

ARMADO OPTIMIZADO DE SECCIONES DE
HORMIGÓN PRETENSADO



Universidad de Granada

TESIS DOCTORAL

FRANCISCO ANTONIO GARCÍA VILLENA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2017

ARMADO OPTIMIZADO DE SECCIONES DE
HORMIGÓN PRETENSADO



Universidad de Granada

TESIS DOCTORAL

FRANCISCO ANTONIO GARCÍA VILLENA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2017

Editor: Universidad de Granada. Tesis Doctorales
Autor: Francisco Antonio García Villena
ISBN: 978-84-9163-635-9
URI: <http://hdl.handle.net/10481/48762>

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE ESTRUCTURAS E
INGENIERÍA HIDRÁULICA

PROGRAMA OFICIAL DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL Y
ARQUITECTURA

**ARMADO OPTIMIZADO DE SECCIONES DE
HORMIGÓN PRETENSADO**



Universidad de Granada

TESIS DOCTORAL

FRANCISCO ANTONIO GARCÍA VILLENA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DIRECTOR DE TESIS

ENRIQUE HERNÁNDEZ MONTES

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2017

*Bendeciré al Señor, que me aconseja,
hasta de noche me instruye internamente.
Tengo siempre presente al Señor,
con él a mi derecha no vacilaré.
(Salmo 15)*

ÍNDICE

ÍNDICE.....	7
LISTADO DE FIGURAS	13
LISTADO DE TABLAS	17
AGRADECIMIENTOS	21
RESUMEN	23
ABSTRACT.....	25
CAPÍTULO I: OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	27
I.1. Objetivos.....	27
I.2. Metodología.....	28
CAPÍTULO II: REQUERIMIENTOS DEL DISEÑO OPTIMIZADO	31
II.1. Introducción	31
II.2. Los problemas de optimización. Tipos de optimización.....	32
II.3. Optimización en el diseño estructural	35
II.3.1. El diseño estructural	36
II.3.2. Elementos del diseño estructural optimizado.....	36
II.3.3. Planteamiento del problema del armado optimizado en secciones de hormigón pretensado.....	40
II.4. Aplicación del Método de los <i>Key Points</i> al diseño estructural.....	42
II.4.1. Conceptos	42
II.4.2. Visión general y utilidad del método	44
II.4.3. Definición de los <i>Key Points</i> en la optimización del cálculo estructural	46

II.4.3.1. Key Performance Indicators (KPIs)	49
II.4.3.2. Decision Value (DV)	49
II.4.3.2.1. Valores de decisión objetivos	49
II.4.3.2.2. Valores de decisión subjetivos	50
II.4.3.3. Key Design Parameter (KDP)	51
II.4.4. Definición de la función objetivo	52
II.5. Conclusiones.....	53
CAPÍTULO III: EL DISEÑO EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL	55
III.1. Introducción	55
III.2. Diseño y análisis a nivel de sección	56
III.2.1. Consideraciones generales a nivel seccional.....	56
III.2.2. Equilibrio.....	56
III.2.3. Compatibilidad	57
III.2.4. Convenio de signos	57
III.3. El diseño de un elemento de hormigón estructural	58
III.3.1. Materiales en el hormigón estructural.....	58
III.3.1.1. Hormigón	58
III.3.1.1.1. Módulo de elasticidad del hormigón.....	59
III.3.1.1.2. Resistencia a tracción del hormigón.....	60
III.3.1.1.3. Modelos de comportamiento del hormigón en el cálculo de secciones transversales	61
III.3.1.1.4. Comportamiento diferido del hormigón.....	61
III.3.1.2. Acero pasivo.....	62
III.3.1.3. Acero activo	63
III.3.2. Durabilidad.....	64
III.3.3. Estados Límite de Servicio.....	68
III.3.3.1. Limitación de tensiones.....	68
III.3.3.2. Control de abertura de fisura.....	69
III.3.4. Estado límite ultimo a flexión	71
III.3.4.1. Dominios de rotura a flexión.....	72

III.3.4.2. Cuantías mínimas.....	73
III.3.4.2.1. Cuantía mínima por cuantía mecánica.....	73
III.3.4.2.2. Cuantía mínima por cuantía geométrica	75
III.3.4.3. Cuantías máximas	76
III.4. Diseño en hormigón pretensado	76
III.4.1. La fuerza de pretensado	77
III.4.2. Pérdidas de la fuerza de pretensado a lo largo de la vida de la pieza de hormigón pretensado.....	80
III.4.2.1. Pérdidas en piezas con armaduras postesas	80
III.4.2.1.1. Pérdidas instantáneas de la fuerza de pretensado en piezas postesadas	80
III.4.2.1.2. Pérdidas diferidas de la fuerza de pretensado en piezas postesadas	82
III.4.2.2. Pérdidas en piezas con armaduras pretesas.....	83
III.4.3. El trazado del pretensado	84
III.4.4. Cálculo de esfuerzos de pretensado	85
III.4.5. Estado de deformaciones de una sección sometida a la acción del pretensado aislado	86
III.4.6. Estado de deformaciones de una sección de hormigón pretensado sometida a esfuerzos normales	86
III.5. Conclusiones	87
CAPÍTULO IV: NUEVO ENFOQUE AL DISEÑO RESISTENTE A FLEXIÓN EN SECCIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO	89
IV.1. Introducción.....	89
IV.2. Diseño en rotura ante sollicitaciones normales de secciones de hormigón estructural. Los diagramas RSD	90
IV.2.1. Los diagramas de armado óptimo a flexión.....	90
IV.2.2. El teorema de armado óptimo a flexión.....	92
IV.2.3. Planteamiento de la técnica RSD para hormigón pretensado	94
IV.3. Consideraciones para el diseño resistente de secciones de hormigón pretensado en flexión	94
IV.3.1. Modelo de deformaciones en Estado Límite Último de flexión.....	95

IV.3.2. Modelo constitutivo del hormigón en rotura considerado	97
IV.3.3. Modelos constitutivos para el acero activo y pasivo.....	99
IV.3.4. Ecuaciones de Equilibrio	102
IV.4. Introducción de las variables d_p y A_p en los Diagramas RSD.....	103
IV.4.1. Interpretación de los diagramas RSD en secciones pretensadas.....	104
IV.5. Conclusiones	112
CAPÍTULO V: CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LA ARMADURA ACTIVA EN LA PIEZA DE HORMIGÓN PRETENSADO	115
V.1. Introducción.....	115
V.2. Criterios para la selección de las soluciones factibles de la fuerza de pretensado. Diagramas de Magnel.....	116
V.2.1. Criterios de comprobación	116
V.2.2. Inecuaciones tradicionales del problema.....	120
V.2.2.1. Condición 1	121
V.2.2.2. Condición 2	122
V.2.2.3. Condición 3	124
V.2.2.4. Condición 4	125
V.2.2.5. Condición 5	127
V.2.3. Comentarios a los resultados	128
V.3. Planteamiento de las soluciones factibles de la sección transversal con todos sus armados	130
V.3.1. Hipótesis básicas	130
V.3.2. Planteamiento del problema en función de las condiciones en deformaciones	132
V.4. Conclusiones	134
CAPÍTULO VI: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO OPTIMIZADO EN SECCIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO A FLEXIÓN.....	135
VI.1. Introducción	135
VI.2. Estudio de las consideraciones iniciales	138
VI.3. Determinación de soluciones factibles de acero pretensado.....	141
VI.4. Diagramas RSD considerando el acero pretensado	149

VI.5. Determinación de la solución más óptima.....	158
VI.6. Conclusiones.....	162
CONCLUSIONES	165
FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	171
REFERENCIAS.....	173

LISTADO DE FIGURAS

Figura II.1. Esquema general del problema de diseño de una viga continua de hormigón pretensado	41
Figura II.2. Elementos a diseñar en un puente isostático de dos vanos	47
Figura IV.1. Ejemplo esquemático de diagrama RSD.....	91
Figura IV.2. Deformaciones y tensiones a nivel de sección de una pieza de hormigón con acero activo y pasivo.....	95
Figura IV.3. Modelo de deformación de la sección en rotura de acuerdo con EHE-08 [13] y EC2 [14] para piezas de hormigón pretensado	96
Figura IV.4. Sección transversal, modelo de deformaciones y modelo constitutivo del hormigón por el diagrama rectangular para una sección en rotura de hormigón pretensado	99
Figura IV.5. Modelo constitutivo del acero pasivo y activo en la sección en rotura...	100
Figura IV.6. Ejemplo de aplicación. Definición de la sección transversal	105
Figura IV.7. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 21 cables	107
Figura IV.8. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 28 cables	108
Figura IV.9. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 35 cables	109
Figura IV.10. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 42 cables	109

Figura IV.11. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 45 cables	110
Figura IV.12. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 50 cables	110
Figura V.1. Sección transversal y estado de cargas general para el planteamiento de las distintas inecuaciones.....	120
Figura V.2. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 1.....	122
Figura V.3. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 2.....	123
Figura V.4. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 3.a.....	124
Figura V.5. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 4.....	126
Figura V.6. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 5.....	128
Figura V.7. Diagramas de Magnel expresados en función de la inversa del área de pretensado.....	129
Figura V.8. Planteamiento del problema considerando todas las armaduras.....	131
Figura VI.1. Esquema del procedimiento optimizado de diseño, basado en [8].....	136
Figura VI.2. Ejemplo. Geometría y condiciones de contorno del problema.....	139
Figura VI.3. Ejemplo. Sección transversal de la pieza aligerada de hormigón pretensado. Unidades: [m].....	139
Figura VI.4. Ejemplo. Trazado de los cables de pretensado.....	142
Figura VI.5. Ejemplo. Sección A. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ estimados.....	144
Figura VI.6. Ejemplo. Sección A. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ calculados.....	145
Figura VI.7. Ejemplo. Sección C. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ estimados.....	146
Figura VI.8. Ejemplo. Sección C. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ calculados.....	147
Figura VI.9. Ejemplo. Sección B. Diagramas de Magnel con los parámetros α y β estimados.....	148

Figura VI.10. Ejemplo. Sección B. Diagramas de Magnel con los parámetros α y β calculados.....	149
Figura VI.11. Ejemplo. Sección A. Diagrama RSD para un armado activo de 5·20 cables	151
Figura VI.12. Ejemplo. Sección A. Diagrama RSD para un armado activo de 5·25 cables	152
Figura VI.13. Ejemplo. Sección C. Diagrama RSD para un armado activo de 5·20 cables	153
Figura VI.14. Ejemplo. Sección C. Diagrama RSD para un armado activo de 5·25 cables	154
Figura VI.15. Ejemplo. Sección B. Diagrama RSD para un armado activo de 5·20 cables	155
Figura VI.16. Ejemplo. Sección B. Diagrama RSD para un armado activo de 5·25 cables	156

LISTADO DE TABLAS

Tabla III.1. Clases de exposición ambiental en estructuras de hormigón según EHE-08 [13].....	66
Tabla III.2. Clases de exposición por condiciones ambientales según EC2 [14]	67
Tabla III.3. Valores recomendados para las máximas aperturas de fisura, w_{max} , expresadas en mm, según EHE-08 [13] y EC2 [14]	70
Tabla IV.1. Momentos últimos para distintas combinaciones de armadura activa sin presencia de armadura pasiva	106
Tabla IV.2. Momentos últimos para distintas combinaciones de armadura activa con presencia de armadura pasiva mínima	107
Tabla IV.3. Resultados de los diagramas RSD	111
Tabla V.1. Comprobaciones y limitaciones tensionales según EHE-08 [13] y EC2 [14]	118
Tabla V.2. Estados de cargas para realizar las comprobaciones tensionales según EHE-08 [13] y EC2 [14]	119
Tabla VI.1. Momentos flectores en las secciones seleccionadas para cada una de las comprobaciones	140
Tabla VI.2. Valores estimados y calculados de α , β y λ	143
Tabla VI.3. Momentos hiperestáticos para pretensado final por secciones y soluciones factibles seleccionadas	143

Tabla VI.4. Ejemplo. Sección A. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·20 cables. Solución óptima matemáticamente.	151
Tabla VI.5. Ejemplo. Sección A. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·20 cables teniendo en cuenta la cuantía mínima de armadura superior	151
Tabla VI.6. Ejemplo. Sección A. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·25 cables	152
Tabla VI.7. Ejemplo. Sección C. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·20 cables. Solución óptima matemáticamente	153
Tabla VI.8. Ejemplo. Sección C. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·20 cables teniendo en cuenta la cuantía mínima de armadura superior	153
Tabla VI.9. Ejemplo. Sección C. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·25 cables	154
Tabla VI.10. Ejemplo. Sección B. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·20 cables. Solución óptima matemáticamente	155
Tabla VI.11. Ejemplo. Sección B. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·20 cables teniendo en cuenta la cuantía mínima de armadura superior	155
Tabla VI.12. Ejemplo. Sección B. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·25 cables	156
Tabla VI.13. Costes económicos y ambientales unitarios para acero pasivo B-500-S y acero activo Y-1860-7	159
Tabla VI.14. Costes económicos por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$)	159
Tabla VI.15. Costes económicos por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$)	159
Tabla VI.16. Costes ambientales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$)	159
Tabla VI.17. Costes ambientales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$)	159
Tabla VI.18. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 70/30.....	160

Tabla VI.19. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 70/30	160
Tabla VI.20. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 40/60	161
Tabla VI.21. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 40/60	161

AGRADECIMIENTOS

A lo largo de mi vida he de agradecer muchas cosas, y pero si solo ponemos la mirada en los esfuerzos de la redacción de esta Tesis, y en todos los agentes intervinientes para poder realizarla.

Académicamente, como no agradecer la oportunidad que me dio en su momento mi director de tesis, Don Enrique Hernández Montes. No solo oportunidad para poder realizar este trabajo, sino la primera oportunidad laboral después de finalizar mis estudios de master y que sin esa experiencia no estaría desarrollando mi labor actual como calculista de estructuras e investigador. Agradecer también a mi compañero Juan Francisco Carbonell, dado que sin su ayuda y pasión al trabajo, los resultados expuestos en esta tesis no se habrían conseguido. También querría agradecer a Gerardo Alguacil y Francisco Vidal esas lecciones de la vida y de la geofísica que tanto bien me han dado en esta vida, y que siguen dándome.

A caballo entre la vida académica y la profesional he de agradecer su apoyo, amistad y complicidad a mi querido Francisco Javier Morales Gámiz, nada sería lo mismo sin su presencia diaria en mi vida.

Y mencionando a Javi, se abre la puerta a todas las personas que profesionalmente me han iluminado y aconsejado en el desarrollo de esta tesis. Empezando por los maestros en el cálculo profesional de estructuras, Francisco Pérez, Juan Sánchez, Miguel Troyano y Francisco Molina. A mis compañeros de fatigas en los cálculos estructurales empezando por las líneas de metro de São Paulo, los puentes de Panamá, las estructuras de la Simón Bolívar de Ecuador, etc. como no acordarme de Manuel Aguilar, de Salvador Sánchez, de Cristian Sánchez y de tantos otros con los que los malos ratos y noches de desvelo estructural se hacen más llevaderas.

Mencionar a mis estimados compañeros del Departamento de I+D de CEMOSA, Noemi Jiménez, Ana Navas, Gloria Calleja, Álvaro Calle y mi querido Jacobo Peralta.

Y finalmente agradecer a los que hacen que uno sea como es. Cada uno somos producto de la familia y amigos, para las cosas buenas y malas. Para mí, agradecer a mis padres, hermana, abuelos, tíos y tías, primos y amigos no es algo simplemente rutinario, es agradecer su presencia porque han hecho ser lo que soy. Gracias por las experiencias de vida que me habéis dado y que tanto han ayudado en particular a poder conseguir realizar este trabajo.

Málaga, 10 de Mayo de 2017

RESUMEN

El hormigón es un material versátil para su uso en elementos estructurales, con una muy buena resistencia a compresión. Pero por contra, se trata de un material con una pobre resistencia a tracción, por lo que es necesario la inclusión de elementos de acero para que soporten las tracciones que se producen dependiendo de los estados de cargas que el elemento estructural puede sufrir dentro de su vida útil.

El uso de acero activo introduce un estado de compresión previa en el elemento estructural de hormigón, de manera que se anulan o disminuyen las tracciones en las distintas etapas de la vida útil de la estructura.

Para una sección transversal dada, se podrá determinar la cantidad de acero activo y pasivo necesario para satisfacer todos los requerimientos tanto en estado límite de servicio como en estado límite último, y así asegurarse el cumplimiento de la seguridad estructural, la durabilidad. De las infinitas soluciones que satisfacen estos requerimientos legales se podrá obtener aquella que proporcione la solución óptima en términos económicos y ambientales. Evaluando en este coste económico no solo el valor mercantil del material, sino que es el indicativo del armado de la sección con el material justo y necesario, sin el sobredimensionamiento clásico llevado a cabo por los diseñadores estructurales.

El objetivo general de este trabajo es aplicar una metodología clara, para que cualquier ingeniero calculista de estructuras que se enfrente ante la necesidad de dimensionar el armado de una pieza de hormigón pretensado, pueda realizarlo de manera optimizada y con las herramientas usuales con las que desarrolla su trabajo diario.

Esta metodología se llevará a cabo mediante la determinación de un conjunto de soluciones válidas para la cantidad de armado activo y su posición en la sección

transversal que cumplan los criterios de servicio, estando dentro de una región válida de soluciones definida en los conocidos diagramas de Magnel.

Conocidas estas soluciones se utilizarán los diagramas RSD, teniendo en cuenta la presencia de armadura activa, y se determinará cuánta armadura pasiva necesita la pieza para satisfacer la seguridad estructural en rotura frente a sollicitaciones por flexión.

Final, mediante un método de evaluación se compararán las diferentes soluciones teniendo en cuenta los costes económicos y ambientales, y se seleccionará como solución óptima la que menor coste presente.

ABSTRACT

Concrete is a really adaptable material for being used in structural elements due to its good compressive strength. On the other hand, it presents a poor tensile strength, therefore, it requires the use of additional steel elements in order to support tensile stresses produced by the different states of load at which the structural element could be exposed along its service life.

The use of active steel introduces a previous compression state in the concrete structural element in such a way as to cancel or decrease the tensile stresses in the different stages of the service life of the structure.

For a given cross section, it is possible to determine the amount of active and passive steel required to satisfice all the requirements, both in serviceability state limit (SSL) and in ultimate limit state (ULS) in order to ensure the compliment of the structural safety, the durability. From the infinite solutions which satisficed these legal requirements, it is possible to obtain that one which provides the optimal solution in economic and environmental terms.

The aim of this work is to apply a methodology in the regard that any structural engineer, who faces the challenge of designing a prestressed concrete element, could make the calculations in an optimized way, through the use of usual tools in its daily work routine.

This methodology will be carried out through the determination of an amount of valid solutions for the quantity of active steel and its location in the cross section; carried out the service criteria and being inside of a valid area of solutions defined through the well-known Magnel diagrams.

Once these solutions will be known, they will be used in the RDS diagram, taking into account the presence of active steel. Then it will be determined how much passive steel

will be needed by the piece in order to satisfy the structural safety in failure, facing bending moments.

Finally, through the use of an assessment method, different solutions will be compared taking into account economic and environmental costs and the most suitable and optimal solution will be selected.

CAPÍTULO I: OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

I.1. Objetivos

En el presente trabajo se pretende aplicar el concepto de armado óptimo, desde el inicio del proceso de diseño, de un elemento estructural de hormigón con armaduras adherentes, siendo estas activas y pasivas. Así queda justificado el título de este trabajo, “Armado optimizado de secciones de hormigón pretensado”, por plantear herramientas y conceptos para poder llevar a cabo criterios de diseño optimizado de la armadura activa y pasiva de cualquier sección de una pieza tipo viga de hormigón pretensado. Justificando así también los dos hitos que aparecen en el plan de tesis:

- Hito 1: Optimización de la sección más solicitada
- Hito 2: Optimización de secciones distintas a la más solicitada

Los objetivos generales se pueden enumerar en los siguientes:

- Objetivo 1: Conocimiento preciso de todas las variables que intervienen en el proceso de diseño de una sección de hormigón pretensado.
- Objetivo 2: Describir un criterio multicriterio claro sobre el que se llevará a cabo la determinación de la solución óptima respecto del conjunto de las soluciones factibles seleccionadas.
- Objetivo 3: Estudiar estrategias de diseño optimizado de los elementos de hormigón armado. Estudio de la técnica de los diagramas RSD.

- Objetivo 4: Plantear el problema de aplicación de los diagramas RSD incluyendo las variables propias de las secciones de hormigón pretensado. Realizar una interpretación coherente de los resultados obtenidos.
- Objetivo 5: Estudiar los criterios tradicionales, a partir de los diagramas de Magnel, para seleccionar las soluciones factibles de armado y posición del pretensado.
- Objetivo 6: Plantear un criterio de selección de las soluciones factibles en el que se tenga en cuenta la sección transversal en su conjunto, incluyendo todos los armados presentes.
- Objetivo 7: Describir una metodología de trabajo donde se describan los pasos a seguir por el calculista de estructuras en el proceso de diseño optimizado planteado.

I.2. Metodología

La metodología y la organización de los distintos capítulos de este trabajo siguen una secuencia lógica desde el estudio del estado del arte y de la técnica actual, hasta los desarrollos novedosos consecuencia del estudio preciso del problema, para satisfacer los objetivos planteados.

La organización capítulos de este trabajo será:

- **Capítulo I: Objetivos y Metodología**

Como se puede apreciar, en este capítulo se plasmará la metodología utilizada a lo largo de todo el documento de tesis para satisfacer los objetivos propuestos.

