras, ya que el coste de los materiales es muy parecido, aunque para poder realizar una buena comparación, faltaría evaluar la posibilidad de sustituir también la armadura transversal por el uso de las fibras, lo que podría hacerlas más competitivas en términos de materiales.

Para disminuir esta cantidad de fibras que tendríamos que usar, podríamos estudiar la posibilidad de reducir el área de hormigón de la sección transversal, esto podría ser factible con diseños de tableros de secciones aligeradas o estudiar la posibilidad de usar cantos menores.

Aun así en términos de costes y cantidad de materiales nunca serán mejores las fibras, pero como ventajas a su favor, al usar fibras tenemos una reducción de plazos de obra y en costes de mano de obra, ya que no es necesaria la colocación de armaduras, y una reducción de riesgos en seguridad de los trabajadores, al no tener gente trabajando días en altura.

Además el uso del HRFA conlleva unas mejoras en las características mecánicas del material como el aumento del efecto de confinamiento en las zonas de cargas localizadas, la reducción de retracción, el aumento de la resistencia a impactos o mejoras en términos de durabilidad en general.

Capítulo 4:

CASO DE ESTUDIO 2

4.1 INTRODUCCIÓN

Como segundo caso de estudio se ha considerado estudiar un puente de vigas prefabricadas para garantizar evaluar la sustitución de armadura de cortante, ya que en puentes de losa es poco habitual. El puente que vamos a dimensionar estará compuesto por vigas prefabricadas doble T pretensadas, y una losa que se colocara encima, dicha losa se hormigonera in situ una vez colocadas las vigas. El objetivo será estudiar la posible sustitución, total o parcial, de las armaduras longitudinales y a cortante dimensionadas en la viga y en la losa.



Figura 28. Viaducto de vigas prefabricadas, AVE Madrid-Barcelona sobre Rio Jarama.

Los puentes de vigas prefabricadas es la solución más utilizada en la construcción de puentes prefabricados desde 1950. El tablero se compone de varias vigas sobre las cuales se hormigona una losa “in situ”, este tipo de puentes permite resolver luces de entre 10 y 40 metros sin problemas. Son una solución muy versátil ya que nos permite adaptarla a cualquier ancho de sección simplemente añadiendo vigas, además de tener una fácil puesta en obra al componerse de piezas prefabricadas que se elaboran en fábrica y se transportan para su colocación.

4.2 MATERIALES Y GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

Igual que en el caso anterior la geometría se ha dimensionado según unos criterios generales en lo que se trata de dimensiones en puentes, para este tipo de puentes una distancia de 20 metros de luz es una distancia suficiente para tener que utilizar armadura activa, aunque es posible llegar a luces de 40 metros sin problemas, cogemos también 20 metros para ser comparable con el caso anterior. Consideraremos que las vigas están simplemente apoyadas en los extremos, una práctica habitual en la construcción de este tipo de puentes.

El ancho de la sección será la misma que en el caso anterior, dispondremos de 2 carriles de circulación de 3,5 metros de ancho, uno para cada sentido, con arcenes en cada lado de la calzada de 1 metros, y aceras en los extremos para el uso peatonal del puente de 1,5 metros de ancho, además reservaremos un espacio de 30 centímetros por cada lado para colocar unas barreras en los extremos del puente para garantizar la seguridad en él. En total 12,6 metros que confieren el ancho de nuestra sección.

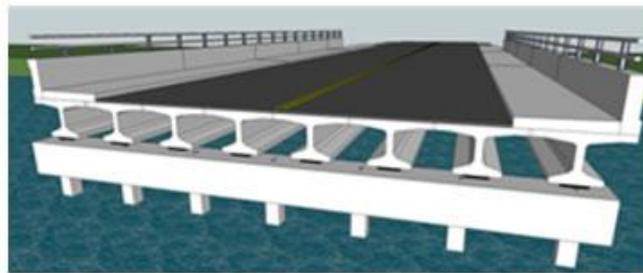


Figura 29. Representación 3D de una sección de un puente de vigas prefabricadas.

A continuación se muestran las características de los materiales que intervendrán en la construcción del puente, entre ellos los hormigones, el acero para armaduras pasivas y el acero para armaduras activas.

Material	Resistencia característica	Coefficientes de seguridad ELU	Resistencia de cálculo
Hormigón: HP-45	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	1,5	$f_{cd} = 40/1,5 = 30 \text{ MPa}$
Horm. losa: HA-25	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	1,5	$f_{cd} = 25/1,5 = 16,67 \text{ MPa}$
Acero armaduras pasivas: B-500 S	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	1,15	$f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$
Acero armaduras activas: Y1860 S7	$f_{pyk} = 1860 \text{ MPa}$	1,15	$f_{pyd} = 1690/1,15 = 1617 \text{ MPa}$

4.2.1 Sección transversal

En este ejemplo vamos a dimensionar un puente de vigas prefabricadas, la sección será la misma que en el ejemplo anterior con un ancho de 12,6 metros y una luz de 20 metros.

El canto de nuestra sección vendrá determinado por la luz la cual ya hemos comentado que será de 20 metros. La relación canto-luz de un puente de vigas se sitúa entre 1/15- C/L-1/20. Para nuestra estructura utilizaremos un canto de 1 metro. Nuestro tablero será, por tanto: 0,8 metros de viga más 0,20 metros de losa.

En catálogo consultado de la empresa ingremaes, sobre vigas prefabricadas, tenemos exactamente una de 0,80 metros de canto. Está será nuestra viga. Posee un ancho de la cabeza de 0,9 metros. Las demás propiedades se muestran en la siguiente figura extraída de un catálogo de vigas prefabricadas.



Figura 30. Características de la viga I-80R proporcionados por la empresa ingremaes.

A continuación dimensionaremos el número de vigas que utilizaremos para completar la sección transversal del tablero. Una separación habitual entre vigas es de 3 metros transversalmente. El número de huecos será entonces 12,6 metros de ancho / 3 = 4,2, por lo tanto colocaremos 5 vigas.

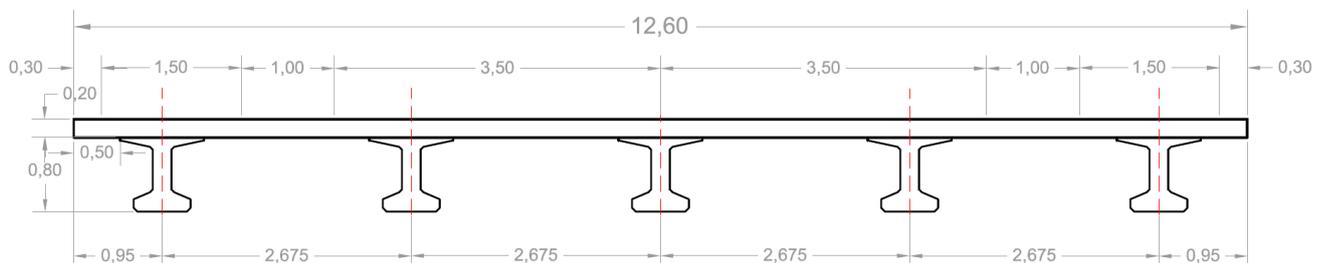


Figura 31. Sección transversal de nuestro puente a dimensionar.

Para mejor distribución de las cargas sobre nuestro puente dejaremos un pequeño voladizo de 0,5 metros en cada extremo, la distancia entre vigas será entonces de 12,6 metros -1 de voladizo + 0,9 metros de ancho viga=10,7 metros / 4 huecos = 2,675 metros y la distribución de las vigas quedara entonces como se muestra en la figura siguiente:

4.2.2 Propiedades de la sección de estudio

Para analizar la sección estructural y dimensionar las armaduras de muestra estructura reduciremos la sección de nuestro puente a una sola viga con la proporción de losa que le repercutiría.

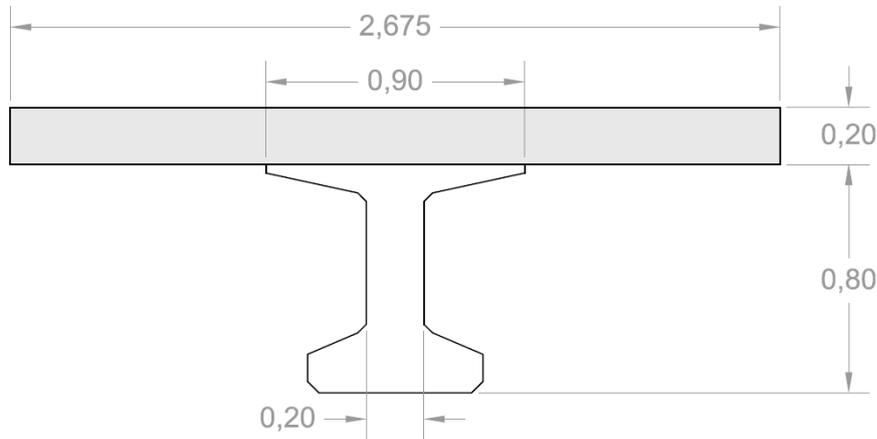


Figura 32. Sección transversal de estudio.

Como tenemos diferentes hormigones en la losa (HA-25) y en la viga (HP-45), para calcular las propiedades mecánicas de la sección compuesta por estos materiales, habrá que reducir el ancho de la losa según una relación de los módulos de elasticidad de los diferentes hormigones.