- **Capítulo II: Requerimientos del Diseño Optimizado**

En este capítulo se realizará una visión muy general de los problemas de optimización matemática para después mostrar el concepto de la optimización en el diseño estructural, desde la definición del diseño estructural en sí, hasta una explicación de los elementos

del diseño estructural optimizado. En este capítulo se hará un planteamiento concreto del problema de armado optimizado de secciones de hormigón pretensado que objeto de este trabajo.

Se mostrará el concepto del Método de los *Key Points* y su aplicación al diseño estructural optimizado. Explicando en que consiste esta metodología, la utilidad en los diferentes procesos de diseño y evaluación multidisciplinarios, y la definición de los diferentes *Key Points* y función objetivo que ayudaran al planteamiento del problema que planteamos.

- **Capítulo III: El diseño en Hormigón Estructural**

En este capítulo se explicaran los conceptos de diseño estructural del hormigón que se tendrán en cuenta a lo largo de los desarrollos.

Se describirán los conceptos y consideraciones del diseño y análisis a nivel seccional, así como, los requisitos a tener en cuenta en el diseño de un elemento de hormigón estructural como las consideraciones de los materiales, los requisitos de durabilidad, el estado límite último de flexión y los estados límite de servicio considerados.

Finalmente se dedica un apartado a las consideraciones concretas a tener en cuenta en el diseño de las piezas de hormigón pretensado.

- **Capítulo IV: Nuevo enfoque al Diseño Resistente a flexión en secciones de Hormigón Pretensado**

Donde se realizará un estudio del estado del arte de los Diagramas RSD, para remarcar las consideraciones e hipótesis realizadas para el planteamiento del diseño resistente de secciones de hormigón pretensado en flexión.

A continuación se plantearán las ecuaciones de los diagramas RSD incluyendo las variables de posición de pretensado (d_p) y área de pretensado (A_p). Esta nueva formulación de los diagramas RSD será susceptible de interpretación, para conocer con precisión los resultados que arrojan.

- **Capítulo V: Criterios de selección de la armadura activa en la pieza de hormigón pretensado**

Una vez determinada una formulación que en función del área de acero activo y su posición en la sección transversal de la pieza, nos da la armadura pasiva óptima para cumplir con los criterios de resistencia, en este capítulo se mostrarán los métodos para obtener las soluciones factibles de (d_p, A_p) que cumplan con los requisitos en Estado Límite de Servicio.

Partiendo del establecimiento de unos criterios de comprobación, se desarrollaran unas expresiones de los diagramas de Magnel, para además propondrán criterios en los que se incluya la presencia de la armadura activa y pasiva para los distintos condicionantes. De esta manera se podrá establecer una región válida de soluciones factibles más precisa.

- **Capítulo VI: Metodología para el Diseño Optimizado en secciones de Hormigón Pretensado a Flexión**

En este capítulo se mostrará una metodología completa para realizar el proceso de diseño de una pieza de hormigón pretensado solicitada a flexión a través del diseño de varias secciones de la misma.

De tal manera que un diseñador estructural, o calculista de estructuras, podrá llevar acabo para ir decidiendo la armadura a disponer en distintas secciones de una pieza de hormigón pretensado a partir de criterios en servicio, a través de las inecuaciones que muestran los diagramas de Magnel, y de los criterios de rotura, a través de los diagramas RSD que incluyen la presencia y posición de esta armadura activa y nos muestran la necesidad de armadura pasiva.

Finalmente, identificados los parámetros indicadores, se podrá plantear los valores de la función objetivo para cada una de las soluciones factibles, y así comparar y seleccionar la solución que haga que esa función sea menor.

CAPÍTULO II: REQUERIMIENTOS DEL DISEÑO OPTIMIZADO

II.1. Introducción

Como el propio título de esta tesis dice, el objetivo general que desarrolla este trabajo es el estudio del armado optimizado de secciones de hormigón pretensado, y por tanto, es necesario a la hora de abordar este problema conocer que requerimientos existen en el concepto de “optimizado” y que se quiere conseguir con el planteamiento del problema de la optimización.

A lo largo de este trabajo, se entiende como diseño optimizado y optimización del diseño, como la búsqueda de un conjunto de soluciones factibles que cumplan con los requisitos y limitaciones del problema a través de una metodología de diseño con un marcado carácter de eficiencia del proceso, y una comparación entre las soluciones factibles encontradas para seleccionar la solución que contenga un mínimo costo a través de una función multicriterio que contenga la información de los costes económicos y ambientales.

Por tanto, en este capítulo se trata de introducir el concepto de problema de optimización matemática, se explicará el proceso del diseño estructural y se introducirá el método de los *Key Points* como metodología que puede englobar todos los procesos de diseño, explotación y mantenimiento de una infraestructura, y se intentará incluir el diseño estructural de piezas de hormigón pretensado como un paquete de trabajo de esta metodología general de trabajo.

II.2. Los problemas de optimización. Tipos de optimización

Optimización es la acción y efecto de optimizar, es decir, buscar la mejor manera de realizar una actividad desde un punto de vista cuantitativo o cualitativo.

En la realidad que nos rodea existen infinitas manera de abordar un problema y el de darle una solución. En problemas complejos el número de soluciones posibles es similar a la forma en que se intenta solucionar la tarea, y de ese infinito número de posibles soluciones se puede buscar la solución más eficiente u optima desde la perspectiva del planteamiento del problema.

Esta perspectiva puede hacer que las asunciones tomadas al abordar el problema nos dé una solución óptima distinta a otra solución considerada óptima desde otras hipótesis o puntos de vista. De aquí la importancia de tener claros todos los criterios que se tienen en cuenta al realizar un problema de optimización.

La optimización puede realizarse en diversos ámbitos, pero siempre con el mismo objetivo: mejorar el funcionamiento o eficiencia de algo, pudiéndose realizar el proceso a distintos niveles, y así que si en cada etapa o nivel del problema se vaya consiguiendo óptimos parciales que hagan que la solución final se la solución más óptima.

Matemáticamente expresado, el caso más simple de un problema de optimización consistirá en maximizar o minimizar una función real eligiendo sistemáticamente valores de entrada (tomados de un conjunto seleccionado) y calculando el valor de la función para esos valores. Por tanto, la optimización incluye el descubrimiento de los “mejores valores” de una función objetivo para un dominio definido.

Un problema de optimización puede ser expresado de la siguiente forma:

- Dada una función $f: A \rightarrow \mathbb{R}$, donde A es un subconjunto del espacio euclídeo \mathbb{R}^n (n -dimensional) limitado por una serie de restricciones $g_j(x) \leq 0$, conocido por soluciones factibles dentro del espacio de búsqueda, y \mathbb{R} es el conjunto de los números reales.
- Se busca un elemento x_o en A tal que $f(x_o) \leq f(x)$ para todo x en A (problema de minimización) o tal que $f(x_o) \geq f(x)$ para todo x en A (problema de maximización).

Ante el problema de optimización se ha de tener en cuenta las siguientes cuestiones:

- La *factibilidad del problema*, también definida cualidad de ser resoluble el problema, la cuestión de si existe, o no, alguna solución factible al problema al margen de su valor objetivo.
- La *existencia* de una solución óptima queda expuesta según el *Teorema de Weierstrass*, donde dada una función real y continua dentro de un conjunto compacto, esta alcanza su valor máximo y mínimo.
- La *sensibilidad* del problema de optimización, donde según el *teorema de la envoltura*, el valor de una solución óptima cambia cuando un parámetro subyacente cambia. Es decir, que la solución óptima de un problema cambia cuando los parámetros que definen el problema cambian. Para cada parámetro subyacente que varíe, se tendrá un valor de solución óptima, por tanto, la continuidad de la solución óptima será una función de los parámetros subyacentes.

Como tipos de problemas de optimización o también llamados en otros casos con el término *programación*, se pueden destacar los siguientes:

- Optimización o Programación lineal: es un tipo de optimización en la que la función objetivo f es lineal y el conjunto de restricciones g se especifica usando solamente ecuaciones e inecuaciones lineales.
- Optimización o Programación con enteros: estudia procedimientos de optimización lineales en los que algunas o todas las variables son valores enteros o discretos.
- Optimización o Programación no lineal: estudia el caso general en el que la función objetivo f , o las restricciones g , o ambos, contiene partes no lineales.
- Optimización estocástica: este tipo de optimización estudia los problemas en los que en las restricciones, o en los parámetros subyacentes, aparecen variables aleatorias dentro de algún proceso estocástico.
- Optimización combinatoria: se trata de problemas donde el conjunto de soluciones factibles es discreto o puede ser reducido a uno.

- Optimización dimensional-infinita: donde el conjunto de soluciones factibles es un subconjunto de un espacio de dimensión infinita, como puede ser un espacio de funciones.
- Optimización heurística: en este tipo de problemas se hacen suposiciones sobre el problema que está siendo optimizado. En este caso no se garantiza que se encuentre la solución óptima pero se pueden encontrar soluciones aproximadas a la solución óptima en problemas de optimización complejos.
- Programación disyuntiva: se usa este tipo de problema de optimización cuando al menos una de las restricciones puede ser satisfecha pero no todas. Esta técnica está diseñada para un proceso de optimización donde la toma de decisiones varía con el transcurso del tiempo.
- Cálculo de variaciones: se trata de problemas de búsqueda de óptimos sobre un objetivo definido en muchos puntos con el tiempo, considerando como la función objetivo varía también.
- Programación dinámica: se estudia el caso en el que la estrategia de optimización se basa en la división del problema en sub-problemas más pequeños.

Para resolver los problemas de optimización, los suelen usar unos algoritmos con un número finito de pasos, métodos iterativos que converjan a una solución, o métodos heurísticos que pueden proporcionar soluciones aproximadas en algunos tipos de problemas aunque en sus iteraciones no tiene que aparecer una convergencia necesariamente.

Como técnicas generales para afrontar el problema de optimización se pueden seleccionar dos formas estratégicas de actuación al seleccionar las soluciones factibles y la solución más óptima dentro de su conjunto:

- Actuación lenta, en la que se lleva a cabo un repaso completo de todas las soluciones factibles seleccionadas, obteniendo el valor de cada una de ellas y seleccionando la solución óptima.

Esta metodología de actuación es muy precisa a la hora de obtener el óptimo, pero tendrá un coste de computación alto si el rango de soluciones factibles es muy amplio.

Una manera de solucionar este inconveniente es en el de generar un proceso para que el rango de soluciones factibles sea lo más reducido posible.

- Actuación rápida, en la que por medio de procedimientos heurísticos se seleccionan los mejores valores de los parámetros de entrada, partiendo de una solución factible y se va buscando por medio de iteraciones (mutaciones en el caso de algoritmos genéticos) soluciones que más se aproximan a la solución óptima.
Este tipo de estrategia es mucho más rápida que la anterior, pudiendo mantener un conjunto de soluciones factibles mucho más amplio, pero se puede perder precisión a la hora de obtener el óptimo de las soluciones.

II.3. Optimización en el diseño estructural

En todo proceso de diseño o comprobación de una estructura se busca una finalidad concreta, y como muestra Torroja en [1], las finalidades funcionales primarias de toda estructura se pueden agrupar en:

- Aislar un determinado volumen del exterior, como pueden ser los muros de cierre o las cubiertas.
- Sostener cargas fijas o móviles, como en los puentes, pasarelas, etc.
- Contener empujes horizontales, como en el caso de los muros.

A la hora de comprender una estructura, o de dimensionarla, hay que tener en cuenta que esta estructura ha de ser funcional para la naturaleza de la finalidad que se quiere satisfacer, ha de ser resistente para ser capaz de soportar las acciones que le sobrevengan, ha de mantener un comportamiento aceptable a lo largo de su vida útil y por tanto ser durable, así como no tener un costo elevado y tener una cualidad estética razonable.

Además de esto, que aparece descrito en [1], hoy día se le ha de exigir a una estructura que sea lo más ambientalmente sostenible posible durante todo su ciclo de vida, desde su diseño hasta su reemplazamiento, pasando por sus fases de mantenimiento y explotación.

Esta es la justificación de la necesidad de conocer la esencia del diseño estructural, así como sus elementos y tratar de abordar el problema del diseño optimizado del armado en secciones de hormigón pretensado.

II.3.1. El diseño estructural

El diseño estructural o diseño de estructuras es uno de los campos del saber englobado dentro de la ingeniería civil, en el cual se desarrolla un adecuado balance entre el comportamiento de los materiales, la asunción matemática de los mismos, la disposición geométrica de los distintos elementos y un conocimiento de las condiciones de contorno, para dar respuesta a la necesidad de dimensionar un sistema estructural. Las labores de diseño estructural han de ser llevadas a cabo por un ingeniero calculista de estructuras o también conocido como diseñador estructural.

La salida a un proceso de diseño estructural ha de ser una definición precisa del sistema estructural de tal manera que este sistema pueda ser construido.

No se ha de confundir los procesos de diseño estructural con los de comprobación estructural, en los cuales la labor del ingeniero calculista de estructuras es la de realizar las comprobaciones pertinentes para demostrar si un sistema estructural cumple con las prestaciones requeridas.

II.3.2. Elementos del diseño estructural optimizado.

Las estructuras se pueden definir como sistemas, o conjunto de ellos, que van a soportar una serie de solicitaciones (cargas) de manera satisfactoria para conseguir unos niveles de desempeño establecidos por medio de criterios normativos, estéticos, funcionales, ambientales, socio-políticos, etc.

Para diseñar una estructura es necesario realizar un estudio a varios niveles para identificar las solicitaciones, las características que ha de tener el sistema estructural, los condicionantes políticos, económicos, sociales y medioambientales.

Este diseño por tanto se ha de realizar de manera escalonada, eliminando de las diferentes alternativas que se presentan las menos eficientes, y por tanto, avanzando hacia una solución que satisfaga los requerimientos establecidos y los condicionantes. Consiguiendo finalmente una solución que se desea lo más eficiente posible.

Los procedimientos de diseño estructural habituales son satisfactorios a la hora de encontrar una solución que cumpla con las necesidades, pero hoy día, con los avances de la técnica y las exigencias de la sociedad para generar productos más “eficientes”, es necesario el tratar de llevar más allá el diseño y plantear las soluciones más óptimas dentro de un conjunto de soluciones factibles.

El diseño tradicional tiene por objetivo hallar soluciones que cumplan los requisitos planteados inicialmente, y que esta solución sea lo suficientemente correcta. Por tanto este proceso tiene un carácter subjetivo, es decir, que depende del factor humano y de la sensibilidad del diseñador estructural.

Por tanto a la hora de abordar el problema de diseño estructural se ha de tener en cuenta las necesidades que ha de soportar la estructura, se hace una selección de los requerimientos a satisfacer en la etapa del diseño en la que nos encontramos, se plantea una solución que cumpla las especificaciones, se calcula y se valida su nivel de eficiencia.

Si el diseño es válido y tiene un nivel de eficiencia razonable, se plantea una nueva iteración con unas premisas del cálculo más ajustadas, comprobándose así si se puede optimizar la solución sacrificando más tiempo de cálculo. Una vez el calculista cree que la solución ante su problema de diseño cumple con los requerimientos y tiene el nivel de eficiencia establecido al principio del proceso, se procede al diseño de los detalles constructivos y de despiece de armadura en el caso de estructuras de hormigón armado o pretensado.

El procedimiento habitual se basa en un diseño por prueba y error, donde el diseñador estructural, con las necesidades y objetivos fijados, propone un diseño inicial, el cual calcula y verifica si cumple o no cumple con las necesidades. Este tipo de metodología de diseño se basa fundamentalmente en la experiencia del diseñador. Un proyectista de estructuras con años de experiencia realizará un diseño más ajustado a las necesidades, que un proyectista con corta carrera profesional, que intentará calcular razonablemente pero sin arriesgar mucho en el diseño, sacrificando parte de la eficacia del producto que realiza.

El conjunto de necesidades y objetivos que ha de satisfacer el diseño estructural está formado por:

- Funcionalidades que ha de satisfacer la estructura, como por ejemplo, si se trata de un pilar, o una viga de un puente, o la torre de un aerogenerador.
- Características geométricas que ha de cumplir la estructura, como por ejemplo unas dimensiones determinadas por el diseño arquitectónico.
- Características de los materiales a emplear, es decir, si la estructura ha de ser metálica o de hormigón, que resistencias van a tener las armaduras, etc.
- Seguridad estructural, introducida por las necesidades normativas a satisfacer.

Una vez presentadas las necesidades y objetivos a satisfacer, es necesario plantear una solución estructural en la que se determine la tipología de la estructura, cuál va a ser su forma de trabajo, qué rigideces va a tener en las cimentaciones, o de qué manera se le van a transmitir las cargas. Al plantear la solución estructural inicial, el diseñador recurre a la experiencia para ver que se soluciones se han tomado anteriormente para unas situaciones de problemas de diseño ya solventadas, y que le ayudará a dar una solución de una manera más rápida.

Una vez planteada la solución inicial, se procede al cálculo de la estructura. Este cálculo en pleno siglo XXI, se hará gracias a programas informáticos que al menos utilicen el método de los elementos finitos. Tras este cálculo, el programa mostrará que niveles de esfuerzos tienen las distintas partes de la solución estructural inicial, y con esta información, el diseñador estructural podrá realizar modificaciones oportunas relativas a la geometría, materiales, y condiciones de contorno, para ir consiguiendo una eficiencia satisfactoria del conjunto de la solución estructural planteada.

Una vez que el diseñador estructural considere que su solución es funcionalmente eficiente, se centrará en el diseño de los detalles estructurales. Al definir los detalles, se diseñan las partes de la estructura que no se definieron de una manera exhaustiva en la etapa anterior, como el despiece de las barras de armado, los nudos entre las distintas partes de la estructura metálica, etc.

La definición de estos detalles no debe de afectar a las consideraciones generales tomadas para hacer el diseño estructural, sino ser coherentes con las mismas. Por ejemplo, si se ha definido una condición de contorno tipo nudo rígido en una placa de anclaje, el diseño del detalle de ese nudo debe corresponder a un nudo rígido y no diseñar de manera que aparezca una articulación.

Como se puede observar, el proceso de diseño estructural es un proceso de toma de decisiones que el diseñador estructural ha de ir tomando a medida que va conociendo cómo se comporta la solución estructural inicial planteada para satisfacer las necesidades y objetivos iniciales. Y como es lógico, la solución final que adopte el diseñador, no es una solución única, sino que escoge una de un conjunto de todas las soluciones posibles que satisfagan las necesidades, y por tanto, el factor humano está inmerso en el desarrollo del problema de decisión.

El problema de toma de decisiones del diseñador estructural se basará por tanto en unos parámetros prefijados, a los que se tendrá que amoldar, mientras que tendrá la posibilidad de cambiar un cierto conjunto de variables de diseño que deberán de cumplir otro

conjunto de restricciones de diseño que no pueden incumplirse y que dependerán de los parámetros fijos y de las variables de diseño.

Las técnicas de optimización pueden hacer que se mejore el proceso de toma de decisiones, así como el obtener una solución lo más óptima posible dentro de los rangos que maneje el diseñador estructural.

Se puede realizar la optimización en función del uso de los materiales, que tipos de materiales se consideran, su disposiciones, de la geometría de la estructura, como va a ser su forma de trabajo, etc.

Para realizar el proceso de diseño óptimo de estructuras se planteará por tanto una función objetivo, que será la propiedad que se desea perfeccionar. Esta función objetivo dependerá de las variables de diseño que el diseñador estructural esté considerando. Por tanto, el problema de optimización se planteará como el procedimiento para conseguir un conjunto de valores para las variables de diseño que maximice o minimice el valor de la función objetivo dentro de las condiciones o restricciones de diseño. Esta función objetivo puede englobar el coste, el peso, las emisiones de CO₂, etc.

Una manera lógica de operar a la hora de realizar un diseño optimizado es el de plantear una serie de alternativas, calcular cada una de ellas y así observar cuales producen soluciones más eficientes.

Una característica reseñable dentro del proceso del diseño estructural es el carácter continuo o discreto de ciertas variables las cuales se desean optimizar.

Si el producto final va a ser el diseño de una estructura, despiezada y mostrada de manera que se pueda construir sin que el diseñador estructural lo tenga que supervisar, las cantidades y tipologías mostradas han de ser discretas.

Se han de mostrar claramente la tipología de viga metálica a disponer, o el número de redondos $\phi 20$ ha de disponerse en la capa inferior de una viga de hormigón. Estas cantidades son discretas, pero a lo largo del proceso de diseño estructural han de asumirse continuas en un principio, para luego ir consiguiendo valores cercanos a la disposición real y por tanto discretos.

En esta tesis, el planteamiento general es el de buscar la solución más óptima de un conjunto de soluciones factibles a nivel de la sección transversal. Las variables que se van a dimensionar de una manera optimizada serán la distribución del armado activo y pasivo.

II.3.3. Planteamiento del problema del armado optimizado en secciones de hormigón pretensado

En el presente trabajo se pretende aplicar el concepto de armado óptimo desde el inicio del proceso de diseño de una sección de hormigón pretensado con armadura activa adherente.

Considerando la deformación inicial de la armadura activa, el cálculo de la resistencia de la sección en estado límite último de flexión puede ser planteado como el de una sección de hormigón armado convencional. De esta manera la técnica RSD podría ser empleada como hasta ahora proponía Hernández-Montes et al. [2], es decir, las distintas soluciones de armado pasivo superior e inferior seguirían siendo función de la posición de la fibra neutra, x .

En el caso de las secciones de hormigón pretensado, para cada par de valores de:

- armadura activa, A_p
- posición de esta en la sección transversal d_p

obtenidos a partir de criterios como los diagramas de Magnel, la técnica RSD permitirá determinar el armado pasivo óptimo necesario para satisfacer la seguridad estructural de la sección transversal considerada.

Se habrán de realizar labores de predimensionamiento general de la sección y la armadura activa para poder calcular las pérdidas iniciales y finales de la fuerza de pretensado, e incluso el cálculo de las acciones hiperestáticas del pretensado si la pieza es hiperestática, y así poder comprobar las limitaciones que ha de cumplir como se verá en el Capítulo V.

El hormigón es un material versátil para su uso en elementos estructurales, con una muy buena resistencia a compresión. Por contra, se trata de un material con una pobre resistencia a tracción, por lo que es necesaria la inclusión de elementos de acero para que soporten las tracciones.

El uso de cables de acero pretensados o postesados introduce un estado de compresión previa en el elemento estructural de hormigón, de manera que se anulan o disminuyen las tracciones en las distintas etapas de la vida útil de la estructura.

Una vez conocidas las dimensiones de la sección transversal del elemento de hormigón pretensado, es imprescindible determinar el área de armadura activa y su tensión inicial, σ_{p0} , que darán como resultado la fuerza de tesado inicial P_0 . También es fundamental

determinar la trayectoria, e , a lo largo de la pieza de los cordones de armadura activa a lo largo del elemento (Figura II.1).

Dado que resulta necesario calcular las pérdidas instantáneas y diferidas de la fuerza de tesado y dichas pérdidas dependen de las características del armado activo y pasivo de la sección, será preciso realizar primero un predimensionamiento de dicho armado y una posterior comprobación de los cálculos realizados.

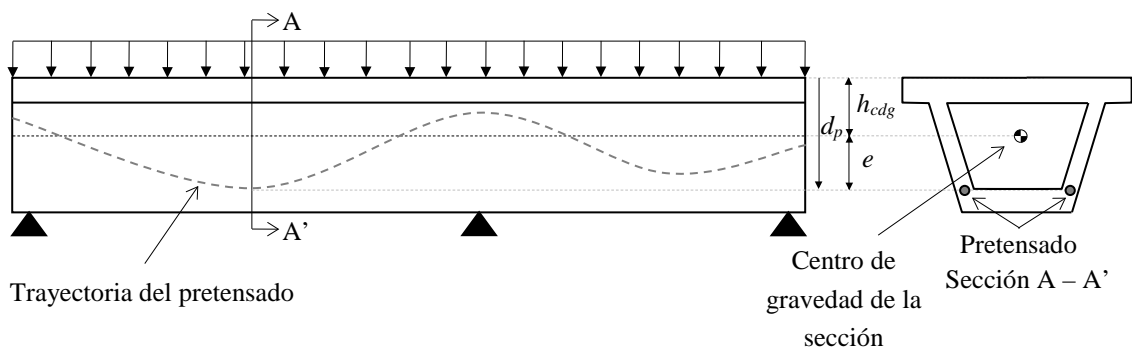


Figura II.1. Esquema general del problema de diseño de una viga continua de hormigón pretensado

Debido a las distintas combinaciones de cargas a las que el elemento se ve sometido y a las pérdidas en la fuerza de tesado, la sección ha de soportar diferentes estados de tensión a lo largo de su vida útil. Así pues, a la hora de determinar la armadura activa y su posición en la sección transversal, hay que comprobar que dichos estados de tensión, o deformación, no superan ciertos límites.

Para la etapa en la que se realice una determinación del armado activo, se considerarán las características brutas de la sección a efectos de cálculo. Además, se considera válida la hipótesis de la proporcionalidad a lo largo del tiempo entre momentos isostáticos e hiperestáticos provocados por efecto de la armadura activa, aunque se habrán de calcular, dado que en cada sección este factor de proporcionalidad será distinto.

Una vez realizado el predimensionamiento y se haya seleccionado un rango de valores que llamaremos soluciones factibles, habrá que evaluar los momentos hiperestáticos y las pérdidas para cada uno de esas soluciones factibles.

II.4. Aplicación del Método de los *Key Points* al diseño estructural

A lo largo de este apartado, se van a exponer los conceptos necesarios para obtener una visión general y una visión para apreciar la utilidad del método de los *Key Points* en los problemas de optimización de procesos, así como una definición de los puntos clave en para afrontar los problemas de optimización dentro del proceso de diseño estructural y finalmente, se hará una definición de los *Key Points* que serán utilizados a lo largo de todo este trabajo, que busca un procedimiento de optimización del armado en piezas de hormigón pretensado.

II.4.1. Conceptos

El concepto general del método de optimización basado en puntos clave, *Key Points*, consiste en trasladar los requisitos de un diseño a variables verificables. Estas variables son evaluadas dependiendo de las distintas alternativas de diseño planteadas, y se irán descartando alternativas progresivamente siguiendo un esquema de trabajo basado en:

- valoración inicial de los puntos clave a nivel de las consideraciones de diseño (dominio del diseño).
- valoración de los indicadores de desempeño a través del cálculo o simulación (dominio del análisis).
- evaluación de unos valores de apoyo a la toma de decisiones (dominio de la decisión).

En nuestro caso, un problema de búsqueda de la definición de una solución optimizada, los puntos clave serán parámetros de verificación del diseño relacionados con el diseño estructural, que proporcionan los requisitos de diseño en forma de valores objetivo, y que se pueden ir ajustando en las sucesivas etapas del proceso de diseño y decisión.

Los puntos clave podrán ser jerarquizados en:

- Valores de diseño (*DV, Decision Value*): Son valores que representan las preferencias objetivas o subjetivas del decisor, en relación a los objetivos que se marca para optimizar. Esto permite priorizar los indicadores de prestaciones a través de unos factores de ponderación multicriterio.
- Indicadores de prestaciones (*KPI, Key Performance Indicators*): valores medibles sobre los que se aplica el criterio de optimización. Por lo tanto estos valores estarán influenciados por los parámetros de diseño y serán la base para obtener los valores de diseño.
- Parámetros o hipótesis de diseño (*KDP, Key Design Parameters*): se trata del conjunto de todos los requerimientos, hipótesis de cálculo, representaciones y asunciones de la realidad, utilizados en las distintas etapas del proceso de diseño. Se trata, por tanto, de aspectos cualitativos y cuantitativos del diseño que pueden venir marcados por normativas o elementos impositivos, o son fruto de la experiencia previa de los diseñadores.

Esta metodología basada en puntos clave define un sistema de diseño integrado y holístico para ir guiando las diferentes alternativas del proceso de diseño y así conseguir la mejor solución de todas las soluciones propuestas, de una manera más rápida y eficiente. Es decir, el objetivo de esta metodología es la de mantener y/o mejorar las posibles soluciones óptimas y descartar las que están lejos de los objetivos que se buscan, tan pronto como sea posible, y así ahorrar tiempo y esfuerzo de cálculo.

Con la aplicación de esta metodología se pretende generar un marco de referencia general donde se englobe todo el proceso de diseño optimizado. Este esquema tiene un marcado carácter de estandarización y de escalabilidad, por lo que se podría usar para solucionar problemas similares y de escalas mayores.

El valor comparador de la bondad de una solución respecto de otra, se obtendrá a partir de una función objetivo, donde en sus parámetros de entrada estarán recogidos tanto las hipótesis de diseño (*KDP*), los valores de diseño (*DV*), como los indicadores de prestaciones (*KPI*).

II.4.2. Visión general y utilidad del método

Para integrar el método de los puntos clave en el proceso de diseño se debe de realizar un análisis estructurado de lo que se quiere diseñar, como se quiere diseñar y que nivel de desempeño se pretende que tenga la solución diseñada. Esto se conseguirá teniendo presente los prerrequisitos y requerimientos a satisfacer, con el fin de definir los componentes requeridos del método, así como los procedimientos para conseguir el dimensionamiento.

El primer aspecto a tener en cuenta es la definición de las variables a optimizar, de los parámetros o hipótesis de diseño y de los valores de diseño, ya sean valores subjetivos del decisor o valores objetivos provenientes de cálculos definitorios.

Seguidamente se ha de tener una clara visión de los procedimientos del proceso de búsqueda de la solución óptima, para ir descartando las soluciones que se alejan de la misma. Este procedimiento se tendrá de definir de manera precisa, describiendo los pasos a seguir y que como los diferentes conceptos y parámetros intervienen en el proceso de decisión.

Los pasos a seguir en el proceso de decisión debe seguir una guía para garantizar un proceso de diseño eficiente. El reto de los diseñadores ha de consistir en el proporcionar distintas posibles soluciones dentro de los requerimientos, para así evaluarlas y poder decidir entre ellas cual se ajusta mejor a las necesidades que desean cubrir.

Para proyectos en los que intervengan varias intereses o disciplinas, ha de existir la figura del decisor que valorará cuanto de óptima será una solución en función de unas ponderaciones entre los distintos intereses o disciplinas que tendrá que asumir. Es decir, en todo proyecto donde aparezcan varias disciplinas, aparecerán conflictos de intereses entre unas disciplinas y otras a la hora de abordar el proceso de diseño optimizado. El decisor tendrá que optar por las soluciones que mejor se adapten al proyecto en su conjunto, primando unas disciplinas frente a otras.

Muchas metodologías han sido desarrolladas a lo largo del tiempo para llevar a buen término el problema de dar soluciones y de toma de decisiones en el diseño de un proyecto multidisciplinar o en el que intervengan diferentes parámetros.

Se puede encontrar una revisión de los diferentes tipos de metodologías en [3] se realiza un análisis holístico de las prestaciones y procedimientos usados para la evaluación y selección de las alternativas óptimas a un problema propuesto desde un punto de vista sostenible, en función de las distintas etapas que se requieran para ello. Desde la elección

y definición de los criterios sobre los que se basará la selección, hasta la comparación de las distintas opciones en función de la evaluación de los distintos criterios.

Las metodologías de toma de decisiones multicriterio son las más exitosas en el campo de la planificación, de la sostenibilidad energética, del cálculo estructural etc. En general, los criterios se pueden clasificar en cinco categorías: criterios ambientales, criterios económicos, criterios técnicos, y criterios político-sociales.

Por tanto, los criterios de selección de alternativas de diseño desde el punto de vista de la sostenibilidad podrían ser:

- Criterios ambientales: emisiones, impactos ambientales, aguas residuales, uso de materias primas o recicladas, etc.
- Criterios económicos: costes de inversión, costes de mantenimiento y explotación, costes totales en todo el ciclo de vida de la infraestructura, periodo de amortización de la inversión, etc.
- Criterios técnicos: eficiencia técnica, factibilidad, compatibilidad, probabilidad de fallo, etc.
- Criterios político-sociales: accesibilidad social, seguridad y salud, impactos sobre la salud humana, impacto sobre la creación de empleo, etc.

Estos criterios se asocian a los indicadores que hacen posible la comparación de las prestaciones con cada opción de diseño respecto a esos criterios. Los indicadores hacen de puente entre el comportamiento del diseño y el criterio que se evalúa.

Los indicadores cualitativos se basan generalmente en la experiencia del diseñador, mientras que los indicadores cuantitativos pueden ser los resultados numéricos del cálculo o el análisis de una posible solución del sistema a diseñar.

Cuando el número de criterios a tener en cuenta en la búsqueda del óptimo del sistema es alto, se pueden agrupar estos criterios y generar un indicador global que relativice la importancia de cada criterio individual respecto del conjunto a través de pesos en una función objetivo según las preferencias del decisor. El decisor, al otorgar distintos pesos a los criterios en liza, está priorizando unos criterios por encima de otros. Por ejemplo, una aplicación de un enfoque de sistema de indicadores para el diseño de construcciones sostenibles se puede encontrar en [4].

De esta manera, las alternativas de diseño son seleccionadas o descartadas basándose en los indicadores y siguiendo las siguientes reglas:

- Se descartan las opciones de diseño que no cumplan con todos los requerimientos o restricciones.
- Solo se seleccionan las alternativas cuyos indicadores están dentro de un rango de valores que decide el diseñador.
- Solo se seleccionan las alternativas cuyos indicadores estén cerca de un valor objetivo fijado de antemano por el diseñador o de un mínimo o un máximo global del conjunto de las alternativas.
- La selección de alternativas se basa en el uso de una función matemática que es generalmente configurada a partir de la combinación lineal de unos parámetros calculados con cada indicador.

Existe muy poca estandarización en los sistemas de indicadores los cuales proveen la implementación de guías, reglas y especificaciones para un uso común y repetido de este tipo de herramientas de ayuda a la toma de decisiones.

Por tanto se pretende implementar este tipo de metodología basada en indicadores y puntos clave para la ayuda a la toma de decisiones aplicando los conceptos del diseño estructural en la busca de un armado optimizado para piezas de hormigón pretensado en el que se contemple la presencia de la armadura activa y pasiva.

II.4.3. Definición de los *Key Points* en la optimización del cálculo estructural

Cuando se pretende diseñar una estructura compleja, como por ejemplo, la de un puente como el que aparece en la Figura II.2, el número de variables, personas intervinientes en el proceso, criterios impuestos o subjetivos, etc. hacen que el proceso de diseño sea complejo de por sí, más aun si se pretende dar una solución “razonablemente” optimizada.

Ante el proceso de diseño general de la estructura mostrada en la Figura II.2 tendrá que aparecer una persona responsable del proyecto en conjunto, el decisor, que en este caso debería de ser un ingeniero calculista de estructuras con experiencia suficiente como para supervisar los trabajos e ir evaluando los distintos procesos de diseño.

A partir de un modelo numérico general, la estructura se dimensionará parte por parte, es decir, se dimensionarán los estribos y pilas, así como sus cimentaciones, se dimensionarán las vigas y el tablero que proporcione la superficie de rodadura, se dimensionarán los aparatos de apoyo que serán claves para el comportamiento de la estructura, así como los elementos de seguridad como barandas y barreras serán dimensionados.

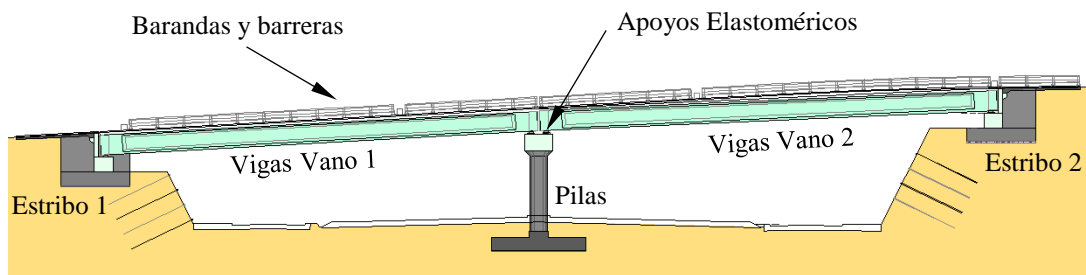


Figura II.2. Elementos a diseñar en un puente isostático de dos vanos

Se podría pensar, que dado el modelo numérico general, se podría luego coger cada una de las partes y dimensionarla como elemento aislado, y así definir las completamente para la etapa constructiva. Pero en los sistemas estructurales no es así de sencillo, dado que todos y cada uno de los elementos están interconectados y la decisión en el diseño de un elemento interviene gravemente en el comportamiento de otro.

Uno de los elementos clave a dimensionar que determina el comportamiento estructural del conjunto, son los aparatos de apoyo. A pesar de ser un elemento relativamente pequeño en comparación con el conjunto de la estructura, las condiciones de rigidez que imponen en la conexión de las vigas con los estribos y las pilas es crucial. El diseñador estructural que realice su dimensionamiento tendrá que saber que cualquier cambio de altura de la goma, de tamaño en planta, etc. hará que cambie cuanta carga horizontal va a ir a los estribos y cuanta a las pilas, y por tanto, intervendrá en el diseño de estos elementos.

Otra consideración a tener en cuenta, para el dimensionamiento de las pilas y estribos y sus respectivas cimentaciones, es el comportamiento ante evento extremo de sismo, y si toda la carga proveniente del sismo va a ser absorbida por el apoyo elastomérico o si bien

se tendrá que movilizar la resistencia pasiva de los estribos haciéndola trabajar como tope longitudinal, o si habrá topes sísmicos transversales. Este comportamiento también será clave para el dimensionamiento de las pilas y estribos, dado que la resistencia pasiva del terreno detrás del estribo tiene un límite y el resto de la carga tendrá que ser absorbida por las pilas.

El dimensionamiento de las barreras es otro proceso que puede hacer cambiar una parte de la estructura. Estos elementos han de ser diseñados ante el impacto de vehículos, y así asegurar que este elemento no pueda ser sobrepasado por estos en caso de colisión. Una de las verificaciones a realizar en el proceso de diseño de la barrera es que la barrera no puede ser más resistente que el vuelo del tablero donde se apoya, por tanto, ante este cálculo de prestaciones, habrá que reforzar la armadura del tablero para que el elemento que falle antes sea la barrera, que como es lógico, será más fácil de reparar.

El dimensionamiento de las vigas sería quizá el que menos interconexiones mostrase, pero también entraña su complejidad. Por ejemplo al tratarse de vigas de hormigón pretensado, en el diseño intervendrán distintos materiales, con distintas tipología de hacer, y teniendo que satisfacer requerimientos propios en estado límite último y en estado límite de servicio.

Mostrada la complejidad de llevar acabo un diseño estructural como el mostrado en el ejemplo, se muestra que el uso de un método como el Método de los *Key Points* hará que exista un control sobre todo el conjunto de la estructura y que se pueda realizar un dimensionamiento óptimo de cada una de sus partes dado que se manejarán un conjunto de soluciones factibles y se buscará la óptima entre las presentadas.

También, como se ha descrito, la cantidad de gente y de intereses que van a aparecer en el proceso, hace necesario que la figura del decisor tome partido y elija que intereses quiere favorecer, si los del ingeniero encargado del dimensionamiento de los estribos o el que se encargue de las pilas, etc.

El objeto de este trabajo, es el de proporcionar un armado optimizado para secciones de piezas de hormigón pretensado, que serían parte del tablero y por tanto, la interconexión con el resto de los elementos no sería tan grande. No obstante, intervienen muchas variables y requerimientos, y por tanto es susceptible de plantear como subproceso de diseño optimizado dentro de un esquema general de diseño a través del método de los *Key Points*.

A continuación se muestran los indicadores de prestaciones (*KPI*), los valores de decisión (*DV*), los parámetros clave para el diseño (*KDP*), así como la función objetivo que se usará para determinar cuánto de óptima es una solución respecto de otra.

II.4.3.1. Key Performance Indicators (KPIs)

Como ya se expresó en el apartado II.3.3. los parámetros indicadores en este trabajo serán:

- A_p : Área de acero activo para pretensado
- $(A_s+A'_s)$: Área total de acero pasivo

Estos valores serán los que se calcularan a través de los procedimientos establecidos y restringidos por los *KDP* y se mostrarán como soluciones de donde elegir la más óptima.

II.4.3.2. Decision Value (DV)

Se trata de los valores objetivos o subjetivos del decisor deberá de establecer para poder generar un criterio sobre el cual establecer la optimización.

II.4.3.2.1. Valores de decisión objetivos

En este trabajo se han tomado como valores de decisión objetivos los costes ambientales para acero activo (C_{ap}) y para acero pasivo (C_{as}) y los costes económicos para acero activo (C_{ep}) y para acero pasivo (C_{es}).

Los costes ambientales se miden en emisiones de kg CO₂ por m² de superficie transversal de acero y los costes económicos por €por m² de superficie transversal de acero.

Los precios y emisiones unitarias a utilizar en este trabajo están basados los estudios referenciados en [5], [6] y [7], donde de forma general para acero postesado (y prácticamente válido para acero preteso) se obtienen los siguientes valores:

- Acero pasivo (B-500-S): Se tiene un coste económico de 1.16 €/kg y las emisiones son 3.03 kg CO₂/kg.

- Acero activo (Y-1860-S7): Se tiene un coste económico de 3.40 €/kg y las emisiones son 5.64 kg CO₂/kg.

Estos valores están expresados en función de la unidad en kg de acero pasivo y activo, pero en nuestro planteamiento del problema nos interesa que estén expresados en unidad de superficie de acero en la sección transversal. Por eso hay que multiplicar por la densidad del acero (7850 kg/m³).

Los valores de los costes económicos y ambientales considerados y expresados en función del área de los aceros en la sección transversal son:

- Costes económicos de acero pasivo (B-500-S):

$$C_{es} = 9106 \text{ €/m}^2 = 0.009106 \text{ €/mm}^2$$

- Costes económicos de acero activo (Y-1860-S7):

$$C_{ep} = 26690 \text{ €/m}^2 = 0.02669 \text{ €/mm}^2$$

- Costes ambientales de acero pasivo (B-500-S):

$$C_{as} = 23785 \text{ kg CO}_2/\text{m}^2 = 0.023785 \text{ kg CO}_2/\text{mm}^2$$

- Costes económicos de acero activo (Y-1860-S7):

$$C_{ap} = 44274 \text{ kg CO}_2/\text{m}^2 = 0.044274 \text{ kg CO}_2/\text{mm}^2$$

Los valores obtenidos son del mismo orden de magnitud que los mostrados en [8] aunque levemente superiores. Esta diferencia puede ser debida a la actualización de los precios a los nuevos costes del mercado, incluida la actualización del precio del petróleo y los efectos de la crisis de finales de la primera década del siglo XXI.

II.4.3.2.2. Valores de decisión subjetivos

Los valores de decisión subjetivos serán los valores de decisión multicriterio, siendo DM_a el valor para los costes ambientales y DM_e para los costes económicos. Hay que reseñar que de maneja general se ha de cumplir la siguiente regla:

$$\sum_i DM_i = 1 \quad (\text{II.4.1})$$

es decir, que el sumatorio de todos los parámetros para la decisión multicriterio han de sumar la unidad.