La sección de estudio = Viga HP-45 + Losa HA-25 (0,20 metros x 2,675 metros)

Módulo de Young o módulo de elasticidad longitudinal $\rightarrow E_{28 \text{ días}} = 8.500 \times \sqrt[3]{f_{cm,28 \text{ días}}}$

HA-25 ($f_{cm,28}=25+8$) $\rightarrow E_{25} = 27.264,0 \text{ MPa}$

HP-45 ($f_{cm,28}=45+8$) $\rightarrow E_{45} = 31.928,4 \text{ MPa}$

$$b_{eq} = 2,675 \times \frac{E_{25}}{E_{45}} = 2,675 \times \frac{27.264}{31.928,4} = 2,28 \text{ m}$$

Con este nuevo ancho se calcularán el área, inercia y centro de gravedad de la sección compuesta:

$$A_{viga} (45 \text{ MPa}) = 0,28028 \text{ m}^2$$

$$I_{viga} = 0,021746 \text{ m}^4$$

$$A_{losa} (25 \text{ MPa}) = 2,28 \times 0,2 = 0,456 \text{ m}^2$$

$$I_{losa} = \frac{2,28 \times 0,2^3}{12} = 0,00152 \text{ m}^4$$

$$A_{equiv} = A_{losa} + A_{viga} = \underline{0,736 \text{ m}^2}$$

$$X_{cdg} = \frac{A_{viga} \times X_{viga} + A_{losa} \times X_{losa}}{A_{total}} = \underline{0,70 \text{ m}}$$

$$I_{equiv} = I_{viga} + A_{viga} \times (X_{viga} - X_{cdg})^2 + I_{losa} + A_{losa} \times (X_{losa} - X_{cdg})^2 = \underline{0,0697 \text{ m}^4}$$

En la siguiente tabla se resumen los datos de las propiedades mecánicas de los diferentes elementos que componen la sección del puente.

	Viga (45 MPa) 	Losa (25 MPa)	Sección compuesta 
Área	$A_{viga} = 0,28028 \text{ m}^2$	$A_{losa} = 0,456 \text{ m}^2$	$A_{equiv} = 0,736 \text{ m}^2$
Inercia	$I_{viga} = 0,021746 \text{ m}^4$	$I_{losa} = 0.00152 \text{ m}^4$	$I_{equiv} = 0,0697 \text{ m}^4$
Centro de gravedad	$X_{cdg} = 0,38289 \text{ m}$	$X_{cdg} = 0,9 \text{ m}$	$X_{cdg} = 0,70 \text{ m}$
Núcleo central inferior (c')	$c' = 0,2023 \text{ m}$		

4.3 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones a considerar en nuestro proyecto son establecidas en las siguientes normas vigentes, EHE-08 y IAP-11, en ellas se clasificación y combinación las diferentes acciones que pueden actuar sobre nuestro puente. La EHE-08 tiene un capítulo dedicado a las acciones a considerar en el proyecto de una estructura, capítulo 3: ACCIONES, en él las clasifica, las valora y pondera, y las combina entre ellas para diferentes situaciones. Para los proyectos de puente también tenemos la instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). El ámbito de aplicación de la IAP está íntegramente contenido dentro del ámbito del Eurocódigo 0, Bases de cálculo, y del Eurocódigo 1, Acciones sobre las estructuras.

Según estas normas las acciones se clasifican en:

- **ACCIONES PERMANENTES** (Peso propio, cargas muertas...)
- **ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE** (Acciones reológicas, presolicitaciones, pretensado...)
- **ACCIONES VARIABLES** (sobrecargas de uso, acciones climáticas...)
- **ACCIONES ACCIDENTALES** (Impactos, sismos...)

4.3.1 Acciones consideradas

Vamos a considerar el estudio de una de las vigas centrales, estas son las que tendrán que soportar las carga del tráfico. Para calcular las cargas vamos a considerar un ancho de sección de 2,675 metros, que es el ancho de losa que se distribuía en cada viga.

Igual que en caso de estudio anterior, hemos considerado las acciones permanentes del peso propio, pavimentos y barandas; y las acciones variables del tráfico para realizar este segundo estudio.

Acciones permanentes:

- Peso propio:

Peso propio viga = 0,729 T/m = 7,20 kN/m

Peso propio losa = 25 kN/m³ x 2,675 m x 0,20 m = 13,4 kN/m

- Pavimentos = 23 kN/m³ x 0,06 m x 2,675 m = 3,70 kN/m

Acciones variables (Tráfico + peatones):

A continuación especificaremos nuestras cargas provocadas por acciones variables según especificaciones del capítulo 4 la IAP-11. Esta norma está diseñada específicamente y es de obligatoria aplicación para puentes de carretera.

Si consideramos solo las cargas que puede haber encima de una viga, nos queda un ancho de sección de 2,675 metros, lo que significa que tenemos 1 carril virtual.

A este carril les asignaremos una carga según especifica la norma en la Tabla 4.1-b.

- Sobrecarga uniforme de uso:

$$q_{ck} = 9 \text{ kN/m}^2 \times 2,675 \text{ m} = 24,1 \text{ kN/m}$$

$$(\psi_0 = 0,4 ; \psi_1 = 0,75 ; \psi_2 = 0)$$

- Carga puntual (carro):

$$Q_{ck} = 300 \text{ kN}$$

$$(\psi_0 = 0,75 ; \psi_1 = 0,75 ; \psi_2 = 0)$$

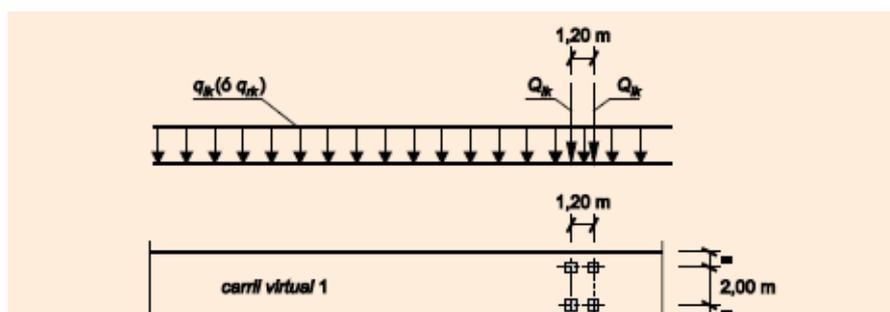


Figura 33. Distribución de vehículos pesados y sobrecargas uniformes (IAP-11).

4.4 COMBINACION DE LAS ACCIONES

Para calcular los momentos de cálculo que utilizaremos para dimensionar nuestra estructura tenemos que combinar las acciones presentadas en el punto anterior para dos situaciones distintas Estado Limite Ultimo (ELU) y Estado Limite de Servicio (ELS). El proceso para encontrar dichos momentos de cálculo será, primero encontrar los esfuerzos que provocan cada acción por separado en nuestra estructura, la cual se trata de una viga apoyada simplemente sobre estribos, y segundo combinar dichos esfuerzos según la IAP-11 para encontrar el momento resultante.

4.4.1 Calculo de esfuerzos cortantes y momentos:

Esfuerzos cortantes y momentos de una viga biapoyada són:

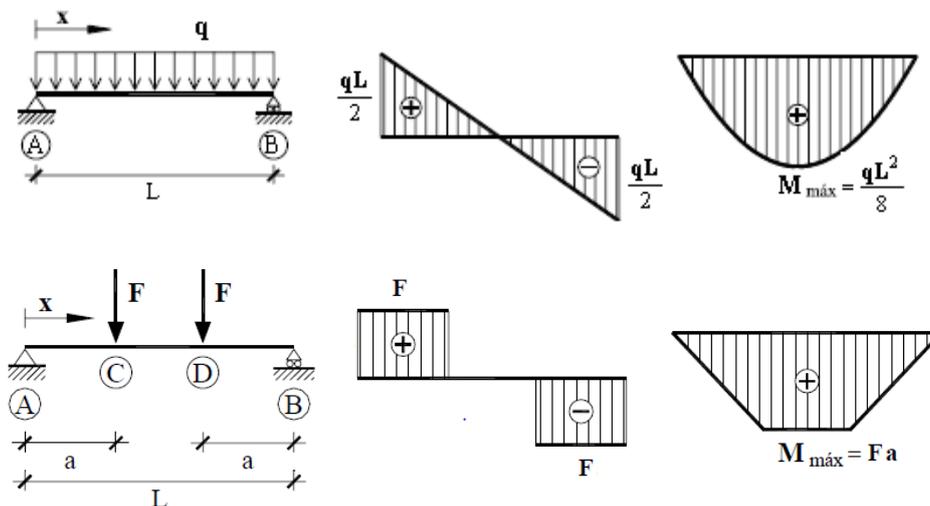


Figura 34. Diagramas de cortantes y momentos de una viga biapoyada.

- Momentos en el centro de la viga:

$$M_{g \text{ peso propio}} = \frac{20,6 \times 20^2}{8} = 1.030 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g \text{ pavim.}} = \frac{3,7 \times 20^2}{8} = 185 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q = \frac{24,1 \times 20^2}{8} = 1.205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

// //

$$M_Q = 9,4 \times 300 = 2.800 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_g = 1.215 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Cortantes en la sección del apoyo:

$$Q_g = \frac{(7,2 + 13,4 + 3,7) \times 20}{2} = 243 \text{ kN}$$

$$Q_q = \frac{24,1 \times 20}{2} = 241 \text{ kN}$$

$$Q_Q = \frac{300 \times 20 + 300 \times (20 - 1,20)}{20} = 582 \text{ kN}$$

4.4.2 Momentos de cálculo

A continuación y según el Capítulo 6 de la IAP-11, combinaremos los momentos calculados, estos momentos los utilizaremos para dimensionar las armaduras activas y pasivas de nuestra estructura.

- Estado límite de servicio (ELS); combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde: $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_Q = 1,0$

$$M_{k \text{ frecuente}} = 1,0 \times 1.215 + 1,0 \times 0,75 \times 1880 + 1,0 \times 0 \times 1205 = 2.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Estado límite último (ELU);

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde: $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$

$$V_d = 1,35 \times 243 + 1,5 \times 582 + 1,5 \times 0,4 \times 241 = 1.345 \text{ kN}$$

4.5 CÁLCULO DEL PRETENSADO

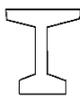
Para el adecuado funcionamiento de la estructura, vamos a calcular una fuerza de pretensado que aplicaremos a nuestra estructura para la cual, en compensación con las demás fuerzas, no se desarrollen esfuerzos de tracciones sobre la estructura, y comprobaremos que las compresiones no superen un límite para que no aparezca fisuración a compresión.

En este caso tenemos una sección compuesta, por ello tendremos que analizar la sección en diferentes casos, situación de vacío, situación de construcción y situación de servicio, para todas las cuales se tendrá que cumplir las condiciones descritas anteriormente.

4.5.1 Situación de vacío

La primera situación que vamos a analizar es la situación en la que tenemos la viga en vacío y le aplicamos el pretensado por primera vez. En esta situación tenemos que comprobar que no existen esfuerzos de tracción sobre la fibra superior y que los esfuerzos de compresión sobre la fibra inferior no superan un límite establecido de $0,6 f_{ck}$.

En la tabla siguiente se muestran los valores de las cargas aplicadas, las propiedades de la sección utilizadas y los momentos aplicados a esta:

Cargas:	Propiedades:	Momentos:
<ul style="list-style-type: none"> - Peso propio viga = 0,729 T/m = 7,20 kN/m - Pretensado inicial (pérdidas instantáneas) 	 $I_{viga}, A_{viga}, X_{viga}$	$M_{k1} = M_g \text{ peso propio viga} = \frac{7,20 \times 20^2}{8} = 360 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Primera condición, imponemos que no haya tensiones de tracción en la fibra superior de la pieza en situación de vacío:

$$\sigma(1) = \frac{P_0}{A_{viga}} - \frac{P_0 \cdot e}{I_{viga}} \cdot v_{viga} + \frac{M_{k1}}{I_{viga}} \cdot v_{viga} \geq 0$$

$$\frac{P_0}{0,28028} - \frac{P_0 \cdot 0,20}{0,0217} \cdot 0,417 + \frac{360}{0,0217} \cdot 0,417 \geq 0$$

$$3,57 \cdot P_0 - 3,84 \cdot P_0 + 6.918 \geq 0$$

$$P_0 \leq 25.566 \text{ kN}$$

- Segunda condición, imponemos que los esfuerzos de compresión no superen un límite en la fibra inferior:

$$\sigma(\text{inf})_1 = \frac{P_0}{A_{viga}} + \frac{P_0 \cdot e}{I_{viga}} \cdot v'_{viga} - \frac{M_{k1}}{I_{viga}} \cdot v'_{viga}$$

$$\sigma(\text{inf})_1 = \frac{P_0}{0,28028} + \frac{P_0 \cdot 0,20}{0,0217} \cdot 0,383 - \frac{360}{0,0217} \cdot 0,383 \leq 0,6 \cdot 45.000$$

$$3,57 \cdot P_0 + 3,52 \cdot P_0 - 6.354 \leq 0,6 \cdot 45.000$$

$$P_0 \leq 4.820 \text{ kN}$$

Ahora calcularemos la tensión de la fibra inferior en este estado de vacío:

$$\sigma(\text{inf})_1 = \frac{P_0}{A_{viga}} + \frac{P_0 \cdot e}{I_{viga}} \cdot v'_{viga} - \frac{M_{k1}}{I_{viga}} \cdot v'_{viga}$$

$$\sigma(\text{inf})_1 = \frac{P_0}{0,28028} + \frac{P_0 \cdot 0,20}{0,0217} \cdot 0,383 - \frac{360}{0,0217} \cdot 0,383$$

$$\sigma(\text{inf})_1 = 3,57 \cdot P_0 + 3,52 \cdot P_0 - 6.354 \quad [\text{kN}]$$

4.5.2 Situación de construcción

A continuación construiríamos la losa encima de nuestras vigas prefabricadas, en esta situación seguimos con la misma sección resistente ya que la losa aún no tiene las propiedades suficientes para resistir esfuerzos y solo contaría como carga muerta sobre las vigas.

En la tabla siguiente se muestran las cargas, las propiedades y los momentos que actúan en esta situación:

Cargas:	Propiedades:	Momentos:
✓ Peso losa = $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,2\text{m} \times 2,675\text{m} = 13 \text{ kN/m}$	 $I_{\text{viga}}, A_{\text{viga}}, X_{\text{viga}}$	$M_{k2} = M_g \text{ peso losa} = \frac{13 \times 20^2}{8} = 650 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Pasamos a calcular las tensiones que provocan dichos efectos en la fibra inferior:

$$\sigma(\text{inf})_2 = -\frac{M_{k2}}{I_{\text{viga}}} \cdot v'_{\text{viga}}$$

$$\sigma(\text{inf})_2 = -\frac{650}{0,021746} \cdot 0,383 = -11.440 \text{ [kN]}$$

4.5.3 Situación de servicio

Esta sería la última situación con el puente ya en funcionamiento i la sección resistente completa por las vigas más losa como un único elemento. En la tabla se muestran las propiedades mecánicas de la sección y las cargas y momentos aplicados sobre ella.

Cargas:	Propiedades:	Momentos:
<ul style="list-style-type: none"> - Acciones permanentes (Pavimento) - Sobrecargas de tráfico: - Pérdidas diferidas: $-\Delta P = 10\% P_0$ 	 $I_{\text{equiv}}, A_{\text{equiv}}$	$M_{k3 \text{ frecuente}} = 1,0 \times 185 + 1,0 \times 0,75 \times 1.880 = 1.425 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Las tensiones en esta situación serán:

$$\sigma(\text{inf})_3 = \frac{-\Delta P \cdot P_0}{A_{\text{equiv}}} + \frac{-\Delta P \cdot e}{I_{\text{equiv}}} \cdot v'_{\text{equiv}} - \frac{M_{d3}}{I_{\text{equiv}}} \cdot v'_{\text{equiv}}$$

$$\sigma(\text{inf})_3 = \frac{-0,1 \cdot P_0}{0,736} + \frac{-0,1 \cdot P_0 \cdot 0,52}{0,0697} \cdot 0,70 - \frac{1.425}{0,0697} \cdot 0,70$$

$$\sigma(\text{inf})_3 = -0,136 \cdot P_0 - 0,52 \cdot P_0 - 14.311 \quad [\text{kN}]$$

4.5.4 Suma de esfuerzos de tracción en la fibra inferior

La suma de tensiones de tracción en la fibra inferior ha de ser superior a 0 para que no se produzcan fisuras y así dimensionar nuestro pretensado para que la estructura trabaje siempre a compresión.

$$\sigma(\text{inf})_1 + \sigma(\text{inf})_2 + \sigma(\text{inf})_3 \geq 0$$

$$3,57 \cdot P_0 + 3,8 \cdot P_0 - 17.794 - 0,136 \cdot P_0 - 0,52 \cdot P_0 - 14.311 \geq 0$$

$$6,75 \cdot P_0 \geq 32.105$$

$$P_0 \geq 4.756 \text{ kN}$$

De las dos situaciones analizadas hemos hallado un rango de valores en la cual deberá estar nuestra fuerza de pretensado $4.820 \text{ kN} \geq P_0 \geq 4.756 \text{ kN}$, al estar tan próximos dichos valores podemos afirmar que hemos optimizado el número de vigas y el canto que debíamos utilizar.

Si ahora consideramos las pérdidas instantáneas de pretensado, las cuales consideramos un 15%, podremos calcular la fuerza que debemos aplicar en el momento inicial de tesar nuestra estructura.

$$P = P_0 \cdot 1/0,85 = 5.595 \text{ kN}$$

4.5.5 Elección de los cordones del pretensado

Una vez tenemos la fuerza inicial que será aplicada en el momento de tensar nuestra armadura activa, calcularemos el área de armadura y con ellos el número de cordones que necesitamos para conseguir dicha fuerza:

$$A_p = \frac{P_0}{f_{P0}} \quad \text{donde } f_{P0} = \text{mín} \{ 0,75 \cdot f_{P0} ; 0,9 \cdot f_{Py} \} = \text{mín} \{ 0,75 \cdot 1860 ; 0,9 \cdot 1690 \} = 1395 \text{ MPa}$$

$$A_p = \frac{5.595}{1.395} = 4.011 \text{ mm}^2$$

Se ha considerado utilizar cordones/cables (Y1860S7) de 150 milímetros cuadrados de área cada uno. Si al área total de armaduras activas que necesitamos colocar en nuestra estructura la dividimos por el área de un cordón, encontraremos el número de cordones que necesitamos utilizar.

$$N^{\circ} \text{ cordones} = 4.011 \text{ mm}^2 / 150 \text{ mm}^2 = 26,74 = \underline{27 \text{ tendones}}$$

El número de tendones a colocar serán 27 y el área final que dispondremos de armaduras activas y el valor de la fuerza de pretensado en las diferentes etapas analizadas será:

$$\text{Área final} = 4.050 \text{ mm}^2 \rightarrow P = 5.650 \text{ kN} \rightarrow P_0 = 4.802 \text{ kN} \rightarrow P_{\text{inf}} = 4.237,50 \text{ kN}$$

4.6 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS PASIVAS

Con los cálculos realizados hasta el momento hemos dimensionado el pretensado para ELS (Estado Límite de Servicio), a continuación comprobaremos si esta armadura resiste a ELU (Estado Límite Último) de agotamiento frente a solicitaciones normales, flexión y cortante. Caso de no cumplir, habría que buscar alguna solución, entre las que la más usual es añadir armadura pasiva, de no ser así, dimensionaremos la cantidad mínima necesaria de armadura pasiva que debemos utilizar para garantizar la estabilidad de nuestra estructura.