Además hay que puntualizar que esos valores de decisión tienen que hacer que los distintos sumatorios de la función objetivo sean adimensionales. Esta es una cuestión de tipo formal, para poder sumar costes ambientales expresados en emisiones de kg de CO₂ y costes económicos expresados en €

II.4.3.3. Key Design Parameter (KDP)

Como se ha definido se trata del conjunto de los requerimientos, hipótesis de cálculo, representaciones, asunciones, etc. utilizados en las distintas etapas del proceso de diseño. Se trata, por tanto, de los aspectos como los requerimientos estructurales, la imposición de los niveles de durabilidad, de los matices de la experiencia del calculista de estructuras o de los requerimientos que se establezcan en función de la zona donde se implantaría la infraestructura.

En el problema concreto que estamos abordando, los parámetros de diseño serían las condiciones que ha de cumplir un elemento con armadura activa y pasiva ante sollicitaciones normales de manera que se satisfaga la seguridad estructural ante Estado Límite Último a flexión o las comprobaciones de apertura de fisura o limitaciones de tensiones para satisfacer los Estado Límite de Servicio.

El fin último con la aplicación al proceso de diseño estructural de la sección transversal de hormigón pretensado de los parámetros de diseño (*KDP*) es la de determinar la cantidad de armado pasivo y activo y sus disposiciones, para conseguir un armado optimizado de la sección.

El conjunto de los *KDP* utilizado en este proceso es muy grande, se describen todos a lo largo de este trabajo en los capítulos III, IV y V con los diferentes cálculos y requisitos a realizar.

II.4.4. Definición de la función objetivo

Para encontrar una solución de armado activo y pasivo lo más optimizado posible se ha de usar algún factor numérico que pueda comparar unas soluciones con otras. Este factor numérico es la función objetivo.

La función objetivo con la que se presentará la minimización del coste total (CT) estará compuesta por las siguientes expresiones:

$$CT = DM_a \cdot CA + DM_e \cdot CE \quad (\text{II.4.2})$$

donde CA es el coste ambiental y CE el coste económico, definidos como

$$CA = C_{ap} \cdot A_p + C_{as} \cdot (A_s + A'_s) \quad (\text{II.4.3})$$

$$CE = C_{ep} \cdot A_p + C_{es} \cdot (A_s + A'_s) \quad (\text{II.4.4})$$

Por tanto la función objetivo quedará:

$$CT = (DM_a \cdot C_{ap} + DM_e \cdot C_{ep}) \cdot A_p + (DM_a \cdot C_{as} + DM_e \cdot C_{es}) \cdot (A_s + A'_s) \quad (\text{II.4.5})$$

siendo DM_a el valor de decisión multicriterio para los costes ambientales y DM_e el valor de decisión multicriterio para los costes económicos.

II.5. Conclusiones

En este segundo capítulo se han estudiado los requerimientos del diseño optimizado, centrandó el concepto de diseño en el diseño estructural.

Lo primero que se ha intentado es mostrar el concepto de problema de optimización y los tipos que se pueden encontrar en el mundo de la matemática.

Posteriormente se ha mostrado los objetivos fundamentales del diseño estructural y los elementos del diseño estructural optimizado. Las particularidades del diseño estructural y su inclusión en el mundo de la construcción crean que el concepto de optimización tenga ciertas particularidades respecto a un planteamiento matemático puro.

Se ha planteado de manera general el problema a abordar para conseguir el armado optimizado de secciones de hormigón pretensado, identificando las variables fundamentales del problema como la cantidad de armadura activa, su posición en la sección transversal, y conocidas estas se obtiene la armadura pasiva adicional para cumplir con la seguridad estructural frente a sollicitaciones de flexión.

Se ha mostrado la aplicación del Método de los *Key Points* al diseño estructural y en particular al diseño optimizado de la armadura en piezas de hormigón pretensado. Se ha explicado el concepto del método, definiendo cada uno de los puntos clave a tener en cuenta en un problema general, para terminar mostrando la definición de los *Key Points* en la optimización del cálculo estructural y en particular los relativos al problema de optimización del armado en secciones de hormigón pretensado.

Finalmente se han definido la función objetivo que dependerá de estos parámetros y que se utilizará para comparar entre distintas soluciones factibles para poder determinar cuál de ellas es la solución más “óptima”.

CAPÍTULO III: EL DISEÑO EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL

III.1. Introducción

A lo largo de este capítulo se pretende abordar un correcto entendimiento de todas las consideraciones a tener en cuenta en para el proceso de diseño de piezas de hormigón estructural, y así ir avanzando hasta tener claros todos los requerimientos y procedimientos actuales en el dimensionamiento del armado de piezas de hormigón pretensado.

Por tanto los objetivos parciales en este capítulo son los siguientes:

- Planteamiento del problema a través del diseño y análisis a nivel de sección
- Definición conceptual de la consideración de los distintos materiales que forman parte de las piezas de hormigón.
- Diseño enfocado a la Durabilidad de la pieza, y por tanto los Estados Límite de Servicio aplicables.
- Diseño en el Estado Límite Último de Flexión.
- Estudio de las particularidades del diseño en hormigón pretensado

III.2. Diseño y análisis a nivel de sección

Para abordar los problemas de diseño en hormigón estructural se recurre al planteamiento del problema a nivel de sección de la pieza. Es decir, se realiza el dimensionamiento o la comprobación de la pieza a partir de la comprobación en distintas secciones de la pieza, considerando como el lógico, las secciones más desfavorables.

Para realizar estos estudios a nivel seccional se han de tener en cuenta diversas consideraciones como los materiales que forman parte la sección, su disposición o posible disposición en ella, entre otras.

III.2.1. Consideraciones generales a nivel seccional

Las secciones a las que se le plantea el problema de diseño o análisis, en este trabajo, cumplen las siguientes hipótesis:

- Las secciones inicialmente planas antes de ser sometidas a la una acción, continúan siendo planas después de la aplicación de la carga o de la deformación impuesta.
- No se tienen en consideración las deformaciones por tensiones tangenciales.
- Se admite adherencia perfecta entre los materiales que constituyen la sección, por tanto, esto es aplicable a las distintas tipologías de armaduras consideradas.
- Se considera que los esfuerzos se aplican en un plano de simetría de la sección, originándose una situación de flexo compresión recta.

III.2.2. Equilibrio

A nivel seccional se plantea el equilibrio de manera que aparezca un sumatorio de fuerzas y un sumatorio de momentos igual a cero. Esto de manera integral se expresa como muestran las ecuaciones (III.2.1) y (III.2.2).

$$N = \int_{A_c} \sigma_c dA_c + \int_{A_p} \sigma_p dA_p + \int_{A_s} \sigma_s dA_s + \int_{A_s'} \sigma'_s dA'_s \quad (\text{III.2.1})$$

$$M = \int_{A_c} \sigma_c y_c dA_c + \int_{A_p} \sigma_p y_p dA_p + \int_{A_s} \sigma_s y_s dA_s + \int_{A_s'} \sigma'_s y'_s dA'_s \quad (\text{III.2.2})$$

donde N y M son los esfuerzos solicitantes de la sección transversal de área A_c , σ_c , σ_s y σ'_s son las tensiones en el hormigón, los aceros pasivos inferior, superior y el acero activo, y A_s , A'_s y A_p son las áreas de los aceros pasivos inferior y superior y acero activo respectivamente.

III.2.3. Compatibilidad

Las condiciones de compatibilidad se pueden expresar con la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de la aplicación de un estado de cargas. Como se explica en [9], la hipótesis de las secciones planas se le suele atribuir a Navier en [10] o a Bernoulli en [11], pero de hecho, Hooke en [12] no solo postula lo que hoy día se conoce como ley de Hooke, sino que además demuestra una comprensión clara de la hipótesis de las secciones planas.

La hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de la aplicación de la carga constituye la base de la teoría de vigas en el campo de la ingeniería.

A partir de esta hipótesis fundamental, la distribución de deformaciones en una sección transversal de una viga de hormigón estructural puede ser definida con dos variables, que por ejemplo puede ser la deformación en el centro de gravedad y la curvatura de la sección o la deformación en una de los extremos y la posición de la fibra neutra.

III.2.4. Convenio de signos

A lo largo de todo este trabajo se usará el siguiente convenio de signos:

- Se tomarán como positivas las tensiones de compresión, los axiles que las provocan y las deformaciones que desencadenan.
- Se considerarán como momentos positivos los momentos que provoquen compresiones en la parte superior de la sección transversal.

III.3. El diseño de un elemento de hormigón estructural

Para realizar el planteamiento del diseño de un elemento estructural de hormigón, ya sea armado con armadura activa o pasiva, hay que tener en consideración un conocimiento preciso de los materiales que van a conformar el elemento, así como las restricciones normativas que esa pieza ha de satisfacer a lo largo de su vida útil.

Debe de comprobarse que la pieza de hormigón estructural no supere ninguno de los estados límite a lo largo de su vida útil, y así, garantizar la resistencia, la durabilidad, la funcionalidad y el aspecto de la misma.

III.3.1. Materiales en el hormigón estructural

Los materiales considerados en este trabajo que pueden conformar el elemento resistente serán:

- Hormigón
- Acero pasivo
- Acero activo

En las piezas de hormigón pueden aparecer otro tipo de materiales como son la fibra de carbono, las fibras de acero, o incluso los refuerzos con materiales como placas de fibra de carbono o acero estructural, o elementos tipo viga conformados por acero estructural. Estas tipologías de materiales quedan fuera del alcance de este trabajo.

III.3.1.1. Hormigón

El hormigón, también conocido como concreto en algunos países de América, es un material compuesto que se emplea en la construcción, formado por un aglomerante un agregado mineral, agua y aditivos. El aglomerante suele ser cemento, que mezclado con agua, se genera un proceso químico que une todas las partículas del agregado mineral consiguiendo un material, que tras el proceso de fraguado, adquiere resistencias estructurales.

La principal característica estructural del hormigón es tiene un muy buen comportamiento ante las sollicitaciones a compresión, mientras que tiene una pobre

respuesta ante las sollicitaciones de tracción. Por eso es usual que sea usado junto con armaduras de acero.

El hormigón queda caracterizado por su resistencia a compresión a 28 días, f_{ck} . Esta resistencia del hormigón a compresión se obtiene mediante ensayos normalizados de rotura por compresión de probetas.

Hay que tener en cuenta, que tanto EHE-08 [13] como EC2 [14] proveen expresiones para conocer la resistencia del hormigón a edades distintas a 28 días.

III.3.1.1.1. Módulo de elasticidad del hormigón

El comportamiento elásticos del hormigón depende en de su composición, sobre todo de la naturaleza y tipo de árido que lo compone. Por tanto, el módulo de elasticidad del hormigón estará controlado por los módulos de elasticidad de sus componentes.

En EC2 [14] se define el módulo de elasticidad secante como

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (\text{III.3.1})$$

donde f_{cm} es la resistencia a la compresión media expresada en MPa y definida como

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (\text{III.3.2})$$

En EHE-08 [13], la expresión del módulo de elasticidad secante a 28 días difiere un poco respecto de la anterior, siendo

$$E_{cm} = 85000 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (\text{III.3.3})$$

Estas expresiones son válidas siempre que las tensiones compresión en el hormigón no sobrepasen los $0.40 \cdot f_{cm}$.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal se conoce como módulo de elasticidad tangente, y será algo mayor que el módulo de elasticidad secante.

Según EC2 [14], el módulo de elasticidad tangente se expresa como

$$E_c = 1.05 \cdot E_{cm} \quad (\text{III.3.4})$$

Mientras que para EHE-08 [13], la expresión del módulo de elasticidad tangente viene expresada por

$$E_c = \beta_E \cdot E_{cm} \quad (\text{III.3.5})$$

$$\beta_E = 1.30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1.175 \quad (\text{III.3.6})$$

III.3.1.1.2. Resistencia a tracción del hormigón

A pesar de tener una pobre resistencia a tacción, el hormigón resiste un poco las tracciones en un valor aproximadamente menor al 10% de su resistencia a compresión. El valor de la resistencia media a tracción, f_{ctm} , se puede estimar según EHE-08 [13] por:

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0.30(f_{ck})^{2/3} & f_{ck} \leq 50MPa \\ 0.58(f_{ck})^{1/2} & f_{ck} > 50MPa \end{cases} \quad (\text{III.3.7})$$

mientras que para el EC2 [14], queda definida como:

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0.30(f_{ck})^{2/3} & f_{ck} \leq 50MPa \\ 2.12 \ln(1 + f_{cm} / 10) & f_{ck} > 50MPa \end{cases} \quad (III.3.8)$$

La resistencia media a flexotracción, $f_{ctm,fl}$, viene dada por:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}, f_{ctm} \right\} \quad (III.3.9)$$

donde h es el canto total del elemento.

III.3.1.1.3. Modelos de comportamiento del hormigón en el cálculo de secciones transversales

En EHE-08 [13] y EC2 [14], se describen las relaciones tensión deformación para el cálculo de secciones transversales en rotura. Estas son:

- Diagrama parábola-rectángulo
- Diagrama recta-rectángulo
- Diagrama rectangular

Cuando se tenga que hacer uso de modelos de comportamiento del hormigón a lo largo de este trabajo, se definirán y precisaran con precisión.

III.3.1.1.4. Comportamiento diferido del hormigón

Los comportamientos diferidos del hormigón a lo largo del tiempo son los siguientes:

- La retracción del hormigón, consistente en una disminución del volumen por pérdida de agua, que se va produciendo a lo largo de la vida del elemento. Es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, de la cuantía de armadura, de la composición del hormigón, del tiempo transcurrido desde su puesta en obra, etc.
- La fluencia en el hormigón es un fenómeno de deformación diferida originada por la carga aplicada en un instante y mantenida un cierto periodo de tiempo. Esta deformación diferida es proporcional a la instantánea, y el coeficiente de proporcionalidad es el coeficiente de fluencia, φ , que varía a lo largo del tiempo en función de la historia de cargas del elemento de hormigón, de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, de la cuantía de armadura, de la composición del hormigón, etc.

III.3.1.2. Acero pasivo

El acero pasivo se encuentra embebido en el hormigón e interactúa de manera que hay una compatibilidad entre las deformaciones del acero y del hormigón que le rodea, si se considera una adherencia perfecta y por tanto, no se produce deslizamientos relativos.

El comportamiento del acero pasivo es intrínsecamente instantáneo, no apareciendo ningún tipo de efecto reológico en el como material. Solo se limita a deformarse junto al hormigón y asimilar de esta manera las tensiones que migran del hormigón de las redistribuciones tensionales al deformarse la pieza.

El acero pasivo que se considera en este trabajo es el formado por barras corrugadas, pudiéndose encontrar en el mercado como alambre laminado en frío y alambre grafilado. Hace un tiempo incluso en forma de barras lisas, pero esta práctica ha sido abandonada.

El acero pasivo queda totalmente explicado en EHE-08 [13] y EC2 [14], en este apartado solo nombramos las características más importantes que tendrán una gran importancia a lo largo de estos capítulos. Como valor usualmente utilizado es el límite elástico, f_{yk} , como valor característico a partir del cual el acero pasivo entra en fase plástica en un ensayo de tracción.

El módulo de elasticidad, E_s , se define como la pendiente de la recta del diagrama de deformaciones, en el que el material tiene un comportamiento de régimen lineal. Usualmente el valor de E_s se toma de 200.000 MPa.

La deformación máxima del acero en tracción se toma como ε_{ud} o ε_{\max} , sería la deformación en la que el material partiría en un ensayo de tracción, después de haber pasado por el régimen lineal, y por el régimen plástico ($\varepsilon_{\max} = 0.01$). Según EC2 [14] si no se considera endurecimiento en la zona de deformación plástica del diagrama comportamiento del acero, no será necesario tener en cuenta la deformación máxima del acero pasivo.

Se considerará como la resistencia de cálculo del acero pasivo, f_{yd} , el valor de:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{III.3.10})$$

con γ_s de valor 1.00 para las comprobaciones en Estado Límite de Servicio y 1.15 en las comprobaciones de Estado Límite Último.

III.3.1.3. Acero activo

Las armaduras activas son aquellas que se utilizan para introducir tensiones de compresión previas al hormigón a través de su tesado. El uso habitual de estas armaduras puede ser en forma de:

- Alambres
- Barras
- Cordones

A lo largo de este trabajo solo se tendrán en cuenta las armaduras pasivas en forma de cordones, pero la adaptación a las otras disposiciones sería sencilla.

El acero de pretensar es un material que al igual que el hormigón que lo envuelve, posee un marcado carácter reológico. Esta característica se explicará con mayor detenimiento en el apartado III.4. Diseño en hormigón pretensado, en este apartado nos restringiremos solo a explicar la caracterización del material.

Análogamente al acero de las armaduras activas, se puede definir para el acero activo la carga unitaria máxima característica, f_{pmaxk} , y f_{pk} el límite elástico característico. Según EC2 [14], la relación entre la carga unitaria máxima característica, y el límite elástico característico será de

$$\frac{f_{pmax}}{f_{pk}} = 1.1 \quad (\text{III.3.11})$$

Se considerará como la resistencia de cálculo del acero activo, f_{pd} , el valor de:

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \quad (\text{III.3.12})$$

El valor del módulo de elasticidad del acero pasivo, E_p , se tomará con un valor de 190.000 MPa para los cordones. Para alambres o barras tomará un valor de 200.000 MPa.

El diagrama de deformación se tomará similar al de la armadura pasiva, con la excepción de que no podrá tomar valores en compresión ni en acortamiento, como es lógico, los cables no podrán trabajar en régimen de compresión que produzca acortamiento de los mismos.

III.3.2. Durabilidad

Según se establece en EC0 [15], una estructura debe calcularse de forma que el deterioro a lo largo de la vida útil no impida las prestaciones de la estructura por debajo de los requerimientos previstos. Se han de tener en cuenta el ambiente en que se encontrará la estructura y el nivel de mantenimiento que se desea desarrollar.

Por tanto, para obtener una estructura adecuadamente duradera, se han de tener en cuenta los siguientes criterios:

- el uso previsto y previsible de la estructura;

- los criterios de cálculo exigidos;
- las condiciones ambientales esperadas;
- la composición, propiedades y prestaciones de los materiales y productos;
- las propiedades del suelo donde se cimentará la estructura;
- la elección del sistema estructural;
- la forma de los elementos y los detalles constructivos de la estructura;
- la calidad de la mano de obra y el nivel de control;
- las medidas de protección específicas;
- el mantenimiento previsto durante la vida útil de cálculo.

Estos condicionantes deberán identificarse en la fase de proyecto de forma que su significado pueda ser evaluado en relación con la durabilidad y que puedan hacer previsiones para la protección de los materiales utilizados en la estructura.

Las condiciones ambientales a las que se ven expuestas las estructuras de hormigón quedan definidas por la EHE-08 [13] en la Tabla III.1, y EC2 [14] en la Tabla III.2. Estas clases de exposición son condiciones químicas y físicas a las que se ve expuesta la pieza de hormigón.

Tabla III.1. Clases de exposición ambiental en estructuras de hormigón según EHE-08 [13]

Clase	Subclase	Designación	Tipo de Proceso - Descripción
No agresiva		I	Ninguno. Interiores de edificios no sometidos a condensación o elementos de hormigón en masa.
Normal	Humedad Alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros. Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones, exteriores en ausencia de cloruros y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm o elementos sumergidos o enterrados.
	Humedad Baja	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros. Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros. Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros. Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente.
	Carrera de mareas y Salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros. Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zonas de carreras de mareas
Cloruros de origen diferentes del medio marino		IV	Corrosión por cloruros. Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino o superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas
Química Agresiva	Débil	Qa	Ataque químico. Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta.
	Media	Qb	Ataque químico. Elementos en contacto con agua de mar o elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media.
	Fuerte	Qc	Ataque químico. Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida.
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo. Elementos situados con contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5 °C.
	Con sales fundentes	F	Ataque hielo-deshielo. Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C.
Erosión		E	Abrasión y Cavitación. Elementos sometidos a desgaste superficial o elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua.

Tabla III.2. Clases de exposición por condiciones ambientales según EC2 [14]

Clase	Descripción del entorno
1. Sin riesgo de ataque por corrosión	
X0	Para hormigón en masa: todas las clases de exposiciones, salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armadura o metal embebido: entorno muy seco. Por ejemplo hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo.
2. Corrosión inducida por carbonatación	
XC1	Entorno seco o permanentemente húmedo. Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental muy baja, u hormigón permanentemente sumergido en agua.
XC2	Entorno húmedo o raramente seco. Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo largo de tiempo, como puede ser el caso de cimentaciones.
XC3	Humedad moderada. Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada u hormigón exterior protegido de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclicas. Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2.
3. Corrosión inducida por cloruros	
XD1	Humedad moderada. Superficies de hormigón expuestas a cloruros en la atmósfera.
XD2	Entorno húmedo o raramente seco. Piscinas o componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Sequedad y humedad cíclicas. Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros, pavimentos o losas en aparcamientos de coches.
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina	
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar. Estructuras cerca o en la costa.
XS2	Permanentemente sumergida. Por ejemplo partes de estructuras marinas.
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones. Por ejemplo partes de estructuras marinas.
5. Ataque hielo/deshielo	
XF1	Moderada saturación de agua, sin productos de deshielo. Superficies verticales de hormigón expuestas a lluvia y hielo.
XF2	Moderada saturación de agua, con productos de deshielo. Superficies verticales de hormigón de estructuras de carretera expuestas a congelación y al ambiente de productos de deshielo.
XF3	Alta saturación de agua, sin los productos de deshielo. Superficies horizontales de hormigón expuestas a lluvia y hielo.
XF4	Alta saturación de agua, con productos de deshielo o agua del mar. Plataformas de carretera y tableros de puente expuestos a productos de deshielo. Superficies de hormigón expuestas directamente a la aspersiones conteniendo productos de deshielo.
6. Ataque químico	
XA1	Ambiente de una débil agresividad química (EN-206-1). Por ejemplo terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química (EN-206-1). Por ejemplo terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA3	Ambiente de una alta agresividad química (EN-206-1). Por ejemplo terrenos naturales y aguas subterráneas.