Para dimensionar las armaduras se realizarán los cálculos definidos en los **artículos 42 y 44** del **Capítulo X: CÁLCULOS RELATIVOS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS**, de la norma EHE-08.

Artículo 42.º Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

La combinación de acciones en la sección de centro de vano para estados límite último en combinación frecuente, sin considerar la acción del pretensado, es: Momento de cálculo: **Md = 2.625 kN** (calculado en el apartado 4.4.2. Momentos de cálculo).

Primero calcularemos según el Artículo 18.2.1 de la EHE-08 el ancho eficaz de las alas de nuestra sección. Este será $b = b_{\text{del alma}} + (1/5) \cdot L$; donde L es distancia entre puntos de momento nulo; 20 metros por ser una viga biapoyada simplemente. El ancho eficaz b será 4,20 metros y como el ancho real es menor (2,28 metros), utilizaremos este último.

A continuación calcularemos el momento último que resiste la estructura con la armadura de pretensado dimensionada:

- $A_p = 4.050 \text{ mm}^2$
- $P_{inf} = 4.237,50 \text{ kN}$

$$M_u = A_p \cdot \sigma_p \cdot \left(d_p - \frac{1}{2} \cdot y \right)$$

- Asumineros aceros plastificados $\sigma_p = f_{pyd}$

$$x = \frac{A_p \cdot f_{pyd}}{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{4050 \cdot \text{mm}^2 \cdot 1617 \text{ MPa}}{1,0 \cdot 0,8 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 2280 \text{ mm}} = 120 \text{ mm}$$

- Comprobamos que han plastificado:

$$\sigma_p = E_p \cdot \epsilon_p \geq f_{pyd}$$

$$\sigma_p = \sigma_\infty + E_p \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (d_p - x) \geq f_{pyd}$$

$$\sigma_p = \frac{4.237,50 \text{ N}}{4.050 \text{ mm}^2} + 190.000 \cdot \frac{0,0035}{120 \text{ mm}} \cdot (820 \text{ mm} - 120 \text{ mm}) \geq f_{pyd}$$

$$3.880 \text{ MPa} \geq 1.617 \text{ MPa}$$

Se cumple, han plastificado.

- Como han plastificado podemos calcular M_u con la expresion anterior y $\sigma_p = f_{pyd}$:

$$M_u = A_p \cdot f_{pyd} \cdot \left(d_p - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x \right)$$

$$M_u = 4.050 \text{ mm}^2 \cdot 1.617 \text{ MPa} \left(820 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 0,80 \cdot 120 \text{ mm} \right) = 5.036 \text{ kN}$$

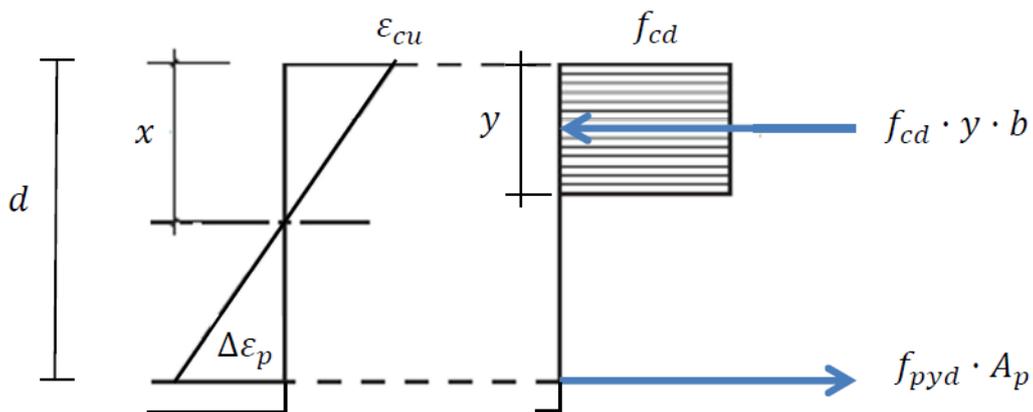


Figura 35. Representación de deformaciones y esfuerzos en la sección central del vano.

Como se cumple que el momento ultimo es superior al momento de cálculo ($M_u \geq M_d$) esto significa que no seran necesario añadir amadrúa pasiva adicional y que con la armadura activa sera suficiente para resistir los esfuerzos.

42.3.2 Flexión simple o compuesta

La armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir la siguiente limitación para comprobar que resistimos los momentos de diseño y asegurar que no tenemos rotura frágil. Estamos en el caso de una sección en la que el agotamiento se producirá por flexión simple, según la EHE se deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

donde:

- Área de la armadura activa adherente:

$$A_p = 4.050 \text{ mm}^2$$

- Área de la armadura pasiva:

$$A_s = 0 \text{ (suponemos que no necesitamos armadura)}$$

- Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción:

$$f_{pd} = 1.617 \text{ MPa}$$

- Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción:

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

- Resistencia media a flexotracción del hormigón (45 MPa):

$$f_{ct,m,fl} = \max \{ (1,6 - h/1000) f_{ct,m}; f_{ct,m} \} = \max \{ 0,6 \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \} = 3,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,80 \text{ MPa}; \text{ si } f_{ck} < 50 \text{ MPa}$$

- Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.

$$W_1 = \text{Inercia} / y_{\max} = 0,0697 / 0,70 = 0,1 \text{ m}^3$$

- Profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección.

$$d_p / d_s = 1$$

- Fuerza de pretensado descontadas las pérdidas.

$$P = 4.237,50 \text{ kN}$$

- Área de la sección bruta de hormigón.

$$A_{\text{equivalente}} = 0,736 \text{ m}^2$$

- Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta.

$$e = 0,52 \text{ m}$$

- Brazo mecánico de la sección.

$$z = 0,8 h = 0,8 \text{ m}$$

$$4.050 \times 1.617 [N] \geq \frac{0,1 \text{ m}^3}{0,8 \text{ m}} \times 3,80 \times 10^6 Pa + \frac{4.237,50 \times 10^3 N}{0,8 \text{ m}} \times \left(\frac{0,1 \text{ m}^3}{0,736} + 0,52 \text{ m} \right)$$

$$6,55 \times 10^6 [N] \geq 3,95 \times 10^6 [N]$$

Según estos cálculos con la armadura activa es suficiente para asegurar que no tendremos rotura frágil, por lo que no será necesario añadir armadura pasiva.

42.3.5 Cuantías mínimas

En la tabla 42.3.5 de la EHE se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas que, en cualquier caso, deben disponerse en nuestra sección estructural. Como no disponemos de armadura por flexión la armadura mínima exigida será la que deberemos colocar.

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

Figura 36. Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón, EHE-08.

- Área mínima conjunto viga + losa (sección de estudio)

$f_y = 500 \text{ MPa} \rightarrow$ cuantía mínima = $2,8 / 1.000$

$$A_{s,mín} = \frac{2,8}{1000} \cdot A_c = \frac{2,8}{1000} \cdot 815.000 \text{ mm}^2 = 2.282 \text{ mm}^2$$

$A_{s,mín} \text{ (tracción)} = 2.282 \text{ mm}^2$

$A_{s,mín} \text{ (compresión)} = 30\% A_{s,tracción} = 685 \text{ mm}^2$

- Área mínima en la losa

$f_y = 500 \text{ MPa} \rightarrow$ cuantía mínima = $1,8 / 1.000$

$$A_{s,mín} = \frac{1,8}{1000} \cdot A_c = \frac{1,8}{1000} \cdot 12.600 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 4.536 \text{ mm}^2$$

Se colocara la mitad de esta cantidad en cada cara de la losa, 2.228 mm^2

Artículo 44.º Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

44.2.2. Esfuerzo cortante efectivo

Según la EHE el esfuerzo cortante efectivo, V_{rd} , se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

Donde:

$V_d \rightarrow$ Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.

$V_{pd} \rightarrow$ Valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio.

$V_{cd} \rightarrow$ Valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción en la armadura pasiva, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

$$V_d = 1,35 \cdot V_g + 1,5 \cdot V_q + \sum 1,5 \Psi_{0i} \cdot V_{qi} = 1,35 \times 243 + 1,5 \times 582 + 1,5 \times 0,4 \times 241 = 1.345 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = -P_{\infty} \cdot \text{sen } \alpha = -30.132 \cdot \text{sen } (0^\circ) = 0 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0$$

$$V_{rd} = 1.345 \text{ KN}$$

44.2.3. Comprobaciones que hay que realizar

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde:

V_{rd} → Esfuerzo cortante efectivo de cálculo definido en 44.2.2.

V_{u1} → Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u2} → Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

44.2.3.1. Obtención de V_{u1}

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde:

- Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{MPa} \quad (\text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2)$$

- Anchura neta mínima del elemento. $B_0 = 200 \text{ mm}$
- Coeficiente que depende del esfuerzo axial. $K=1$
- α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza. $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cotg(\alpha) = 0$
- θ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. $\theta=25^\circ \rightarrow \cotg(\theta)=2$
- Distancia de la fibra superior a las armaduras. $d=950 \text{ mm}$

$$V_{u1} = 1 \cdot 18 \text{MPa} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 950 \text{ mm} \cdot \frac{\cotg(25) + \cotg(90)}{1 + \cot^2(25)}$$

$$V_{u1} = 1.368 \text{ kN}$$

44.2.3.2. Obtención de V_{u2}

44.2.3.2.2. Piezas con armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

donde:

V_{su} → Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z \cdot \operatorname{sen} \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d}$$

donde:

- Resistencia de las armaduras.

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

- Brazo mecánico de la sección.

$$z = 0,9 \times d = 0,86 \text{ m}$$

V_{cu} → Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_C} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

donde:

- $\xi = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{0,5} (d = 950 \text{ mm}) = 1,46 < 2,0$

- $\rho_l = \frac{A_s + A_p \frac{f_{yp}}{f_{yd}}}{b \cdot d} = 0,111 < 0,02$

- $\cotg(\alpha) = 0$

- $\cotg(\theta) = 1$

- $\beta = 1$

- $\sigma_{cd} = \min \left[\frac{N_{Ed}}{b \cdot h}; 0,2 \cdot f_{cd} \right] = \min (21,97 ; 6) = 6 \text{ MPa}$

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 1,46 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 15 \text{ MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 6 \text{ MPa} \right] \cdot 1 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 950 \text{ mm} = 257,2 \text{ kN}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$1.345 \text{ kN} \leq 257,2 \text{ kN} + z \cdot (A_{st}/s) \cdot f_{yd}$$

$$A_{st}/s \geq 2,90 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

4.7 ESQUEMA DE LAS ARMADURAS

A continuación se diseñara la armadura que deberemos colocar en nuestros elementos que conforman el puente según las armaduras mínimas y la separación máxima entre barras que limita la EHE-08 en el Artículo 42º.

Se ha consultado un catálogo para saber las características de las barras para las armaduras, en España las barras que se comercian son las de 12, 16, 20, 25 milímetros...

A continuación se diseñan el número de barras que se emplearan en cada cara de la losa

B 500 / S 555 Bar characteristics									
Dimensions (mm)			Nominal Area (mm ²)	Nominal Mass (kg/m)	Nominal Tensile Strength / Load		Nominal Proof Stress (Mpa)	Working Load Fd (Din 1045)	Minimum Elongation at max force %
d	dA	C			(MPa)	(kN)			
12	14	7	113	0.89	550	62	500	32	6
14	16	7.5	154	1.21	550	85	500	44	6
16	19	8	201	1.58	550	110	500	57	6
20	23	10	314	2.47	550	175	500	91	6
25	29	12.5	491	3.85	550	270	500	140	6
28	32	14	616	4.83	550	340	500	177	6
32	36	16	804	6.31	550	440	500	231	6
40	45	20	1260	9.87	550	690	500	360	6
50	56	26	1960	15.40	550	1080	500	560	6
63.5	70	21	3167	24.86	700	2215	555	1006	5

Figura 37. Datos técnicos de barras para armaduras pasivas, VSL.

4.7.1 Armadura losa

En la losa tenemos un área mínima de armaduras longitudinales y transversales, según la tabla 42.3.5 de la EHE-08, de 2.228 mm², esto equivale a este número de barras según su diámetro:

- Ø12 mm → Área= 113 mm²

Nº barras = 2.228 / 113 = 19,72 = 20 barras

st = 12.600 mm / 20 = 630 mm

Para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras y asegurar el control de fisuración del hormigón y un buen confinamiento de este, el espesor mínimo de separación entre barras longitudinales consecutivas tendrá que ser menor a 30 cm o 3 veces el espesor del canto bruto. Por esta limitación se colocaran 42 barras de 12 mm en ambas direcciones (longitudinal y transversal) y ambas caras de la losa.

Armadura longitudinal: 42 Ø 12 mm c/ 300 mm

Armadura transversal: 67 Ø 12 mm c/ 300 mm

4.7.2 Armadura longitudinal viga

En la viga tenemos un área mínima de armadura longitudinal a flexión, según la tabla 42.3.5 de la EHE-08, de 2.282 mm², en esta misma tabla en el punto (6) indica que en el caso de elemento pretensados, que es nuestro caso, las armaduras activas pueden tenerse en cuenta para cumplir dichas cuantías geométricas mínimas, como tenemos un área de pretensado de 4.050 mm², no habrá que colocar ninguna cantidad de armadura mínima longitudinal más que la necesaria para sujetar los cercos de las armaduras de cortante transversal, estas serán 4 barras de 8 o 10 mm.

4.7.3 Armadura transversal viga

Para la armadura de cortante tenemos que el área mínima será la calculada del Artículo 44.º Estado Límite de Agotamiento frente a cortante de la EHE-08, en el que también especifica que para armaduras transversales, la separación longitudinal entre las barras tiene que ser menor que 30 cm si V_{rd} es mayor que $2/3 V_{u1}$.

- Ø12 mm → Área= 113 mm²

Área / st = 2,90 → st = 113 x 2 / 2,90 = 78mm

- Ø16 mm → Área= 201 mm²

Área / st = 2,90 → st = 201 x 2 / 2,90 = 139 mm

Se colocaran cercos en la viga de 16 mm de diámetro cada 15 cm.

Cercos de Ø 16 mm c/ 150 mm

Este valor está calculado para el cortante máximo que se desarrolla justo encima del apoyo, para diseñar nuestras armaduras tendremos en cuenta la ley de esfuerzos cortantes que se muestra en la figura 36, en la cual el diagrama de la carga puntual se ha calculado considerando el máximo cortante según vamos desplazando la carga puntual sobre el tablero. Para diseñar las armaduras tendremos en cuenta el cortante a 1 metro del apoyo el cual corresponde a 1.250 kN. Iremos aumentando la distancia entre cercos según disminuyan los esfuerzos cortantes, de esta manera en el centro de la viga tendremos una menor cantidad de área de armadura en comparación a la zona del apoyo.

A continuación para saber a qué distancia del apoyo podemos disminuir la cantidad de armadura separando más los cercos, calcularemos los esfuerzos cortantes que resiste la viga con los cercos separados 200 mm, 250 mm y 300 mm que es el máximo que nos permiten separarlos.

- $st \leq 150 \text{ mm} \rightarrow 201 \times 2 / 150 = 2,71 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow$

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{rd} \leq 257,2 \text{ kN} + 0,86 \cdot (2,71 \text{ mm}^2/\text{mm}) \cdot 435 \text{ MPa} = 1.271 \text{ kN}$$

- $st \leq 200 \text{ mm} \rightarrow 201 \times 2 / 200 = 2,01 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow$

$$V_{rd} \leq 257,2 \text{ kN} + 0,86 \cdot (2,01 \text{ mm}^2/\text{mm}) \cdot 435 \text{ MPa} = 1.009 \text{ kN}$$

- $st \leq 250 \text{ mm} \rightarrow 201 \times 2 / 150 = 1,61 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow$

$$V_{rd} \leq 257,2 \text{ kN} + 0,86 \cdot (1,61 \text{ mm}^2/\text{mm}) \cdot 435 \text{ MPa} = 860 \text{ kN}$$

- $st \leq 300 \text{ mm} \rightarrow 201 \times 2 / 300 = 1,34 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow$

$$V_{rd} \leq 257,2 \text{ kN} + 0,86 \cdot (1,34 \text{ mm}^2/\text{mm}) \cdot 435 \text{ MPa} = 760 \text{ kN}$$

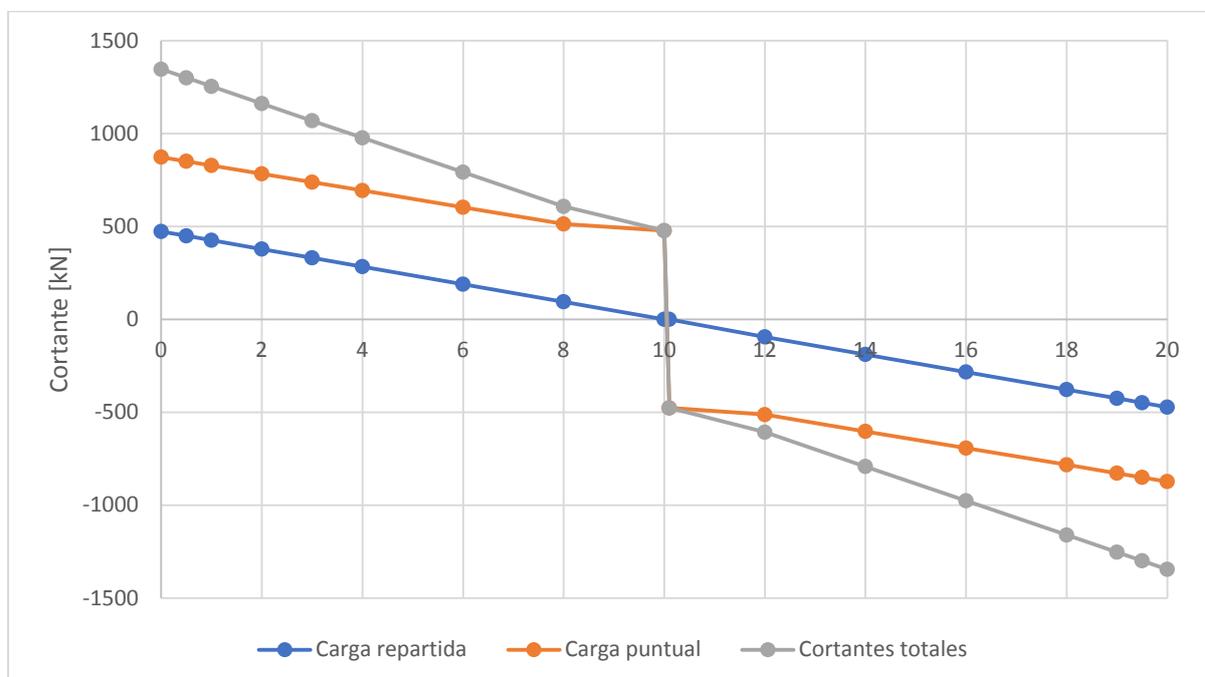


Figura 38. Diagrama de esfuerzos cortantes.