Definida la clase de exposición que va a soportar la estructura de hormigón, se pueden obtener los valores de recubrimientos mínimos, los criterios y valores de apertura de fisura máxima para controlar la fisuración, la máxima relación agua / cemento y el contenido mínimo de cemento.

III.3.3. Estados Límite de Servicio

Los estado límites de servicio (ELS) abarcan los requerimientos que ha de cumplir la pieza de hormigón respecto a:

- limitación de tensiones
- control de abertura de fisura
- control de flechas
- control de vibraciones

Como objeto de este trabajo, solo se tendrán en cuenta la limitación de tensiones y el control de la abertura de fisuras, tanto el control de flechas como el de vibraciones tienen un carácter de comprobación y no de diseño, que es el caso que nos ocupa.

Para las comprobaciones de Estado límite de servicio que se realizarán, se considerará un comportamiento elástico y lineal tanto del hormigón comprimido como en las armaduras activas y pasivas, despreciando la capacidad resistente del hormigón a tracción.

III.3.3.1. Limitación de tensiones

Como queda establecido en EHE-08 [13] y EC2 [14], se ha de limitar las tensiones de compresión en el hormigón para así poder evitar la aparición de fisuras longitudinales, microfisuras o altos niveles de fluencia, que podrían generar efectos inaceptables en la funcionalidad y durabilidad de la estructura. Esta fisuración longitudinal aparece por efecto Poisson, es decir, al aparecer grandes compresiones en parte del elemento, este tiende a deformarse en sentido transversal, y por tanto, la aparición de estas fisuras transversales.

Para las situaciones persistentes y transitorias, en la combinación más desfavorable de acciones en cada fase de estudio, las tensiones de compresión en el hormigón se han de limitar cumplimentó la siguiente expresión:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{cki} \quad (\text{III.3.13})$$

donde σ_c es la tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación y f_{cki} es el valor supuesto en el proyecto de la resistencia característica a i días, es decir, la edad del hormigón en la fase considerada.

III.3.3.2. Control de abertura de fisura

La fisuración por tracción de partes de la sección de hormigón estructural se ha de limitar a una región en donde no afecte al funcionamiento, durabilidad o apariencia de la pieza. La aparición de fisuras en las piezas de hormigón estructural es prácticamente inevitable, y es normal que aparezca provocada por la flexión, el cortante, la tracción, la torsión, coacciones o deformaciones impuestas.

El control de la abertura de fisura consiste en que se satisfaga que

$$w_k \leq w_{\max} \quad (\text{III.3.14})$$

donde w_k es la abertura característica de fisura y w_{\max} la abertura máxima de fisura definida en la Tabla III.3.

Según EHE-08 [13], esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción, $f_{ctm,fl}$, definida en el apartado III.3.1.1.2. . Además, en los comentarios del artículo 49.2.3 de EHE-08 [13] se afirma que en el proyecto de tableros de puentes de hormigón pretensado u otros elementos pretensados continuos, puede ocurrir que, en determinadas situaciones de proyecto, una sección que tenga armadura activa, esté traccionada en el paramento opuesto, en donde solo tiene armadura pasiva. En este caso, a efectos de comprobación de la fisuración de

este paramento, que solo tiene armadura pasiva traccionada, se considerará las limitaciones correspondientes a hormigón armado.

Tabla III.3. Valores recomendados para las máximas aperturas de fisura, w_{max} , expresadas en mm, según EHE-08 [13] y EC2 [14]

Clase de exposición según EC2 [14]	Clase de exposición según EHE-08 [13]	Hormigón Armado	Hormigón Pretensado
		Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0 y XC1	I	0.4 ⁽¹⁾	0.2
XC2, XC3 y XC4	IIa, IIb y H	0.3	0.2 ⁽²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2 y XS3		0.3	Descompresión
	IIa, IIb, IV, F y Qa ⁽³⁾	0.2	Descompresión
	IIIc, Qb ⁽³⁾ y Qc ⁽³⁾	0.1	Descompresión
<p>(1) Según EC2 [14], para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye en la durabilidad y este límite se establece para proporcionar una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia, se puede tratar este límite de modo menos estricto.</p> <p>(2) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.</p> <p>(3) Según EHE-08 [13], la limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.</p>			

La durabilidad de elementos pretensados se puede ver afectada de forma más crítica por la fisuración. En ausencia de requisitos más detallados, se puede suponer que limitar la apertura de fisura calculada a los valores de la apertura de fisura máxima, w_{max} , indicados en la Tabla III.3, bajo la combinación frecuente de cargas, será generalmente satisfactorio para elementos de hormigón pretensado.

La definición del estado de descompresión difiere según la normativa de aplicación:

- En el caso de la EHE-08 [13], se define Estado Límite de Descompresión el que consiste en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondiente a la fase de estudio, no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección.

- En el caso del EC2 [14], para satisfacer el Límite de Descompresión, se requiere que todas las partes de las armaduras activas o vainas adherentes estén situadas al menos 25 mm dentro del hormigón sometido a compresión.

Mostradas las limitaciones de apertura de fisura a comprobar en función del ambiente (Tabla III.3), en el Capítulo V se describirán unos criterios tensionales y de deformaciones en las fibras más comprimidas y más traccionadas de la sección transversal, equivalentes a las limitaciones de apertura de fisura.

III.3.4. Estado límite último a flexión

Los estados límite último considerados en la normativa EHE-08 [13] y EC2 [14] para el diseño y comprobación de una pieza de hormigón estructural se pueden agrupar en:

- Estado límite último ante solicitaciones normales.
- Estado límite de inestabilidad
- Estado límite último a cortante
- Estado límite último a torsión
- Estado límite de punzonamiento
- Estado límite por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones
- Estado límite de fatiga

A la largo de este trabajo solo se tendrá en cuenta en el diseño el satisfacer la seguridad estructural frente al Estado Límite Último frente a solicitaciones normales, y en particular, frente a la rotura por flexión.

En EHE-08 [13] y EC2 [14], se definen para este Estado Límite una serie de dominios de rotura. Estos se definen como las deformaciones límite de la sección transversal en función de la naturaleza de las solicitaciones.

III.3.4.1. Dominios de rotura a flexión

Según EHE-08 [13], las deformaciones límite de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a definir los siguientes dominios:

- Dominio 1: Tracción simple o compuesta, toda la sección está en tracción. El alargamiento de la armadura más traccionada alcanza el límite del 10 por 1000.
- Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las armaduras más traccionadas alcanzan el límite del 10 por 1000.
- Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón alcanza la deformación de rotura por flexión ε_{cu} . El alargamiento de la armadura más traccionada se sitúa entre el límite de 10 por 1000 y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
- Dominio 4: Flexión simple o compuesta donde el hormigón alcanza la deformación de rotura por flexión ε_{cu} y el alargamiento de la sección más traccionada estará entre el correspondiente al límite elástico del acero y un alargamiento nulo.
- Dominio 4a: Flexión simple o compuesta donde el hormigón alcanza la deformación de rotura por flexión ε_{cu} y todas las armaduras están comprimidas. Existe una pequeña zona de hormigón en tracción.
- Dominio 5: Compresión simple o compuesta, donde toda la sección está a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor de un punto definido por la recta correspondiente a la deformación por rotura del hormigón por compresión.

La rotura para piezas de hormigón armado a flexión simple se dará dentro de los dominios de deformación 2, 3 y 4. Como se verá en el Capítulo IV, dados los modelos de comportamiento del acero solo se tendrá en cuenta el caso de rotura en el dominio 3.

En piezas pobremente armadas, cuando la rotura se produce en el dominio 2, al aparecer en la pieza la primera grieta, rompe bruscamente con rotura de la armadura de tracción. Para prevenir este tipo de rotura frágil (totalmente indeseable) es por lo que se impone el requisito de una cuantía mínima.

Para cuantías de acero intermedias, en los casos de los dominios 2 y 3, se produce el agotamiento del acero, superando su límite elástico, aunque no necesariamente rompiéndose la continuidad de la armadura. En estos casos, el hormigón comprimido se fractura y las armaduras en tracción se producen grandes deformaciones dentro de las fisuras.

Empleando cuantías de acero demasiado altas, puede suceder que se produzca la rotura por compresión del hormigón, pero que el acero no llegue a desarrollar su límite elástico. Produciéndose, por tanto, una rotura del hormigón sin la aparición de una fisuración de aviso, y al no llegar a desarrollarse una deformación suficiente en el acero como para llegar al límite elástico, la solución se hace poco óptima dado que se malgasta material. En este tipo de rotura, se está en el dominio 4.

III.3.4.2. Cuantías mínimas

Es necesario que aparezcan unas cuantías mínimas de armadura a flexión en toda pieza de hormigón estructural, ya sea armadura activa, pasiva o de ambos tipos. Los motivos por los cuales se ha de disponer esta armadura son los siguientes:

- Rotura de la pieza sin aviso previo por medio de fisuración.
- Para controlar la fisuración debida a deformaciones impuestas producidas por temperatura y retracción.

III.3.4.2.1. Cuantía mínima por cuantía mecánica

Una pieza puede romper, por flexión, sin previo aviso cuando no dispone de suficiente armadura longitudinal que pueda hacer que el hormigón se fisure lo suficiente para que se pueda apreciar la aparición de las grietas en la pieza antes de que se produzca el agotamiento del hormigón.

Por tanto, en los casos en los que el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, se ha de disponer de una armadura longitudinal resistente a tracción suficiente de tal manera que se verifique la siguiente expresión, según EHE-08 [13]:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right) \quad (\text{III.3.15})$$

donde

- A_p es el área transversal de la armadura activa adherente.
- A_s es el área transversal de la armadura pasiva.
- f_{pd} es la resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción.
- f_{yd} es la resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción.
- $f_{ct,m,fl}$ es la resistencia media a flexotracción del hormigón. Definida como el valor máximo entre $(1.6-h/1000)f_{ctm}$ y f_{ctm} , siendo h el canto de la sección y f_{ctm} la resistencia media a tracción definida en el apartado III.3.1.1.2. de este mismo capítulo.
- W_1 es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.
- d_p es la profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección.
- d_s es la profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección.
- P es la fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas.
- A es el área de la sección bruta de hormigón.
- e es la excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta.
- z es el brazo mecánico de la sección, que a falta de cálculos más precisos se puede adoptar como $z = 0.8 \cdot h$.

III.3.4.2.2. Cuantía mínima por cuantía geométrica

Según EHE-08 [13], las cuantías geométricas de elementos traccionadas, parcial o totalmente (es decir, flexión simple o compuesta, y tracción simple o compuesta) se definen para controlar la fisuración debida a deformaciones impuestas producidas por temperatura y retracción.

Como indica la Tabla 42.3.5 de EHE-08 [13], en función del tipo de acero utilizado se deben de disponer las unas cuantías geométricas referidas a la sección total de hormigón y a la tipología del elemento estructural que se esté diseñando.

La cuantía correspondiente a la cara de tracción, en el caso de vigas en las que el acero a disponer tenga un f_{yk} de 400 MPa, la cuantía geométrica mínima debe de ser de 0.33% de la sección total de hormigón. Mientras que si el acero a disponer tenga un f_{yk} de 500 MPa, la cuantía geométrica mínima debe de ser de 0.28% de la sección total de hormigón. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la considerada para la aradura de la cara de tracción.

En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías mínimas geométricas solo en el caso de armaduras pretesas, que actúan antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica. Por tanto en elementos postesos, será necesaria la disposición de estas cuantías geométricas mínimas.

En el Eurocódigo EC-2 [14] se establece que para vigas a flexión el área de la armadura de la cara de tracción será como mínimo:

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t d \quad (\text{III.3.16})$$

donde b_t es el ancho de la sección al nivel de la armadura de tracción, f_{yk} el límite elástico del acero en MPa y f_{ctm} la resistencia mínima a la tracción del hormigón, también expresada en MPa.

III.3.4.3. Cuantías máximas

Es evidente que el motivo principal para limitar la cantidad de armadura, dispuesta en una pieza de hormigón estructural, es económico. Una de las principales ventajas del huso de estructuras de hormigón frente a las metálicas es su menor precio a pesar de que se utilizará un volumen mayor. Si a este hormigón se le arma con una gran cantidad de acero, deja de ser competitivo.

Otro de los motivos para limitar la cantidad de acero en un elemento de hormigón estructural es el constructivo. En el proceso constructivo de una estructura de hormigón, hay que encofrar, disponer las armaduras y luego hormigonar. Para que el proceso de hormigonado sea satisfactorio, los procedimientos de vertido y vibrado se deben de realizar de determinadas maneras, y la disposición de una armadura excesiva puede hacer que estos procedimientos no se realicen convenientemente, haciendo que la pieza no pueda llegar a funcionar de la manera en la que fue dimensionada por el ingeniero calculista de estructuras.

En Eurocódigo EC2 [14] se dice que las áreas de armadura de tracción o de compresión no deberían de ser mayores de $A_{s,máx}$, excepto en las zonas de solape (donde las barras se duplicaran por motivos constructivos para poder contabilizar, a nivel de cálculo, distintas barras como una única barra dispuesta). El valor recomendado para $A_{s,máx}$ es de $0.04A_c$, siendo A_c el área de la sección transversal de hormigón.

III.4. Diseño en hormigón pretensado

El pretensado equivale a introducir una compresión inicial en la pieza de hormigón para conseguir que este elemento pueda tener luces mayores y cargas más grandes.

Las piezas de hormigón pretensado pueden clasificarse en dos tipos generales, piezas pretesas y postesas.

- En las piezas pretesas, se produce el tesado del acero y posteriormente se realiza el hormigonado de la pieza. El momento de la transferencia de la fuerza de pretensado a la pieza se produce cuando se liberan los cables de la bancada, y por tanto, la pieza entra en carga.
- En las piezas postesas, se realiza el encofrado y disposición de las armaduras pasivas y las vainas donde irán el acero activo, para después hacer el vertido del

hormigón. El tesado, y por tanto la transferencia de la carga del pretensado a la pieza, se realizará una vez construida la pieza.

También el pretensado puede clasificarse como interior o exterior a la sección transversal, aunque a lo largo de este trabajo solo se tendrá en cuenta el pretensado interior.

Al introducir acero activo en la pieza de hormigón hay que tener en mente las varias particularidades:

- La compresión por el acero activo es muy eficiente en las zonas de la pieza de hormigón en las que las cargas exteriores provocan tracciones. Introducir elementos de acero activo que las cargas exteriores vayan a comprimir producirá un desperdicio de material.
- El acero activo contemplado será en forma de cable, cuyo trazado en el interior de la pieza de hormigón provocará tensiones normales y tangenciales. Estas tensiones y los cambios en estas debidos a los cambios de dirección e inclinación del trazado han de tenerse en cuenta a la hora de dimensionar o comprobar una pieza de hormigón pretensado. También se han de desarrollar y ejecutar los procedimientos constructivos prescritos en proyecto de manera precisa para salvaguardar la funcionalidad y eficiencia de la pieza.
- La protección frente a la corrosión del acero activo es fundamental, dado que si por ejemplo, una fisuración no controlada hace que el agua penetre en las armaduras, corroyéndolas y haciendo que un cable se parta, la funcionalidad de la pieza de hormigón pretensado se verá seriamente en cuestión.
- La transferencia de la fuerza de pretensado a la pieza de hormigón, se ha de realizar cuando el hormigón tenga suficiente resistencia.
- En el caso de piezas de hormigón postesado, al inyectar los ductos se ha de comprobar que estos no están atascados en ningún punto, que la inyección rellena todos los ductos correctamente y sin burbujas de aire.

III.4.1. La fuerza de pretensado

Se define la fuerza de pretensado máxima como la fuerza aplicada a la armadura activa P_0 , es decir, la fuerza sobre el extremo activo durante el tesado. Sobre esta fuerza, P_0 ,

actuaran las pérdidas instantáneas y diferidas, por lo que su valor no superará el valor inicial.

El valor de la fuerza de pretensado máxima quedará establecido por:

$$P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p \quad (\text{III.4.1})$$

siendo σ_{p0} la tensión inicial de pretensado y A_p el área de acero activo dispuesto en la pieza de hormigón pretensado.

Como criterio general sobre la tensión máxima aplicada a la armadura activa se tomará el criterio de la EHE-08 [13], que en su artículo 20.2 establece:

$$\sigma_{p0} = \min \{ 0.70 \cdot f_{p\max k}, 0.85 \cdot f_{pk} \} \quad (\text{III.4.2})$$

donde $f_{p\max k}$ es la carga unitaria máxima característica y f_{pk} el límite elástico característico.

Hay que destacar que la tensión inicial de pretensado, no ha de ser si o solo si la tensión máxima inicial de pretensado. Puede darse el caso en el que el diseñador estructural prefiera no tesar al máximo los cables y si utilizar su acero con mayor resistencia. Esta solución será una solución menos eficiente económicamente, pero dependiendo de los condicionantes del diseño, el diseñador puede obtener beneficios como una mayor esbeltez de las piezas, o una zona de anclaje de los cables menor armada.

El criterio que establece EC2 [14] es similar al anterior, pero con ciertas particularidades que pueden llegar a crear confusión por tener nomenclaturas similares para conceptos distintos. Con el fin de no crear posibles confusiones solo se planteará el criterio de EHE-08 [13] a lo largo de este documento.

Como fórmula fundamental en este trabajo se tiene que establecido el valor de la fuerza P_0 , el área de pretensado A_p a disponer en la sección se obtiene como:

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_{p0}} \quad (\text{III.4.3})$$

Con la expresión anterior, se puede decir que una vez fijada una tensión inicial de pretensado, hablar de fuerza de pretensado y área de pretensado será como hablar de un mismo concepto. Y dado el planteamiento general de este trabajo, el concepto de área de acero activo es fundamental.

El valor característico de la fuerza de pretensado en una sección y fase cualquiera de la vida del elemento, P_k , se puede expresar de la forma siguiente:

$$P_k = P_0 - \Delta P_i - \Delta P_{dif} \quad (\text{III.4.4})$$

donde ΔP_i son las pérdidas instantáneas y ΔP_{dif} las pérdidas diferidas del pretensado.

Para trabajar más cómodamente en los planteamientos a lo largo de este trabajo, se establece que la fuerza de pretensado para cada fase de la vida del elemento de hormigón pretensado se pueda expresar como un factor de la fuerza inicial de pretensado.

La fuerza de pretensado, tras las pérdidas iniciales vendrá dada por la expresión:

$$P_1 = P_0 - \Delta P_i = \alpha \cdot P_0 \quad (\text{III.4.5})$$

siendo α el porcentaje de fuerza inicial de pretensado que queda tras las pérdidas instantáneas, que se expresa como

$$\alpha = \frac{P_0 - \Delta P_i}{P_0} \quad (\text{III.4.6})$$

La fuerza de pretensado a tiempo infinito, tras las pérdidas instantáneas y diferidas, viene dada por la expresión:

$$P_2 = P_0 - \Delta P_i - \Delta P_{dif} = \beta \cdot P_0 \quad (\text{III.4.7})$$

siendo β el porcentaje de fuerza inicial de pretensado que queda tras las pérdidas instantáneas y diferidas, que se expresa como

$$\beta = \frac{P_0 - \Delta P_i - \Delta P_{dif}}{P_0} \quad (\text{III.4.8})$$

III.4.2. Pérdidas de la fuerza de pretensado a lo largo de la vida de la pieza de hormigón pretensado

Según EHE-08 [13] y EC2 [14], se analizan las pérdidas con armaduras postesas y pérdidas con armaduras pretesas, con expresiones similares.

III.4.2.1. Pérdidas en piezas con armaduras postesas

Como se ha comentado anteriormente, las piezas con armaduras postesas son las que el proceso de tesado se realiza posteriormente al endurecimiento del hormigón. Dado lo característico del proceso, producirá unas pérdidas que se describen a continuación.

III.4.2.1.1. Pérdidas instantáneas de la fuerza de pretensado en piezas postesadas

Las pérdidas instantáneas se producen durante la operación de tesado y transferencia de la carga al hormigón, momento en el cual se produce el anclaje de las armaduras postesas, y por tanto, dependen de las características del elemento estructural.

Para cada sección a lo largo de la pieza de hormigón postesado, el valor de las pérdidas instantáneas viene dado por

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3 \quad (\text{III.4.9})$$

donde:

- ΔP_1 son las pérdidas producidas por el rozamiento a lo largo del conducto (ducto) de pretensado. Estas pérdidas son debidas al rozamiento entre las armaduras activas y los conductos o vainas de pretensado. Dependen de la variación angular total, α , del trazado del tendón entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión de esa misma sección, de la distancia x entre estas dos secciones, y del coeficiente μ de rozamiento en curva y del coeficiente K de rozamiento en recta o rozamiento parásito.

Las pérdidas por rozamiento en cada sección pueden evaluarse a través de la expresión:

$$\Delta P_1 = P_0 \left(1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)} \right) \quad (\text{III.4.10})$$

donde α es la suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas).

- ΔP_2 son las pérdidas producidas por la penetración de las cuñas de los anclajes. Estas pérdidas se tendrán que evaluar teniendo en cuenta los rozamientos en los conductos considerando las posibles variaciones de μ y de K al destensar el tendón respecto a los valores que aparecen al tesar.
- ΔP_3 son las pérdidas producidas por el acortamiento elástico del hormigón. Si las tensiones de compresión al nivel de baricentro de la armadura activa en fase de tesado son apreciables, el valor de las pérdidas producidas por acortamiento elástico se podrá calcular (si los tendones se tesan sucesivamente en una sola operación) admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento uniforme, en función del número n de los mismos que se tesan sucesivamente, mediante la expresión:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{A_p E_p}{E_{cj}} \quad (\text{III.4.11})$$

siendo σ_{cp} la tensión de compresión a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas producida por la fuerza $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2$ y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento de tesado, E_p es el módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas, E_{cj} es el módulo de deformación longitudinal del hormigón a la edad de j días (momento de la puesta en carga de las armaduras activas).

III.4.2.1.2. Pérdidas diferidas de la fuerza de pretensado en piezas postesadas

Las pérdidas diferidas de la fuerza de pretensado son las que se producen a lo largo del tiempo, después de que se produzcan las pérdidas instantáneas.

Estas pérdidas a lo largo del tiempo tienen una estrecha relación con el comportamiento diferido de los materiales que componen la sección, la retracción y fluencia del hormigón y la relajación del acero de las armaduras activas.

La fluencia del hormigón y la relajación del acero están influenciadas por la variación de la carga de pretensado total, que es provocada por las propias pérdidas, por lo que resulta imprescindible considerar un efecto iterativo.

Las pérdidas diferidas pueden evaluarse de forma aproximada según la expresión:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0)\sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0.80\Delta\sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right) (1 + \chi\varphi(t, t_0))} A_p \quad (\text{III.4.12})$$

donde

- y_p es la distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección.

- n es el coeficiente de equivalencia entre el acero activo y el hormigón, viene dado por la expresión $n = E_p / E_c$.
- $\varphi(t, t_0)$ es el coeficiente de fluencia para la edad de puesta en carga, y por tanto igual a la edad del hormigón en el momento de tesado, t_0 .
- ε_{cs} es la deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.
- σ_{cp} es la tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta.
- $\Delta\sigma_{pr}$ es la pérdida por relajación a longitud constante, y puede evaluarse según:

$$\Delta\sigma_{pr} = \rho_f \frac{P_1}{A_p} \quad (\text{III.4.13})$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito, A_p el área total de las armaduras activas, P_1 el valor de la fuerza inicial del pretensado descontando las pérdidas instantáneas.

- A_c es el área de la sección de hormigón.
- I_c es la inercia de la sección de hormigón.
- χ es el coeficiente de envejecimiento, que se puede tomar simplíficadamente para tiempo infinito como igual a 0.80.

III.4.2.2. Pérdidas en piezas con armaduras pretesas

Para armaduras pretesas, debido al proceso de fabricación industrializada de las piezas de hormigón, las pérdidas a considerar desde el momento de tesar hasta la transferencia de la fuerza de tesado al hormigón son:

- Penetración de cuñas.

- Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia.
- Relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción.
- Dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción.
- Retracción anterior a la transferencia.
- Acortamiento elástico instantáneo al transferir.

Las pérdidas diferidas posteriores a la transferencia se obtendrán de igual forma que en las armaduras postesos, utilizando los valores de retracción, relajación y fluencia que se producen después de la transferencia.

III.4.3. El trazado del pretensado

Con el trazado del pretensado a lo largo de la geometría de la pieza de hormigón pretensado se pretende aprovechar al máximo las posibilidades que la técnica puede ofrecer, ya sea para elementos pretesos o postesos. Esto se consigue con una combinación eficiente de la compresión que ofrece el pretensado junto con las fuerzas verticales que se pueden generar si se desea un cable con curvatura.

En piezas pretesas, el trazado suele ser recto o en tramos poligonales, por la facilidad de colocación y fabricación en taller, mientras que en los elementos postesados, los trazados suelen ser más variables, apareciendo tramos rectos, parabólicos, etc.

En vigas postesas biapoyadas, es usual que el trazado de los conductos de pretensado se puedan describir como funciones cóncavas, situándose el trazado en la parte más baja de la sección en las zonas de la pieza en las que los momentos flectores positivos son más altos. Así se aprovechará de manera más eficiente las compresiones y momentos flectores negativos provocados por el pretensado ante las acciones exteriores.

En vigas postesas continuas, los momentos flectores cambian de magnitud y de signo, por lo que el trazado del pretensado debe de contener tramos cóncavos y tramos convexos, y por tanto, aparecerán distintos puntos de inflexión en el trazado. En las zonas de momentos positivos, se necesitará un trazado cóncavo, y en las de momentos negativo trazados convexos. Los puntos de tangencia horizontal serán los centros de vano y los centros de apoyo. El trazado se definirá a partir de una serie de puntos singulares, y se irá definiendo en los distintos tramos entre puntos singulares si el trazado es recto,

parabólico, etc. Quede dicho que entre dos tramos distintos del trazado se ha de respetar la tangencia del trazado en el punto en común.

Al plantear el trazado del pretensado hay que tener en cuenta la presencia de armadura pasiva longitudinal y transversal, los recubrimientos mínimos, separaciones mínimas, las concentraciones de armadura en los macizados de anclaje, la colocación y vibrado del hormigón, etc. Además, en el trazado de las piezas de pretensado también hay que tener en cuenta si el pretensado está constituido por cables múltiples, las placas de anclaje, los radios de curvatura, la longitud máxima de cables.

III.4.4. Cálculo de esfuerzos de pretensado

El pretensado induce unos esfuerzos dentro de la pieza de hormigón pretensado. Conocer estos esfuerzos es imprescindible para analizar o dimensionar la pieza de hormigón pretensado.

Dada la geometría y condiciones de contorno de la pieza, el trazado del pretensado y la fuerza de pretensado (o su área de pretensado y tensión inicial), se podrán conocer los esfuerzos inducidos en la pieza a través de métodos como son la modelización mediante fuerzas equivalentes, la modelización mediante deformaciones impuestas o los métodos clásicos de cálculo de esfuerzos de pretensado.

Hoy día, dadas las posibilidades que nos dan los distintos métodos de la mecánica computacional, existen programas informáticos como por ejemplo SAP2000 [16] que facilitan la obtención de estos esfuerzos definiendo el trazado y la cantidad de armadura de pretensado.

Una vez conocidos estos esfuerzos del pretensado, se podrán determinar la parte isostática e hiperestática de los mismos.

En una estructura isostática, los esfuerzos que introduce el pretensado son sólo los que se puede evaluar a nivel de sección, y se denominan esfuerzos isostáticos. En estructuras hiperestáticas, además de los esfuerzos isostáticos, existen unos esfuerzos hiperestáticos debidos a las coacciones hiperestáticas.

Por tanto, en una sección de una viga hiperestática de hormigón pretensado el momento total del pretensado es igual a la suma de la componente isostática y a la componente hiperestática.

$$M_p = M_{isos} + M_{hip} = P_i \cdot e + M_{hip} \quad (\text{III.4.14})$$

donde M_p es el momento total introducido por el pretensado, M_{isos} es el momento isostático que es igual al producto de la fuerza del pretensado en una sección y fase considerada y la excentricidad del trazado del mismo en esa sección, y M_{hip} es la componente hiperestática.

Los esfuerzos hiperestáticos dependen del trazado del pretensado, de las condiciones de rigidez de la estructura y de las condiciones de contorno de la estructura.

III.4.5. Estado de deformaciones de una sección sometida a la acción del pretensado aislado

La sección transversal de una pieza que está sometida a la fuerza de pretensado aislada, por la hipótesis de las secciones planas, su diagrama de deformaciones es un plano distinto del de deformación cero. Estas deformaciones dependerán de la fuerza de pretensado, del módulo de deformación del hormigón E_{cm} , y de las deformaciones de fluencia y retracción correspondientes al instante considerado, así como la presencia de la armadura pasiva que puede contener esta sección transversal.

III.4.6. Estado de deformaciones de una sección de hormigón pretensado sometida a esfuerzos normales

A diferencia de una pieza con solo armadura pasiva, en la que el estado de deformaciones va a ser el mismo para el hormigón y el acero, ante la presencia de acero activo, esto no se va a cumplir. La acción del pretensado hace que la armadura activa esté alargada y por tanto su estado de deformación no es coincidente con el del hormigón que la envuelve ni el de la armadura pasiva. Este alargamiento inicial de la armadura activa se va reduciendo debido a las pérdidas.

A medida que se produce la actuación de las fuerzas exteriores y estas aumentan en magnitud, la sección inicialmente pre - comprimida se va descomprimiendo, y por tanto, la deformación de la armadura activa aumenta. Si las acciones exteriores son tales que se alcanza el agotamiento, la ley de deformaciones producidas por el pretensado y las acciones exteriores a la altura de la fibra donde se sitúa la armadura activa no coincidirá con la deformación real de esta armadura.

Si la deformación del hormigón a la altura de la fibra de la armadura activa es ε_0 , la deformación total del acero activo será la suma de esta deformación ε_0 , más la deformación de descompresión del hormigón al nivel de la fibra de la armadura considerada, ε_{cp} , y la predeformación de la armadura activa debida a la acción del pretensado en la fase considerada, teniendo en cuenta las pérdidas que se hayan producido, ε_{p0} . La deformación ε_{cp} se considerará la deformación a la altura de la fibra de la armadura activa dentro de la ley de deformaciones producida por el pretensado aislado.

III.5. Conclusiones

En este capítulo se ha tratado de conseguir un conocimiento específico de todos los factores y parámetros que intervienen en el diseño en hormigón estructural.

Se ha realizado un estudio de los que es el diseño y análisis a nivel seccional teniendo en cuenta las consideraciones generales como la hipótesis de las secciones planas, de la adherencia perfecta entre barras de acero y hormigón, las condiciones de equilibrio y compatibilidad, así como los convenios de signos tomados como criterio para todos los desarrollos posteriores.

Se han estudiado los materiales que forman parte de las piezas de hormigón pretensado, las condiciones de durabilidad, y los estados límite de servicio y últimos así como las cuantías mínimas y máximas de armado que se consideraran a lo largo de todo el desarrollo de la tesis.

Finalmente, se ha incluido un extenso apartado con todas las particularidades específicas a tener en cuenta en el diseño de las piezas del hormigón pretensado como la fuerza de pretensado, las pérdidas instantáneas y diferidas, el trazado de los cordones, el cálculo de esfuerzos, las componentes hiperestáticas de los esfuerzos del pretensado, y los estados de deformaciones del pretensado aislado y antes solicitaciones normales.

CAPÍTULO IV: NUEVO ENFOQUE AL DISEÑO RESISTENTE A FLEXIÓN EN SECCIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO

IV.1. Introducción

Si el ingeniero pretende determinar el armado pasivo necesario en una determinada sección del elemento o pieza de hormigón pretensado, sometida a una combinación de fuerza axial y momento flector respecto a su eje fuerte en estado límite último, la acción del pretensado a lo largo del elemento puede considerarse equivalentemente a la acción de la fuerza de pretensado aplicada en los extremos del mismo más una carga distribuida equivalente. La acción de la carga distribuida se autoequilibra en la dirección transversal del elemento, quedando la fuerza de pretensado como única carga exterior a añadir al axial y al momento que solicitan a la sección.

De tal manera, que se pueden conocer los esfuerzos en cada sección de la pieza y se podrá determinar el armado pasivo necesario para cumplir con las condiciones de seguridad estructural frente a rotura por esfuerzos flectores a partir de las técnicas que se explicarán en este capítulo.

IV.2. Diseño en rotura ante solicitaciones normales de secciones de hormigón estructural. Los diagramas RSD

El problema del diseño resistente de secciones de hormigón estructural sometidas a flexión es una cuestión solucionada desde mediados del siglo XX, y aparece desarrollado en multitud de publicaciones genéricas del diseño y análisis de estructuras de hormigón armado como [9], [17], [18], [19], [20], etc.

En el diseño a flexión de la sección transversal se trata de determinar la cuantía de acero, en las distintas posiciones consideradas, es necesaria para satisfacer las condiciones de seguridad estructural.

A nivel de sección, la capacidad resistente máxima a flexión queda definida cuando el diseñador estructural dada por definida la geometría, proporciona las cantidades de acero pertinentes. Una vez que relacione esta capacidad resistente, con los niveles de esfuerzos a los que está sometida la pieza de hormigón en la sección a dimensionar, se obtiene el coeficiente de uso. Este coeficiente de uso deberá ser superior a la unidad para que el diseño sea satisfactorio, pero tampoco debe superar excesivamente este valor porque si no, se estaría sobredimensionando las cuantías de acero dispuesto.

Así pues, la armadura pasiva necesaria puede ser calculada empleando cualquiera de los métodos clásicos comúnmente utilizados para el diseño de secciones de hormigón armado, sometidas a la combinación de carga axil y momento flector respecto a su eje principal de inercia.

Sin embargo, en la última década, ha surgido un nuevo enfoque de dicho problema de diseño, presentado por Hernández-Montes et al. [2], denominado RSD, del inglés *Reinforcement Sizing Diagrams*, y que presenta todas las soluciones posibles para las armaduras superior e inferior.

La observación del tipo de soluciones óptimas, es decir, la mínima cantidad de acero pasivo obtenidas para satisfacer las condiciones de seguridad estructural a flexión, ha conducido al desarrollo del denominado Teorema del Armado Óptimo de Secciones [21] (TOSR, del inglés *Theorem of Optimal Section Reinforcement*), el cual ofrece una serie de condiciones a imponer en el diseño para la obtención del armado óptimo de la sección.

IV.2.1. Los diagramas de armado óptimo a flexión

Para un elemento de hormigón armado, las combinaciones posibles de armado superior e inferior requeridos para conferir la adecuada resistencia en rotura a la sección sometida

a momento flector y a carga axial constituyen un conjunto infinito de soluciones entre las que se incluyen las posibles soluciones como pueden ser el armado simétrico, el armado solo en la capa inferior, etc.

Como se podrá observar de manera más clara en el apartado IV.4. , en un diagrama RSD correspondiente a las soluciones de armado en rotura para una sección determinada se puede observar una gráfica donde en el eje de abscisa se encuentra la profundidad de la fibra neutra (medida desde la fibra más comprimida de la sección) y en ordenada el área de armadura necesaria. Las tres curvas que se muestran en el diagrama son las áreas inferior, superior y suma de ambas necesarias, en cada posición de la fibra neutra, para satisfacer estrictamente la seguridad estructural.

De manera, que los diagramas RSD dan la herramienta visual al diseñador estructural para poder seleccionar la opción de armado que estime conveniente sabiendo que con esta cantidad de armado, obtiene un cumplimiento estricto de la condición de estado límite último.

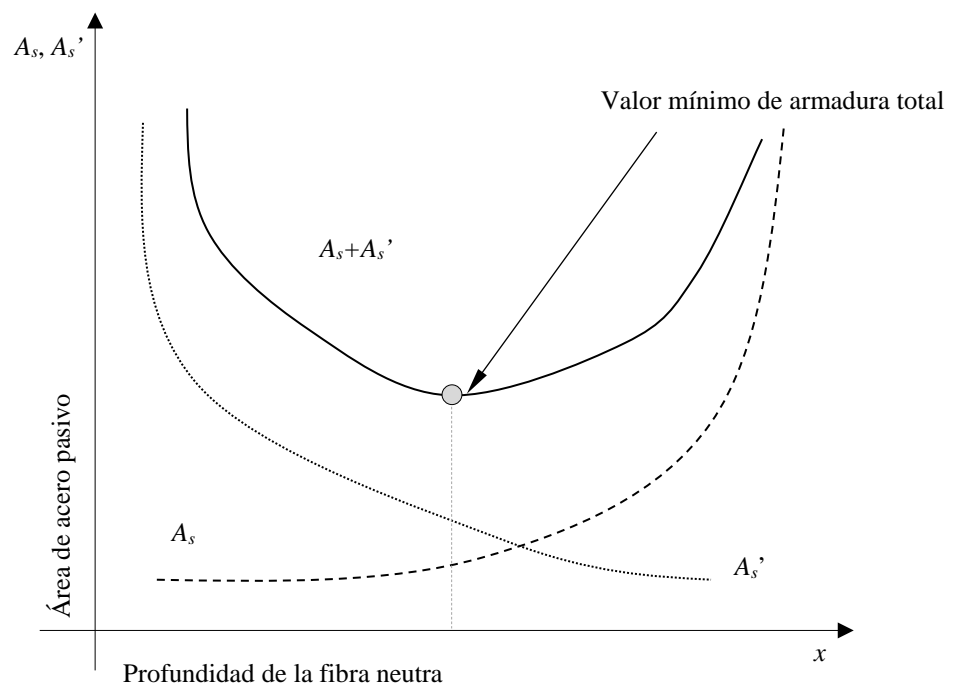


Figura IV.1. Ejemplo esquemático de diagrama RSD

Por tanto, la técnica RSD muestra la familia de soluciones factibles de armado pasivo gráficamente en función de la posición de la fibra neutra, x , tal y como es explicado por Hernández-Montes et al. [2]. De todas las soluciones factibles, se puede seleccionar la solución en la que se necesite una cantidad menor de acero, y esta solución se le dirá que es la óptima para esa sección y para los estados de cargas considerados.

Como aplicaciones a los diagramas RSD, se puede indicar que entre otras muchas, han sido combinados por Lee et al. en [22] con técnicas de optimización no lineales desarrollando los Diagramas de Armado para combinaciones de carga, en los que se determina la distribución óptima de armado en secciones sometidas a múltiples combinaciones de cargas según los criterios establecidos por la normativa americana ACI-318 [23].

IV.2.2. El teorema de armado óptimo a flexión

En [21], Hernández-Montes et al. mostraron que se puede establecer en forma de teorema de armado a flexión la caracterización de las soluciones de armado óptimas para secciones rectangulares sometidas a flexión compuesta bajo los requerimientos del Eurocódigo 2 (EC2) [14], que posteriormente se demostró, en [24], también bajo los requisitos de la normativa americana ACI-318 [23].

El teorema se enuncia de la siguiente manera: En el caso de secciones transversales rectangulares con dos niveles de armadura, A_s y A'_s , se verifica que, de entre las infinitas soluciones de armado de la sección en rotura sometida ésta a flexo-compresión, el mínimo total de armadura, $A_s + A'_s$, se obtiene con una de las siguientes soluciones:

- i. $A_s = A'_s = 0$
- ii. $A_s = 0$ o $A'_s = 0$
- iii. x igual o ligeramente superior a su valor límite x_{lim} .
- iv. Deformación de tracción constante en toda la sección transversal igual al máximo de deformación de tracción del acero, ε_{ud} , si se considera el endurecimiento por deformación.
- v. Deformación de compresión constante en toda la sección transversal igual al máximo de deformación de compresión, ε_{c3} .

siendo x la profundidad de la fibra neutra y x_{lim} la profundidad límite de la fibra neutra, que establece el límite para el que profundidades de fibra neutra mayores el acero trabaja a una tensión menor que su límite elástico, y por tanto, se desperdicia material.

Este teorema fue demostrado para un rango de valores habituales en el uso habitual en el diseño estructural para las variables en el proceso de diseño, es decir, geometría de la sección, características de los materiales (hormigón y acero) y las cargas aplicadas.

Como corolario al Teorema de Armado a Flexión se tiene que el armado óptimo en rotura de secciones de hormigón armado con dos niveles de armadura puede resolverse empleando alguna de las siguientes condiciones:

- Armadura simétrica ($A_s = A'_s$), solución tradicionalmente empleada en columnas en las que el conjunto de esfuerzos axiales de diseño, N_d , y momentos flectores de diseño, M_d , a soportar presentan una simetría clara respecto del eje de N_d .
- Ausencia de armadura superior ($A'_s = 0$), solución apropiada para vigas sometidas a flexión simple con un momento inferior o igual al denominado momento límite, M_{lim} , que es el momento que produce en la sección una profundidad de la fibra neutra igual a x_{lim} .
- Fijar el valor de una de las variables a una relación entre ambas ($A_s / A'_s = cte$), quedando el problema determinado al disponer de dos ecuaciones y dos incógnitas.
- Imponer un valor de la profundidad de la fibra neutra igual a su valor límite ($x = x_{lim}$).
- Calcular las armaduras necesarias para los cinco casos expuestos en el teorema y comprobar cuál de ellos proporciona la armadura total mínima a disponer.
- Expresar las armaduras superior e inferior en función de x , tal y como, se presenta en los diagramas RSD y seleccionar la solución más adecuada para el caso concreto en estudio.

En el Teorema de Armado a Flexión expuesto se proporcionan cinco soluciones posibles al problema de armado entre las cuales se encuentra la óptima, entendida esta como la que menor cantidad de área de acero total necesita para satisfacer la seguridad estructural. No obstante, como el corolario enuncia, el ingeniero diseñador estructural deberá de

comprobar estos cinco casos del teorema u obtener el diagrama RSD para conseguir la solución óptima.

En Aschheim et al. [25] se presentan una serie de dominios dependientes del axil y del momento, (N, M) , que proporcionan la condición a imponer en las ecuaciones de equilibrio para obtener el armado óptimo de una sección de hormigón rectangular sometida a acción axil y a flector.

También, en este sentido en López-Martín et al. [26] se desarrolla un procedimiento basado en la técnica RSD que, dependiendo de la excentricidad equivalente de la carga axil, proporciona cuál de las cinco condiciones dictadas por el TOSR [21] debe ser impuesta para obtener el armado óptimo de la sección. La manera de afrontar el problema de flexo-compresión uniaxial en forma de axil excéntrico, aparece planteado por Whitney [27] haciendo la distinción entre problemas de grandes y pequeñas excentricidades.

IV.2.3. Planteamiento de la técnica RSD para hormigón pretensado

En el presente trabajo se pretende aplicar el concepto de armado óptimo desde el inicio del proceso de diseño de una sección de hormigón pretensado. Entendida la acción del pretensado como la de un axil excéntrico en la sección transversal, la técnica RSD podría ser empleada como se ha explicado en los apartados anteriores, es decir, las distintas soluciones de armado pasivo superior e inferior seguirían siendo función de la posición de la fibra neutra, x .