Según estos cálculos y el diagrama de esfuerzos cortantes a partir de una distancia de 3 metros desde el apoyo podremos espaciar los cercos 200mm y a una distancia de 6 metros la separación será cada 300 mm hasta llegar al centro del vano.

- De apoyo hasta los 3,5 metros: Cercos de Ø 16 mm c/ 150 mm
- De los 3,5 hasta los 6,5 metros: Cercos de Ø 16 mm c/ 200 mm
- De los 6,5 hasta los 14 metros: Cercos de Ø 16 mm c/ 300 mm
- De los 14 hasta 17 metros: Cercos de Ø 16 mm c/ 200 mm
- De los 17 metros hasta el apoyo: Cercos de Ø 16 mm c/ 150 mm

4.8 SUSITITUCIÓN DE LA ARMADURA POR HRFA

Para analizar la posible sustitución de las armaduras por el uso de fibras en la matriz del hormigón, se ha utilizado el Anejo 14 de la EHE-08. Para realizar los cálculos incluidos en el anejo 14 y poder realizar un estudio de la cuantía de armadura que podríamos sustituir por el uso del HRFA, es necesario conocer los valores de resistencia a flexotracción descritos en el artículo 31º del mismo anejo.

Igual que en el caso anterior se han utilizado los valores de los ensayos realizados en la tesis de máster “Caracterización del HRFA de vigas prefabricadas mediante el ensayo Barcelona” de Abreu Heriberto Peña (Febrero 2016). Según sus estudios, una dosificación de entre 35-40 kg/m³, lo que correspondería a un 0,5% en volumen, da valores de resistencia a flexo tracción de 5,3 MPa y valores de resistencia residual a flexotracción de $f_{R1,k} = 4,16$ Mpa y $f_{R3,k} = 3,50$ Mpa.

Artículo 39º Características del hormigón

39.5 Diagrama tensión – deformación en tracción de cálculo del hormigón con fibras

Para realizar los cálculos relativos a los Estados Límite Últimos y poder comprobar la resistencia de las secciones en el que las fibras tienen una función estructural se efectuara considerando como diagrama de cálculo el diagrama rectangular definido en el anejo 14.

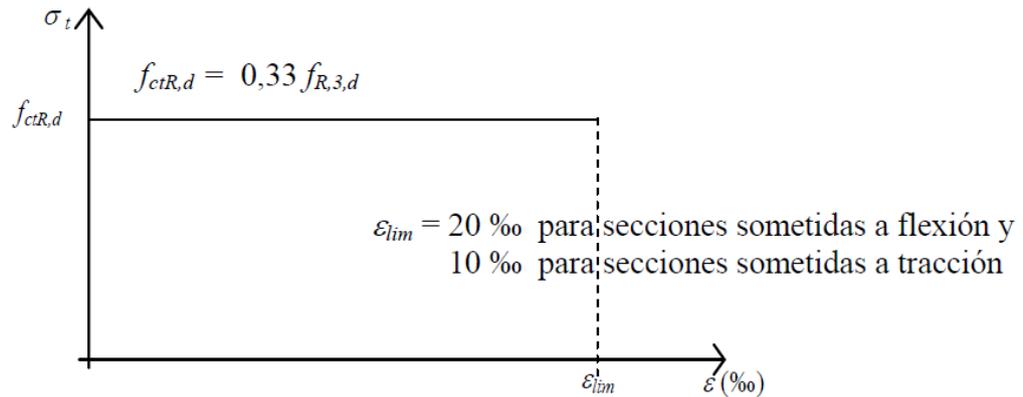


Figura 39. Diagrama de cálculo rectangular (Anejo 14, EHE-08).

Según este diagrama la resistencia residual a tracción de cálculo ($f_{ctR,d}$) es la siguiente:

$$f_{ctR,d} = 0,33 \cdot f_{R3,d} = 0,33 \cdot \frac{f_{R3,k}}{1,5} = 0,33 \cdot \frac{3,50 \text{ MPa}}{1,5} = 0,77 \text{ MPa}$$

Artículo 42.º Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

42.3.2 Flexión simple o compuesta

La limitación que teníamos que cumplir para garantizar que no se produzca la rotura frágil del elemento se modifica en este anejo para incorporar la resistencia que otorgan las fibras, la expresión que propone el anejo es la siguiente:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} + \frac{z_f}{z} A_{ct} f_{ctR,d} \geq \frac{W_1}{z} f_{ctm} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

donde:

- $z_f A_{ct} f_{ctR,d}$ Contribución de las fibras
- z_f Brazo mecánico de la tracción del hormigón
- A_{ct} Área traccionada de hormigón
- $f_{ctR,d}$ Resistencia residual a tracción de cálculo en el diagrama rectangular

$$6,55 \times 10^6 + \frac{0,5 \text{ m}}{0,8 \text{ m}} \times 815.000 \text{ mm}^2 \times 0,77 \text{ MPa} \geq 3,95 \times 10^6 \text{ [N]}$$

$$6,55 \times 10^6 + 0,4 \times 10^6 \text{ [N]} \geq 3,95 \times 10^6 \text{ [N]}$$

La contribución de las fibras equivale a un 10% de la contribución de resistencia necesaria para evitar la rotura frágil. Aunque dicha limitación ya está garantizada con la armadura activa de pretensado y por este motivo no necesitábamos añadir armadura para garantizar la resistencia a flexión.

Aun así, podemos analizar la fórmula con los datos de nuestra estructura para determinar cuánta armadura pasiva convencional equivale la contribución de las fibras.

Conjunto losa + viga:

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{z_f}{z} \cdot A_{ct} \cdot f_{ctR,d}$$

$$A_s \cdot 435 \text{ MPa} = \frac{0,5 \text{ m}}{0,8 \text{ m}} \times 815.000 \text{ mm}^2 \times 0,77 \text{ MPa}$$

$$A_s = 902 \text{ mm}^2$$

Esta limitación garantiza evitar la rotura frágil del hormigón. La acción de las armaduras tradicionales y de las fibras es completaría en este aspecto, por lo que de esta limitación podemos extraer que añadir 35-40 kg por m³ equivale a sustituir 902 mm² de armaduras convencionales para garantizar que no se producirá rotura frágil.

42.3.5 Cuantías geométricas mínimas

Para reducir los valores de armadura mínima que hay disponer, en cualquier caso, en los diferentes elementos estructurales, indicados la tabla 42.3.5, el anejo establece que se pueden reducir dichos valores una cuantía equivalente $A_c \cdot f_{ctR,d}$ en el caso de usar hormigones con fibras.

En el único elemento que tenemos que colocar dicha armadura mínima es en la losa que cimentaremos encima de las vigas. Si a la cuantía mínima le restamos la contribución de las fibras la expresión de la armadura mínima quedaría de esta forma:

$$\text{Losa: } A_{s,min} = \frac{1,8}{1000} \cdot A_c - \frac{f_{ctR,d}}{f_{yd}} \cdot A_c = \frac{1,8}{1000} \cdot 2.520.000 \text{ m}^2 - \frac{0,77}{435} \cdot 2.520.000 \text{ m}^2 = 75,3 \text{ mm}^2$$

Con un valor de resistencia residual a flexión de 3,50 MPa, el cual corresponde a un 0,5 % de fibras en el volumen, conseguimos reducir casi a 0 la armadura de la losa superior que nos exigen colocar como armadura mínima para el control de fisuración. Igual que en el caso anterior solo tendríamos que conseguir garantizar un valor resistencia residual, $f_{R1,k}$, igual a 3,56 MPa para no tener que utilizar armaduras, dicho valor se consigue con una dosificación de aproximadamente 40-45 kg/m³.

Artículo 44.º Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

Vamos a estudiar la sustitución de la armadura a cortante, y como las fibras contribuyen a la resistencia a cortante según estas la norma EHE-08. En el Anejo 14 de la EHE-08, Artículo 44,

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu}$$

donde:

V_{cu} → Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante dado en el punto 44.2.3.1

V_{su} → Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante. Ídem 44.2.3.2.2.