En el caso de hormigón pretensado, para cada par de valores de A_p , área de armadura de acero activo, y d_p , posición del acero activo respecto de la fibra de la sección más comprimida, la aplicación de la técnica RSD permitirá determinar el armado pasivo óptimo necesario para satisfacer los requisitos de estado límite último de flexión.

IV.3. Consideraciones para el diseño resistente de secciones de hormigón pretensado en flexión

Con todo lo expresado en los apartados anteriores, el diseño en rotura de una sección de hormigón pretensado sometida a flexión compuesta respecto a su eje principal de inercia, conlleva la consideración simultánea de las siguientes condiciones a nivel de sección:

- Condición de compatibilidad de deformaciones
- Modelos constitutivos de los materiales (hormigón y aceros pasivo y activo)
- Ecuaciones de equilibrio

IV.3.1. Modelo de deformaciones en Estado Límite Último de flexión

Las condiciones de compatibilidad hacen uso de las hipótesis de Bernouilli que dicta que las secciones planas permanecen planas después de la deformación. Se admite que no existe deslizamiento entre el hormigón y las barras de acero en la sección. La hipótesis de Bernouilli permite que la distribución de deformaciones a lo largo de la sección pueda ser definida mediante dos variables: la deformación en el centro de gravedad de la sección (ε_{cdg}) y la curvatura (ϕ). De este modo, la deformación a cierto nivel y por encima del centro de gravedad de la sección puede ser definida de acuerdo a la Eq. (IV.3.1) (Figura IV.2):

$$\varepsilon(y, \varepsilon_{cdg}, \phi) = \varepsilon_{cdg} + \phi y \quad (IV.3.1)$$

La expresión empleada en la Eq. (IV.3.1) considera como positivas la deformación por compresión y la curvatura que produce tracción en la fibra inferior de la sección.

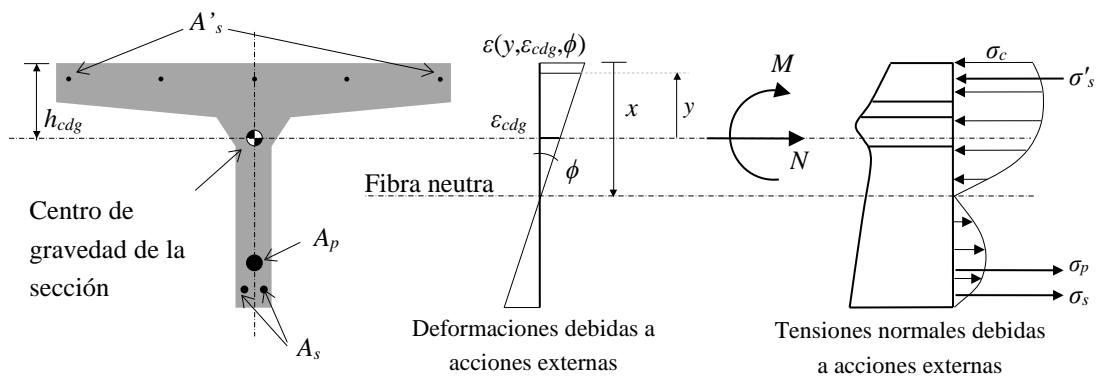


Figura IV.2. Deformaciones y tensiones a nivel de sección de una pieza de hormigón con acero activo y pasivo

Siguiendo con la hipótesis de Bernoulli, la normativa de aplicación, en el caso español, EHE-08 [13] y EC2 [14] propone una serie de rangos de distribuciones de deformaciones de rotura, tal y como muestra la Figura IV.3.

Los planos que pivotan en el punto A se corresponden con distribuciones de deformación para las cuales el acero falla a tracción mientras que los planos que pivotan en los puntos B o C se corresponden con el agotamiento del hormigón a compresión.

Adoptando el diagrama rectangular de compresiones en rotura para el hormigón, el EC2 [14] considera una deformación de compresión última para flexo compresión, ε_{cu3} , y para compresión pura, ε_{c3} . En el presente trabajo se considera que el acero responde a un modelo tensión-deformación bilineal sin endurecimiento, de manera que el EC2 [14] permite que no se imponga ninguna limitación de deformación a tracción y el pivote A en la Figura IV.3 desaparece. Otra consecuencia es que la posición de la fibra neutra, x , toma valores en el intervalo $[0, \infty)$.

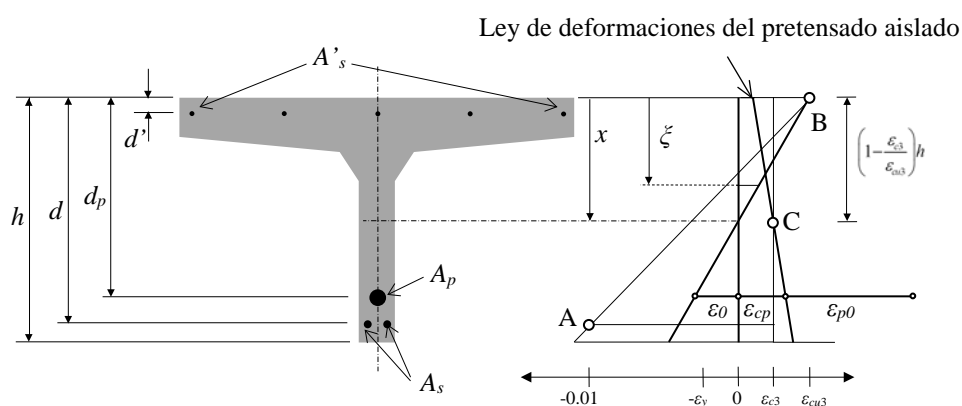


Figura IV.3. Modelo de deformación de la sección en rotura de acuerdo con EHE-08 [13] y EC2 [14] para piezas de hormigón pretensado

Como se ha comentado anteriormente, si la deformación del hormigón a la altura de la fibra de la armadura activa es ε_0 , la deformación total del acero activo será la suma de esta deformación ε_0 , más la deformación de descompresión del hormigón al nivel de la fibra de la armadura considerada, ε_{cp} , y la predeformación de la armadura activa debida a la acción del pretensado en la fase considerada, teniendo en cuenta las pérdidas que se hayan producido, ε_{p0} . La deformación ε_{cp} se considerará la deformación a la altura de la

fibra de la armadura activa dentro de la ley de deformaciones producida por el pretensado aislado.

De acuerdo con las distribuciones de deformaciones presentadas en la Figura IV.3, en nuestro caso la deformación de rotura en cualquier fibra situada a una distancia ξ desde la fibra superior de la sección puede ser expresada en términos de la posición de la fibra neutra, x , como:

$$\varepsilon(\xi, x) = \begin{cases} \varepsilon_{cu3} \frac{x - \xi}{x} & \text{si } 0 \leq x < h \\ \varepsilon_{c3} \frac{x - \xi}{x - \Xi} & \text{si } x \geq h \end{cases} \quad (\text{IV.3.2})$$

con la variable Ξ , definida como sigue:

$$\Xi = h \left(1 - \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} \right) \quad (\text{IV.3.3})$$

IV.3.2. Modelo constitutivo del hormigón en rotura considerado

Para el modelo de comportamiento tensión deformación del hormigón se han propuesto numerosas formulaciones a lo largo de la historia [28]. Dado que en este trabajo emplea el modelo constitutivo del hormigón a la hora de realizar los diagramas RSD, dicho modelo constitutivo ha de corresponderse con el estado de rotura del hormigón.

Tal y como se ha mencionado anteriormente, se adopta el diagrama rectangular de compresiones en rotura para el hormigón propuesto en el EC2 [14]. Así pues, los valores de la deformación última son:

- Compresión pura:

$$\varepsilon_{c3} (\text{‰}) = \begin{cases} 1.75 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.75 + 0.55(f_{ck} - 50) / 40 & \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{IV.3.4})$$

- Flexo compresión:

$$\varepsilon_{cu3} (\%) = \begin{cases} 3.5 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35(90 - f_{ck})^4 / 100 & \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{IV.3.5})$$

La resistencia de diseño del hormigón a compresión de acuerdo con el EC2 [14] viene dada por:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{IV.3.6})$$

donde f_{ck} es la resistencia característica a compresión de la probeta cilíndrica ensayada a los 28 días, α_{cc} es el coeficiente que considera la reducción de la resistencia a compresión del hormigón a largo plazo y otros efectos desfavorables debidos al modo en que la carga es aplicada cuyo valor debe ser escogido en el rango 0.8-1.0 (para este trabajo se adopta 0.85) y, γ_c es el factor parcial de seguridad tomado en este trabajo como 1.5 (situaciones de diseño permanentes y transitorias).

La resultante del bloque de compresiones en el hormigón, N_c , puede ser definida como una función de la posición de la fibra neutra, x , como:

$$N_c(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x \leq 0 \\ \eta f_{cd} \int_0^{\lambda x} b(\xi) d\xi & \text{si } 0 \leq x < h / \lambda \\ \eta f_{cd} \int_0^h b(\xi) d\xi & \text{si } x \geq h / \lambda \end{cases} \quad (\text{IV.3.7})$$

siendo $b(\xi)$ el ancho de la sección en la fibra situada a ξ de la fibra superior (Figura IV.3).

Los valores de λ y η vienen dados por el EC2 [14] de acuerdo a las ecuaciones (IV.3.8) y (IV.3.9):

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.8 - (f_{ck} - 50) / 400 & \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{IV.3.8})$$

$$\eta = \begin{cases} 1.0 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.0 - (f_{ck} - 50) / 200 & \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{IV.3.9})$$

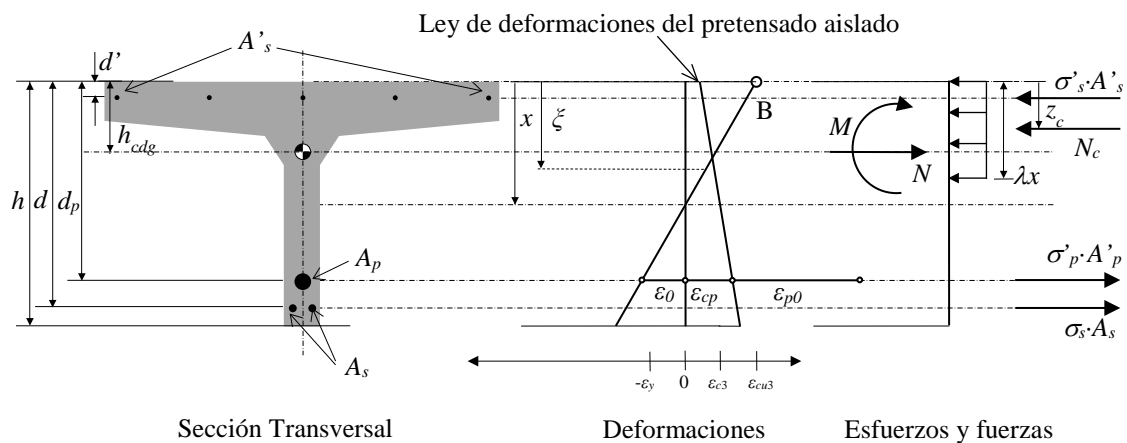


Figura IV.4. Sección transversal, modelo de deformaciones y modelo constitutivo del hormigón por el diagrama rectangular para una sección en rotura de hormigón pretensado

IV.3.3. Modelos constitutivos para el acero activo y pasivo

Los modelos tensión-deformación inicialmente considerados tanto para el acero pasivo como para el activo son bilineales sin tener en cuenta el endurecimiento por deformación y simétricos.

Ya que la presencia del acero dentro del hormigón no fue tenida en cuenta a la hora de formular la resultante de las compresiones en el hormigón expresado en la ecuación

(IV.3.7), los modelos de acero anteriormente mencionados se modifican ligeramente para considerar el citado fenómeno.

Así pues, los modelos de tensión – deformación de la armadura pasiva quedan:

$$\sigma_s(\varepsilon_s) \text{ ó } \sigma'_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} f_{yd} - \eta f_{cd} & \text{si } \varepsilon_s \geq \frac{f_{yd} - \eta f_{cd}}{E_s} \\ E_s \varepsilon_s & \text{si } -\frac{f_{yd}}{E_s} < \varepsilon_s < \frac{f_{yd} - \eta f_{cd}}{E_s} \\ -f_{yd} & \text{si } \varepsilon_s \leq -\frac{f_{yd}}{E_s} \end{cases} \quad (\text{IV.3.10})$$

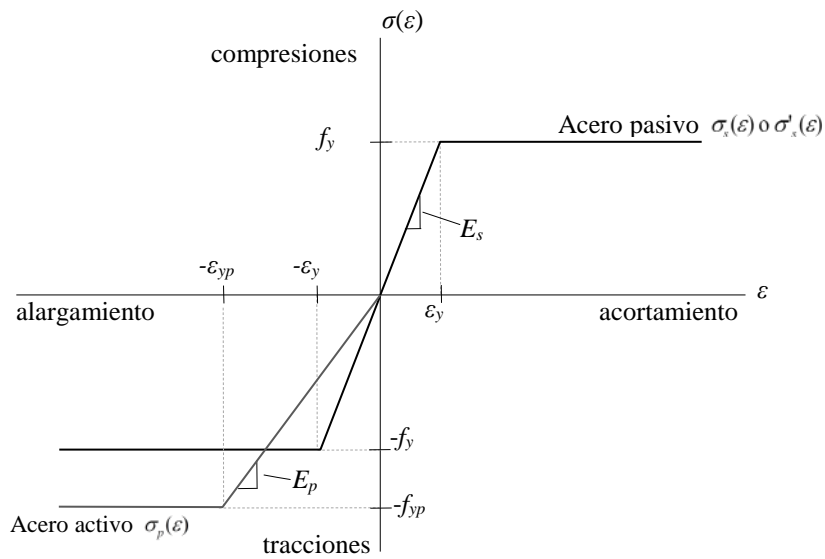


Figura IV.5. Modelo constitutivo del acero pasivo y activo en la sección en rotura

donde f_{yd} se corresponde con f_y/γ_s y $\gamma_s = 1.15$.

El modelo para el acero activo, con las mismas consideraciones anteriores, queda:

$$\sigma_p(\varepsilon_p) = \begin{cases} 0 & \text{si } \varepsilon_p \geq 0 \\ E_p \varepsilon_p & \text{si } -\frac{f_{ypd}}{E_p} < \varepsilon_p < 0 \\ -f_{ypd} & \text{si } \varepsilon_p \leq -\frac{f_{ypd}}{E_p} \end{cases} \quad (\text{IV.3.11})$$

donde f_{ypd} se corresponde con f_{yp}/γ_{sp} y $\gamma_{sp} = 1.15$.

En este trabajo se consideran dos niveles de armado pasivo, A_s y A_s' , colocados a una distancia d y d' de la fibra superior respectivamente, y un nivel para la armadura activa, A_p , localizado a una distancia d_p desde la fibra superior (Figura IV.3).

Tal y como se ha mencionado anteriormente, la deformación en estado último de rotura para cada fibra de la sección puede ser expresada en términos de la posición de la fibra neutra x de acuerdo con la ecuación (IV.3.2). De esta manera, haciendo uso de la composición de funciones matemáticas, las ecuaciones (IV.3.2), (IV.3.10) y (IV.3.11) pueden ser combinadas tal y como hace Gil-Martin et al. [29] teniendo en cuenta las deformaciones de cada uno de los niveles de armado.

Por tanto, a nivel de deformaciones se tendrían las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon'_s(x) = \varepsilon(d', x) \quad (\text{IV.3.12})$$

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon(d, x) \quad (\text{IV.3.13})$$

$$\varepsilon_p(x) = \varepsilon(d_p, x) - \varepsilon_{p(0)} \quad (\text{IV.3.14})$$

Y a nivel de tensiones, se obtendría las siguientes expresiones:

$$\sigma'_s(x) = \sigma'_s(\varepsilon'_s(x)) = (\sigma'_s \circ \varepsilon'_s)(x) \quad (\text{IV.3.15})$$

$$\sigma_s(x) = \sigma_s(\varepsilon_s(x)) = (\sigma_s \circ \varepsilon_s)(x) \quad (\text{IV.3.16})$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_p(\varepsilon_p(x)) = (\sigma_p \circ \varepsilon_p)(x) \quad (\text{IV.3.17})$$

donde \circ significa composición de dos funciones matemáticas y $\varepsilon_{p(0)}$ es la deformación en la armadura activa debida al tesado inicial, ε_{p0} , teniendo en cuenta las pérdidas de tesado a tiempo infinito, más la deformación de descompresión del hormigón a nivel de la fibra de armadura activa, ε_{cp} :

$$\varepsilon_{p(0)} = \varepsilon_{cp} + \beta \varepsilon_{p0} \quad (\text{IV.3.18})$$

IV.3.4. Ecuaciones de Equilibrio

Una vez que son conocidos los modelos de tensión – deformación de los materiales y teniendo en cuenta que la distribución de deformaciones unitarias a lo largo de la sección viene definida por de la posición de la fibra neutra, x , las ecuaciones de equilibrio pueden ser planteadas como se indica en las ecuaciones (IV.3.19) y (IV.3.20). Las tensiones normales a lo largo de la sección deben equilibrar la fuerza axil N y al momento flector M .

Tomando momentos respecto al centro de gravedad de la sección, las ecuaciones de equilibrio quedan:

$$N = N_c(x) + A_s \sigma_s(x) + A'_s \sigma'_s(x) + A_p \sigma_p(x) \quad (\text{IV.3.19})$$

$$M = N_c(x)(h_{cdg} - z_c(x)) + A_s \sigma_s(x)(h_{cdg} - d) + A'_s \sigma'_s(x)(h_{cdg} - d') + A_p \sigma_p(x)(h_{cdg} - d_p) \quad (\text{IV.3.20})$$

donde h_{cdg} es la posición del centro de gravedad de la sección, como se puede ver en la Figura IV.2, con respecto a la fibra superior y z_c es la posición del centro de compresiones del hormigón también con respecto a la fibra superior, definida como:

$$z_c(x) = \begin{cases} \frac{\int_0^{\lambda x} \xi b(\xi) d\xi}{\int_0^{\lambda x} b(\xi) d\xi} & \text{si } 0 \leq x < h/\lambda \\ h_{cdg} & \text{si } x \geq h/\lambda \end{cases} \quad (\text{IV.3.21})$$

Tiene sentido comentar en este punto que, los fenómenos de fluencia y retracción del hormigón y relajación del acero, los planos de tensiones y deformaciones nulas de la sección no coinciden a tiempo infinito. Estos se han sido tenidos en cuenta en la consideración de las pérdidas finales de pretensado.

IV.4. Introducción de las variables d_p y A_p en los Diagramas RSD

Presentadas las ecuaciones de equilibrio en las ecuaciones (IV.3.19) y (IV.3.20), la resolución del problema de diseño del armado pasivo de una sección en estado límite último, y tomando como supuestos conocidos el área de armadura pasiva, A_p , y su posición en la sección transversal, d_p , conlleva la determinación de la posición de la fibra neutra x y las áreas de armado pasivo superior A'_s e inferior A_s .

Imponiendo equilibrio de momentos a nivel de las armaduras superior e inferior, Hernández-Montes et al. [2] expresan la armadura pasiva superior, A_s' , y la armadura pasiva inferior, A_s , como función de x , de tal manera que se pueden representar gráficamente todas las soluciones de armado en función de la posición de la fibra neutra en los denominados diagramas RSD. Estos diagramas permiten la selección de la solución óptima – mínima – de armado pasivo.

Ahora bien, si el problema de diseño implica también la determinación de una par de valores de acero activo y su posición, A_p y d_p , dichos parámetros pueden ser introducidos en las ecuaciones de la metodología RSD.

Por tanto, haciendo equilibrio de momentos en los distintos niveles del armado pasivo (ver Figura IV.4), se pueden despejar los dos armados pasivos (superior e inferior) en las expresiones siguientes:

$$A_s(x, A_p, d_p) = \frac{-M_d + N_d(h_{cdg} - d') - N_c(x)(z_c(x) - d') - A_p \cdot \sigma_p(x)(d_p - d')}{\sigma_s(x)(d - d')} \quad (IV.3.22)$$

$$A_s'(x, A_p, d_p) = \frac{M_d + N_d(d - h_{cdg}) - N_c(x)(d - z_c(x)) - A_p \cdot \sigma_p(x)(d - d_p)}{\sigma_s'(x)(d - d')} \quad (IV.3.23)$$

A través de la ecuación (III.4.1) el valor de A_p se puede expresar en función de la fuerza de tesado inicial P_0 . En este trabajo, los pares de valores $A_p - d_p$ a introducir en las ecuaciones (IV.3.22) y (IV.3.23) se determinarán a partir del diagrama de Magnel y haciendo uso de la representación RSD se obtendrá el mínimo de armado pasivo para cada uno de esos pares. Estos resultados fueron publicados por primera vez en [8].

IV.4.1. Interpretación de los diagramas RSD en secciones pretensadas

Una vez mostrada como quedarían las expresiones de los diagramas RSD, incluyendo las variables de posición y área de pretensado para el cálculo de la armadura superior e

inferior necesaria para satisfacer la seguridad estructural ante la rotura por flexión, se ve necesario mostrar una interpretación de los resultados que se pueden obtener al analizar una sección concreta.