V_{fu} → Contribución de las fibras de acero a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{fu} = 0,7 \xi \tau_{fd} b_0 d$$

donde:

- $\xi = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{0,5} = 1,46$ con d en (mm) y $\xi \leq 2$ (Ídem 44.2.3.2.1)
- Valor de cálculo del incremento de la resistencia a cortante debido a las fibras, tomando el valor:

$$\tau_{fd} = 0,5 f_{ctR,d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_{fd} = 0,5 \cdot 0,77 \text{ MPa} = 0,385 \text{ Mpa}$$

En el caso de secciones en T, se puede tener en cuenta la contribución de las alas a través del siguiente coeficiente multiplicador:

$$k_f = 1 + n \cdot \left[\frac{b_f}{b_0} \right] \cdot \left[\frac{h_f}{d} \right] \text{ con } k_f \leq 1,5$$

donde:

- h_f : Altura de las alas en mm (=200)
- b_f : Ancho de las alas en mm (=1200)
- b_0 : Ancho del alma en mm (=200)
- $n = \frac{b_f - b_w}{h_f} = \frac{1200 - 200}{200} = 5 \leq 3$ y $n \leq \frac{3 \cdot b_w}{h_f} = 3$

$$k_f = 1 + n \cdot \left(\frac{b_f}{b_0}\right) \cdot \left(\frac{h_f}{d}\right) = 1 + 5 \cdot \left(\frac{1200}{200}\right) \cdot \left(\frac{200}{950}\right) = 7,32 \leq 1,5$$

V_{fu} será:

$$V_{fu} = 0,7 \cdot 1,46 \cdot 1,5 \cdot 0,385 \cdot 200 \cdot 950 = 112,14 \text{ kN}$$

Y la armadura a cortante considerando la contribución de las fibras será:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$$1.345 \text{ kN} \leq 257,2 \text{ kN} + z \cdot (A_{st/s}) \cdot f_{yd} + 112,14 \text{ kN}$$

$$A_{st/s} \geq 2,61 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Con lo que respecta a la armadura de cortante, se ha reducido un 10% con el uso de un 0,5% de volumen de fibras en la mezcla del hormigón.

La armadura a cortante dimensionada considerando la contribución de las fibras será:

- $st \leq 200 \text{ mm} \rightarrow 201 \times 2 / 200 = 2,01 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow$
 - $V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$

$$V_{rd} \leq 257,2 \text{ kN} + 0,86 \cdot (2,01 \text{ mm}^2/\text{mm}) \cdot 435 \text{ MPa} + 112,14 \text{ kN} = 1.121 \text{ kN}$$

- $st \leq 300 \text{ mm} \rightarrow 201 \times 2 / 300 = 1,34 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow$

$$V_{rd} \leq 257,2 \text{ kN} + 0,86 \cdot (1,34 \text{ mm}^2/\text{mm}) \cdot 435 \text{ MPa} + 112,14 \text{ kN} = 870 \text{ kN}$$

Según el esfuerzo cortante de la figura 36, podríamos colocar directamente cercos de 200mm y a partir de los 5 metros desde el apoyo podríamos colocar cercos cada 300 mm.

4.9 RESUMEN Y ANALISIS DEL USO DE FIBRAS

En este segundo caso de estudio se ha dimensionado un puente de vigas prefabricadas, esta tipología de puente se caracteriza, en comparación a los puentes de losa, por su baja área de sección transversal de hormigón y de disponer de un ancho de alma muy estrecho.

En este caso las armaduras que disponemos para poder analizar su sustitución son, la armadura mínima impuesta por la normativa en la losa que tenemos encima de las vigas y una armadura transversal para resistir el esfuerzo a cortante en las vigas.

Si analizamos la losa como un elemento único que se sustenta en las vigas, igual que en el caso de estudio anterior, conseguimos sustituir el 100% de la armadura mínima con el uso de un porcentaje pequeño de fibras (0,5% en el volumen). Una de las aplicaciones más comunes del HRFA es el refuerzo de pavimentos y losas de hormigón, por lo que su uso en losas de puentes de vigas prefabricadas es muy recomendable y sus propiedades están garantizadas por la experiencia en usos del HRFA en dichas aplicaciones.

Del estudio del conjunto viga + losa concluimos que no se necesitaba armadura longitudinal ya que con el pretensado era suficiente para cumplir con la normativa, por lo que no hemos podido realizar un análisis de la sustitución de dichas armaduras.

Según los cálculos realizados que describe el artículo 42.3.2 del anejo 14, la contribución de las fibras equivale a un 10% de la contribución de la resistencia necesaria para garantizar que no se producirá la rotura frágil. Este valor se podría aumentar hasta un 17% con una dosificación alta en fibras (unos 60 kg/m³, 0,75% en volumen) donde garantizáramos una resistencia residual a flexotracción ($f_{R3,k}$) de 6 MPa. Se puede apreciar que la contribución de las fibras es menor en este caso, comparado con el caso de estudio anterior donde dimensionamos un puente de losa, esto se debe a la diferencia entre las aéreas de sección transversal y a las propiedades mecánicas de estas secciones.

La armadura de cortante se ve reducida un 10% en su punto más desfavorable (encima del apoyo), lo que equivale hacer un 44% más resistente al elemento. Con una dosificación altas en fibras (unos 60 kg/m³, 0,75% en volumen), se podría llegar a reducir la armadura a cortante en un 18%, lo que equivaldría hacer un 75% más resistente a cortante a la viga, esto resultados se obtiene con un valor de resistencia residual a flexotracción ($f_{R3,k}$) de 6 MPa.

Cabe destacar que los cálculos a cortante en este tipo de puentes, están limitados por el ancho del alma, que en este caso es de 200 milímetros, la resistencia a cortante aumenta proporcionalmente según esta característica geométrica y la aportación a la resistencia de las fibras también.

Faltaría estudiar casos con mayores luces donde existiera la posibilidad de sustituir armaduras longitudinales, y en las que tuviéramos secciones de vigas más grandes donde el efecto de las fibras fuera más importante. En nuestro caso el uso de fibras hace que el elemento sea un 44% más resistente a cortante, este aumento, que ya es importante, podría ser mayor con secciones con mayores cantos y mayores anchos del alma, ya que la fórmula para su cálculo es proporcional a estos datos.

También destacar que en nuestro ejemplo la reducción de cortante, la cual es del 10%, resulta tan baja por tener un esfuerzo a cortante muy elevado provocado por las cargas de tráfico puntuales las cuales, para puentes de luces mayores, serían las mismas que en nuestro ejemplo, ya que las cargas puntuales no dependen de la luz del puente sino de la anchura de la sección y el número de carriles virtuales que podemos introducir en la sección.

En la figura 36 donde tenemos el diagrama de cortantes que actúan sobre nuestro puente, podemos apreciar que la carga puntual es casi el doble que la carga repartida, donde se suman las cargas de tráfico uniformes más las cargas permanentes, el valor de esta carga puntual en el apoyo no cambiaría para luces mayores, en cambio las cargas repartidas si aumentarían.

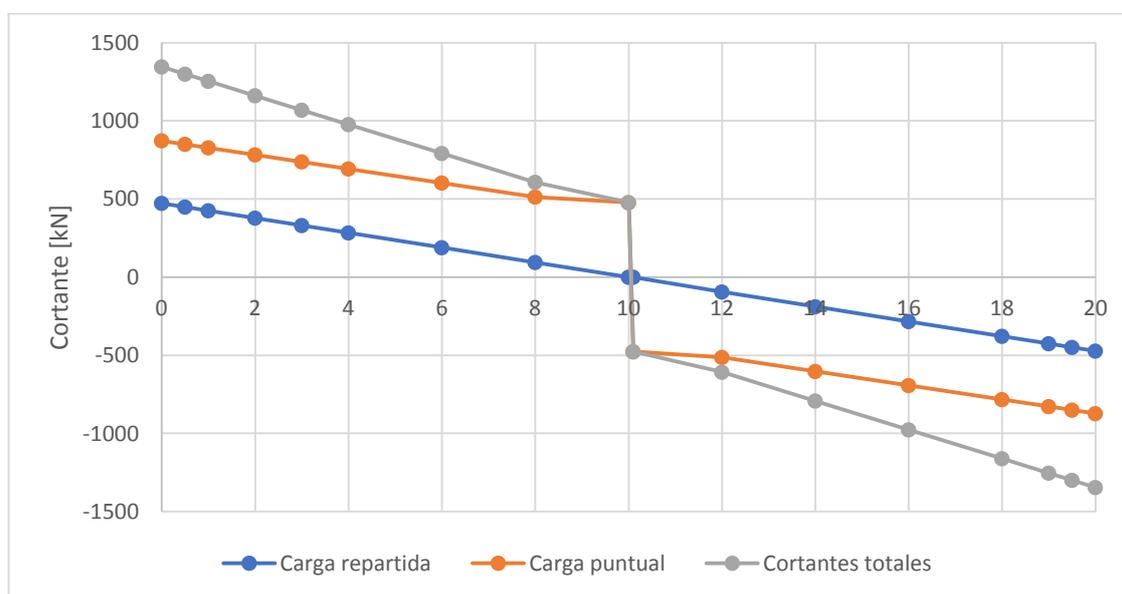


Figura 40. Diagrama de esfuerzos cortantes.

Capítulo 5:

CONCLUSIONES

A partir del estado de conocimiento se ha constatado que el HRFA es un material de grandes virtudes para su uso en la construcción, en muchas aplicaciones las ventajas que confiere ya están más que probadas, es un material que ha adquirido una gran importancia en campos tan diversos como la construcción de pavimentos, elementos prefabricados o en hormigón proyectado para revestimiento de túneles. En estas aplicaciones el uso de las fibras sustituye completamente al armado tradicional, el resultado de utilizar fibras confiere grandes ventajas a favor en comparación al uso del armado tradicional.

El uso de fibras de acero puede resultar muy atractivo en el campo estructural por su gran resistencia a la tracción, la resistencia a la corrosión y la facilidad con la que son colocado en la mezcla, lo que facilita su puesta en obra. El objetivo del trabajo es estudiar si su uso es viable en puentes de carreteras y si puede sustituir total o parcialmente a las armaduras.

Según los cálculos realizados en el primer caso de estudio, el uso de fibras en puentes de losa comporta la sustitución total de las armaduras mínimas longitudinales, su uso además traer ventajas en comparación al uso de las armaduras convencionales.

En este primer caso, siguiendo las directrices del Anejo 14 de la normativa española EHE-08, hemos conseguimos sustituir completamente las armaduras longitudinales por el uso de fibras en el tablero del puente de losa, utilizando una dosificación baja de estas, la cual podría añadirse a cualquier hormigón que el proyecto definiera para el adecuado dimensionamiento. Dichas armaduras son una cuantía mínima que habría que colocar, según la normativa, básicamente para el control de fisuración debido a deformaciones impuestas producidas por temperatura y retracción. El uso de fibras, tal como se ha constatado en el estado del conocimiento, permite mejorar el control de fisuración, disminuye la retracción del hormigón y aumenta la durabilidad. Estas mismas ventajas se pueden obtener en el caso de los tableros de puentes tipo losa.

El uso de fibras, en vez de armado tradicional, en puentes tipo losa puede suponer una gran ventaja para mejorar las propiedades y la durabilidad de este tipo de estructuras ya que el uso del HRFA conlleva las siguientes ventajas:

- Mayor facilidad de puesta en obra, aumentando la rapidez de ejecución.
- Ahorro en costes directos ya que ahorramos en la mano de obra que utilizaríamos para colocar las armaduras.
- Control de la fisuración, conseguimos una mejor distribución de las fisuras de forma que su obertura es menor, esto aumenta la durabilidad.
- Aumento del confinamiento del hormigón.
- Mayor resistencia a la abrasión y al impacto.
- Aumento de la resistencia a flexotracción (de 3,2 N/mm² a 5,3 N/mm²).

Para un estudio más exhaustivo faltaría analizar la flexión transversal, lo que podría conllevar la sustitución de una mayor cantidad de armadura, cosa que daría más razones a favor del uso de fibras en este tipo de puentes.

En el segundo caso de estudio se ha analizado un puente de vigas, en este caso la sustitución de la armadura no ha sido tan satisfactoria como en el primer caso. Primero se ha analizado el uso de fibras en la losa de compresión que tenemos sobre las vigas, en este elemento conseguimos sustituir la totalidad de las armaduras longitudinales y transversales, cosa que no nos sorprende ya que las armaduras sustituidas eran las mínimas para el control de fisuración debido a deformaciones por temperatura y retracción. Igual que en el caso anterior el uso de fibras en vez del armado tradicional supone grandes ventajas para mejorar las propiedades y la durabilidad del elemento estructural. Para favorecer el uso de fibras en las losas sobre los puentes de vigas, podría analizarse la posibilidad de reducir el espesor de la losa, la cual cosa reduciría la cantidad de hormigón y fibras a utilizar, lo que lleva a reducir costes en materiales.

En relación a la armadura de cortante, las fibras permiten llegar a reducir un 10% de estas armaduras. En nuestro caso las fibras aumentan casi un 50% la contribución del hormigón a la resistencia a cortante. Este aumento de la contribución del hormigón a la resistencia a cortante será muy superior en puentes con espesores importantes de almas. En nuestro caso el espesor del alma es reducido al tratarse de un elemento prefabricado donde queremos controlar el peso, que es condicionante del transporte.

Si nos dirigimos a la literatura estudiada, la mayoría de investigaciones sobre la resistencia al corte del HRFA combinan a este con armaduras transversales en forma de estribos para resistir dicha resistencia, en ninguna investigación se ha considerado que las fibras sean suficientes para resistir dichos esfuerzos. En general el empleo de sistemas combinando fibras y estribos trae notables incrementos de ductilidad pero aumentos de resistencia a cortante poco significativos.

En ningún caso conseguiremos sustituir completamente el armado transversal de cortante, pero la combinación de fibras y armadura convencional para resistir el cortante permite reducir la armadura, descongestionando las almas de elementos prefabricados de pequeño espesor. Además la inclusión de las fibras en el hormigón trae las ventajas antes descritas, el uso de fibras puede llegar a ser un buen complemento a las armaduras de cortante mejorando las propiedades mecánicas y retrasando y controlando la rotura por cortante.

5.1. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Como futuras líneas de investigación se plantea un estudio más exhaustivo del dimensionamiento del puente y un análisis más detallado de la resistencia que confieren las fibras en puntos singulares de la sección, como las ventajas que tiene su uso en los voladizos de la sección transversal. Por la falta de tiempo y conocimientos en el dimensionado de puentes que se imparten en el Máster, no se ha podido dimensionar las armaduras a torsión, o realizar un cálculo más en profundidad del dimensionamiento y el diseño del tablero.

Como perspectivas de futuro a la investigación de la sustitución del armado por fibras en puentes, se podría realizar un estudio económico de viabilidad entre las fibras y la armadura, analizando y valorando económicamente las ventajas que las fibras confieren en temas de durabilidad o facilidad de la puesta en obra.

En el primer caso de estudio se podría plantear una nueva investigación donde podríamos reducir el área de la sección trasversal de nuestro puente y de este forma reducir la cantidad total de fibras utilizadas sin reducir la dosificación de estas, se podría plantear un problema de optimización en el que reducir el área de la sección para optimizar el uso de las fibras considerando también la resistencia estructural del conjunto.

Capítulo 6:

REFERENCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

- F. Rodríguez López y D. Prado Pérez-Seoane, 1984. “Hormigón con la incorporación de fibras”. Revista de Obras Públicas, Octubre 1984, p.p. 779-796.
- M. Fernández Cánovas (1982). «Hormigones reforzados con fibras de acero», *Informes de la construcción, CSIC, vol. 34, No 342 p.p. 2-17*
- Semsi Yazıcı (2007). Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC. *Construction and Building Materials*, vol. 21 p.p. 1250-1253.
- ACHE (2000). Manual de Tecnología del Hormigón Reforzado con Fibras de Acero, Comisión 2, Grupo de Trabajo 2/2, Hormigones Con Fibras.
- Fiber-reinforced concrete (2018). Wikipedia. [En línea]. Available: https://en.wikipedia.org/wiki/Fiber-reinforced_concrete
- V. Bindiganavile y N. Banthia (2000). «Rebound reduction in steel fiber reinforced dry-mix shotcrete through matrix modifications» Fifth International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete (FRC), pp. 149-157.
- A. E. Naaman (2000). «Fibre Reinforcements for Concrete: looking back, looking ahead», *Rilem Proceedings*, vol. 15
- EHE-08, Anejo 14, 2008. Recomendaciones para el proyecto y ejecución de estructuras de hormigón con fibras.
- AENOR UNE- EN 14889-1 (2008). Fibras para hormigón. Parte 1: Fibras de acero. Definiciones, especificaciones y conformidad.
- AENOR UNE- EN 14651: 2007 + A1 (2008). Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual), 2008.

- ACI 506.1R-08 (2008). Guide to Fiber-Reinforced Shotcrete, American Concrete Institute
- ACI 544.1R-96 (2002). State of the art report on fiber reinforced concrete, American Concrete Institute, Manual of Concrete Practice 1996, Part 1.
- ASTM A820/A820M-06 (2006). Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete, American Society for Testing Materials.
- D. J. Hannant (1978). «Fibre Cements and Fibre Contents», John Wiley & Sons, Ltd.
- P. Rossi, 2000. Ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC): an overview. Fifth International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concrete (FRC), pp. 87-100.
- Y. Ding y W. Kusterle, 2000. Compressive stress–strain relationship of steel fibre-reinforced concrete at early age. Cement and Concrete Research. Vol. 30 pp. 1573-1579
- P. Serna, 2008. Evolution of the flexural behaviour of precracked SFRC in marine environment. 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications, pp. 595–605.
- B. Barragan 2002. Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear. Tesis doctoral, UPC.
- A. Meda 2005. Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams. Materials and Structures, vol. 38, pp. 343-351.
- F. Minelli y G. A. Plizzari 2008. Shear design of FRC members with little or no conventional shear reinforcement. International FIB Symposium: Tailor made concrete structures: new solutions for our society, pp. 139.
- Bekaert, «Manual de fibras metálicas,» Marzo 2014. [En línea]. Available: <http://www.eic.cat/gfe/docs/14224.pdf>
- Model Code 2010 - Model Code for Concrete Structures 2010, The International Federation for Structural Concrete (fib).
- EHE- 08 (2008) - Instrucción de Hormigón Estructural, Ministerio de Fomento de España.
- Eurocódigo 0: Bases de Diseño Estructural (EN 1990); Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón (EN 1992). Comité Técnico de Normalización europeo CEN/TC 250.

- IAP-11 (2011). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.
- Bars & post-tensioning bar systems. VSL thread bar systems. 02/02/2012 [En línea]. Available: <http://www.vsl.com/brochures/all-brochures.html>
- Post-tensioning strand systems VSL Strand Post-tensioning Systems. 13/04/2015 [En línea]. Available: <http://www.vsl.com/brochures/all-brochures.html>
- Abreu Heriberto Peña 2016. “Caracterización del HRFA de vigas prefabricadas mediante el ensayo Barcelona”. Tesis de máster, UPC.
- Javier Hidalgo Alvarado 2016. “Resistencia a cortante de elementos de hormigón reforzado con fibras”. Tesis de máster, UPC.
- Eduardo Sola Bernal 2012. “Sustitución del hormigón armado por HRFA en forjados convencionales de edificación.”. Tesis de máster, UPC.
- Luis Antonio Coto Roquet 2007. “Ecuaciones constitutivas para el análisis de secciones de HRFA”. Projecte o tesina d’especialitat, UPC.