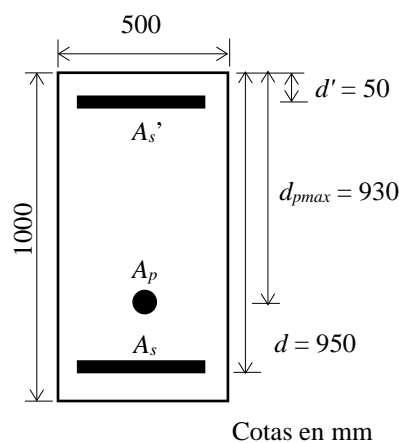
Esta interpretación está motivada debido a que los diagramas RSD donde solo intervienen la sección transversal y el acero pasivo, en el rango de esfuerzos usual para una pieza de hormigón armado, para conseguir la seguridad estructura es necesaria, si y solo si, que aparezca una solución con armadura pasiva.

Sin embargo, en este caso puede darse el caso de que la armadura activa y la sección transversal de hormigón puedan soportar por ellas mismas la acción de las cargas exteriores, por lo que no se haría necesario incluir armadura pasiva.

Para ilustrar de manera más clara estos conceptos se propone un ejemplo genérico donde se evaluará cuanta armadura pasiva necesita para distintos valores de armadura activa.

Sea una sección rectangular de 0.5 m de ancho y 1.0 m de canto (Figura IV.6), conformada por hormigón con un f_{ck} de 40 MPa, el acero activo estará formado por cables Y 1860 S7, con un área unitaria de 140 mm^2 por cable, y el acero pasivo por barras B 500 S.

La carga de diseño en el estado de cargas relativo al Estado límite último de flexión es de $4625 \text{ kN}\cdot\text{m}$, y se han despreciado la acciones de los axiles exteriores para este estado límite.



Datos:

Hormigón: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Acero activo: B 500 S

$f_y = 500 \text{ MPa}$

$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Acero pasivo: Y 1860 S7

$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

$E_p = 190.000 \text{ MPa}$

$A_{p,u} = 140 \text{ mm}^2$

Cargas de diseño:

$N_d = 0 \text{ kN}$

$M_d = 4625 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Figura IV.6. Ejemplo de aplicación. Definición de la sección transversal

Se ha fijado la posición del pretensado a su máxima excentricidad ($d_p = 0.930$ m) y los recubrimientos geométricos de las armaduras pasivas serán los usuales de 5 cm.

Se plantea por tanto un conjunto de valores de armadura activa para estudiar los diversos factores resistentes de la sección transversal como los momentos últimos, diagramas RSD y disposiciones de acero pasivo. El estudio se realizara sobre valores de armadura activa de 21, 28, 35, 42, 45 y 50 cables.

Definida la sección de hormigón y la armadura activa, se puede calcular el momento último de esa sección transversal, esto valores aparecen en la Tabla IV.1 para las distintas combinaciones de armadura activa y sin la presencia de armadura pasiva alguna.

Tabla IV.1. Momentos últimos para distintas combinaciones de armadura activa sin presencia de armadura pasiva

Acero Activo			Momento Último sin armadura pasiva
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	M_u [kN·m]
21	2940	0.930	3199.5
28	3920	0.930	3843.7
35	4900	0.930	4194.9
42	5880	0.930	4475.6
45	6300	0.930	4574.6
50	7000	0.930	4713.5

Si se tratara de una sección tipo pretesa, con solo armadura activa, la única solución posible seria la mostrada para 50 cables de pretensado, más del doble de la solución de 21 cables.

Si se tratase de una sección tipo postesa, habría que contabilizar una armadura mínima dispuesta por normativa. Según EHE-08 [13], la armadura mínima en la cara de tracción será de 1400 mm², y en la cara opuesta de 420 mm².

Por tanto se puede reevaluar los momentos últimos de la sección con la presencia de la armadura activa y de la cuantía mínima geométrica de armadura pasiva. Estos resultados se muestran en la Tabla IV.2.

Tabla IV.2. Momentos últimos para distintas combinaciones de armadura activa con presencia de armadura pasiva mínima

Acero Activo			Momento Último sin armadura pasiva
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	M_u [kN·m]
21	2940	0.930	3591.7
28	3920	0.930	4077.4
35	4900	0.930	4381.1
42	5880	0.930	4628.1
45	6300	0.930	4718.2
50	7000	0.930	4847.3

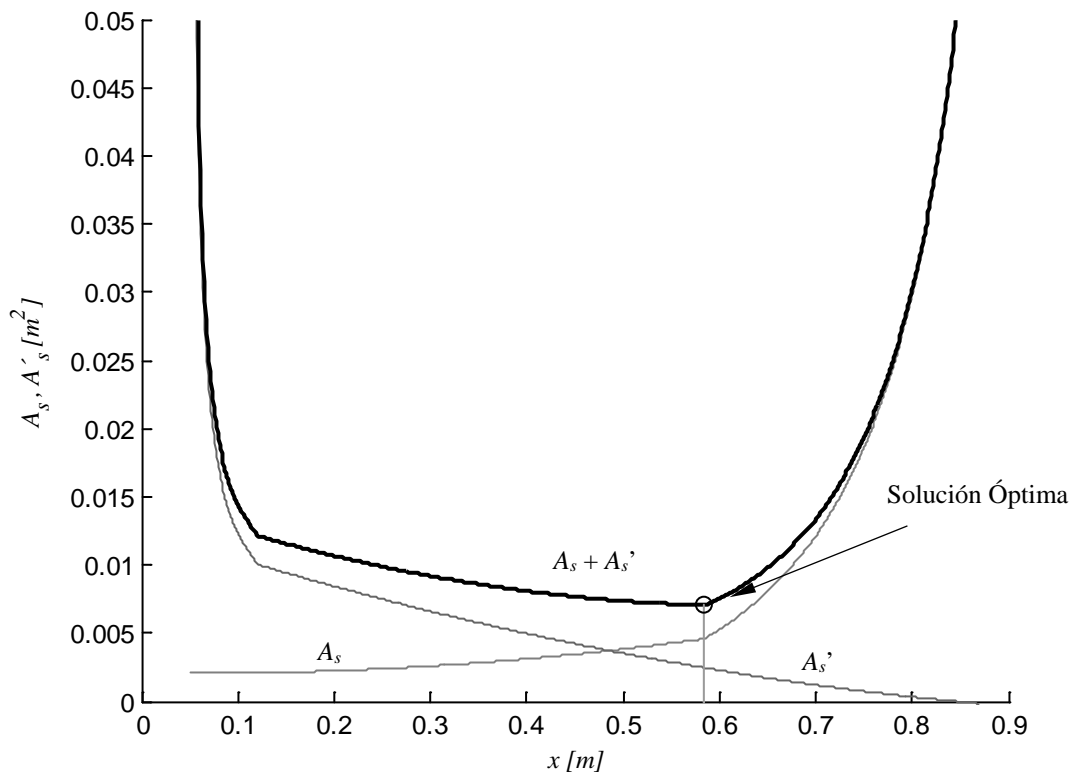


Figura IV.7. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 21 cables

Observando los valores de momento último de la Tabla IV.2 se puede afirmar que a partir de la solución de 42 cables de acero activo, se puede cumplir con la seguridad estructural, 8 cables menos que la solución sin contabilizar la armadura pasiva mínima dispuesta.

Se plantea la cuestión de conocer cuál será la cantidad de cables necesarios para, que junto un armado pasivo, haga que el coeficiente de uso, $CU = M_u / M_d$, sea el estricto para asegurar la seguridad estructural, es decir, $CU = 1.00$.

Este planteamiento es en el que se basa la esencia de los diagramas RSD, por tanto se realizan los diferentes diagramas RSD para cada número de cables seleccionados. Estos diagramas se muestran en la Figura IV.7, Figura IV.10, Figura IV.8, Figura IV.9, Figura IV.11 y Figura IV.12. Se quiere remarcar que solo se mostraran las soluciones válidas de la suma de las diferentes armaduras si y solo si ninguno de los valores de armadura superior o inferior sea negativo.

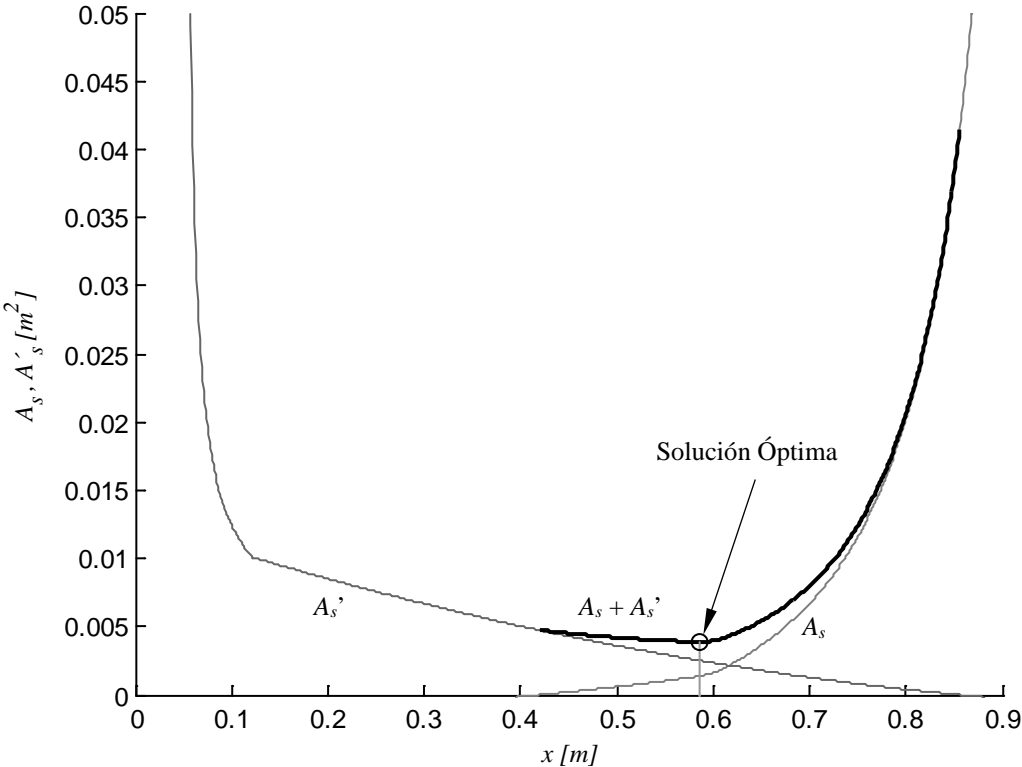


Figura IV.8. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 28 cables

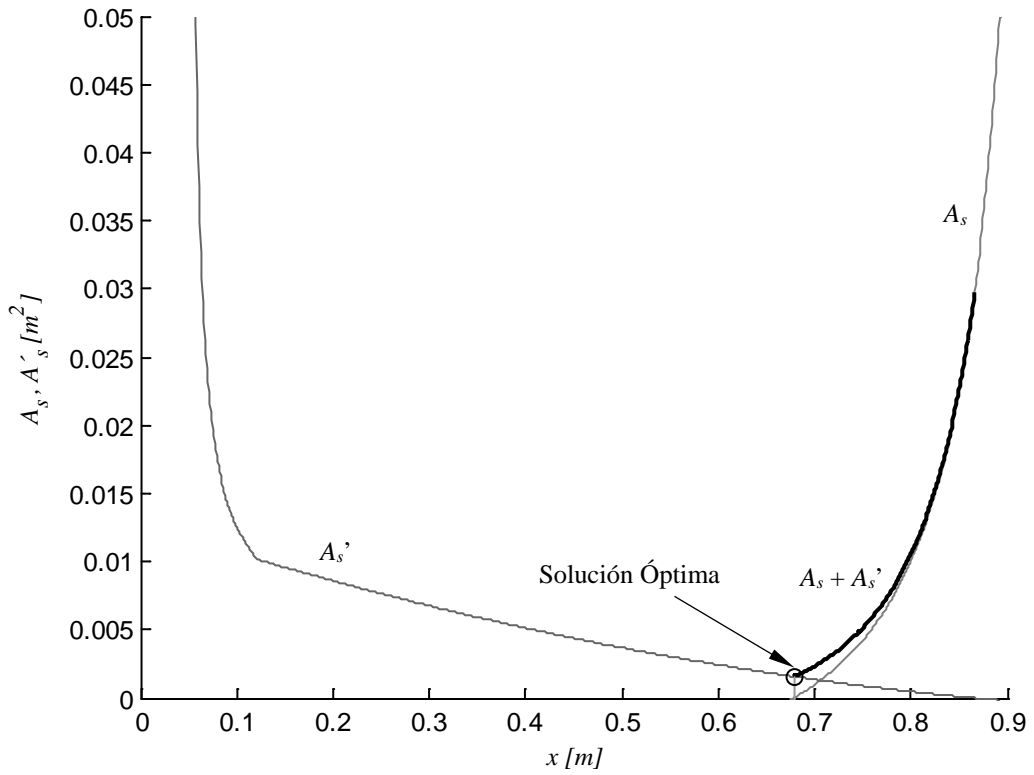


Figura IV.9. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 35 cables

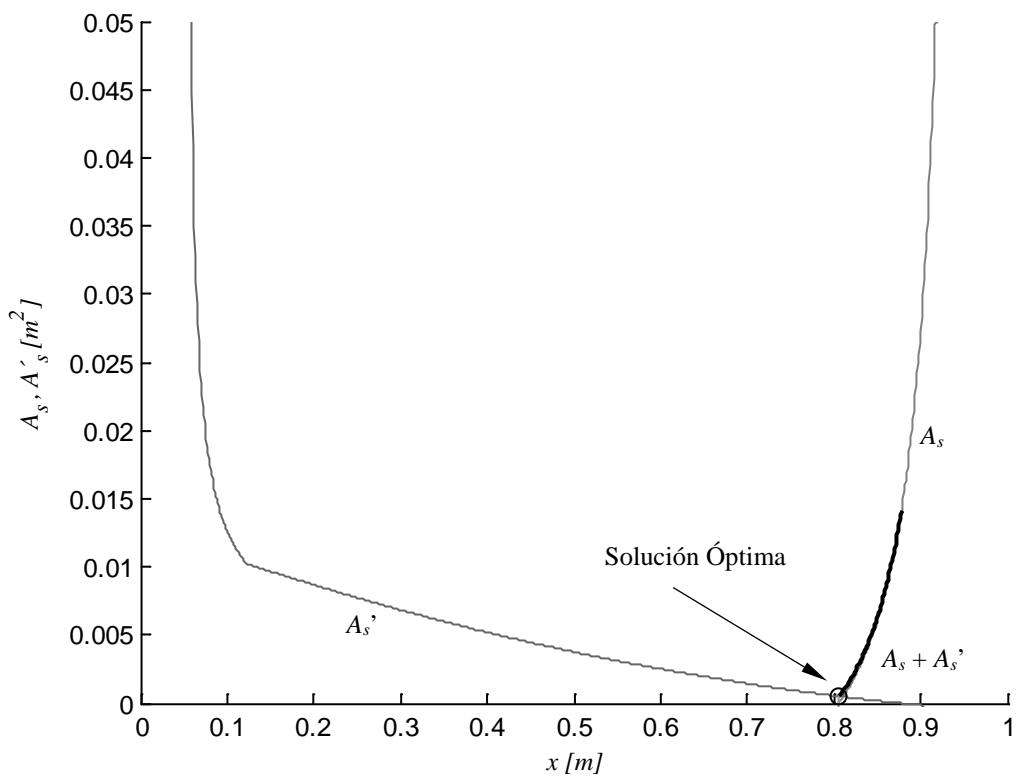


Figura IV.10. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 42 cables

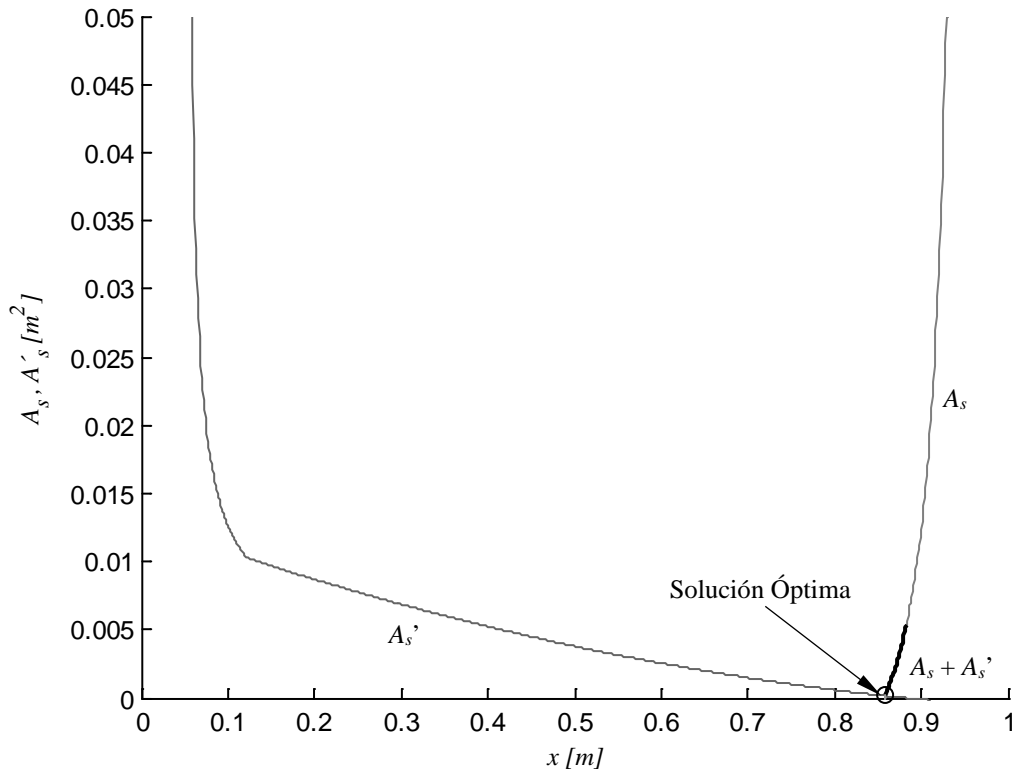


Figura IV.11. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 45 cables

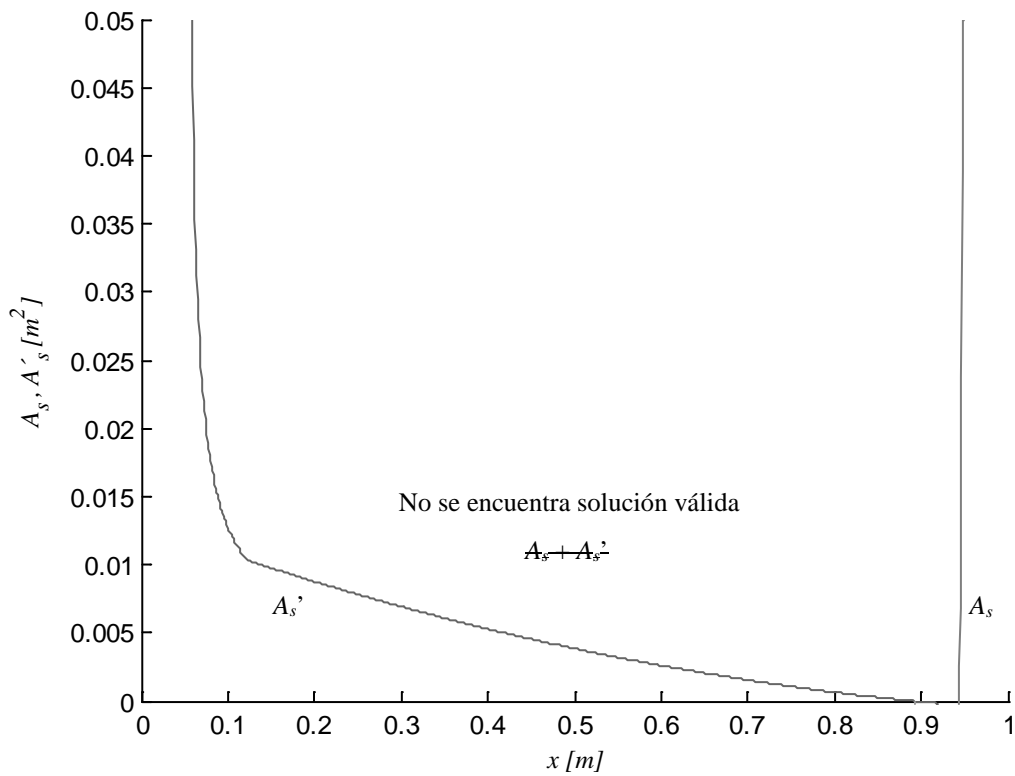


Figura IV.12. Ejemplo de aplicación. Diagrama RSD para un armado activo de 50 cables

Tabla IV.3. Resultados de los diagramas RSD

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	
21	2940	0.930	0.584	0.0046	0.0025	0.0071	Armadura total mayor a la mínima
28	3920	0.930	0.586	0.0014	0.0025	0.0039	Armadura total mayor a la mínima
35	4900	0.930	0.679	0.0000	0.0016	0.0016	Armadura total menor a la mínima
42	5880	0.930	0.806	0.000	0.0005	0.0005	Armadura total menor a la mínima
45	6300	0.930	0.859	0.0000	0.0000	0.0000	Armadura total menor a la mínima
50	7000	0.930	-	-	-	-	No se encuentran resultados

Como se puede ver en la Tabla IV.3, al aumentar el número de cables, la profundidad de la fibra neutra aumenta. Esto es lógico dado que aumentamos la cantidad de pretensado y por equilibrio de fuerzas, es necesario un mayor bloque de compresiones para equilibrar.

Las soluciones para 21 y 28 cables son las únicas a las que se necesita adicionar una cantidad de armadura pasiva superior a la cantidad mínima geométrica. Estos valores son coherentes con los resultados de momentos últimos mostrados en la Tabla IV.1 y Tabla IV.2.

Para las soluciones de 35 y 42, cuyos momentos últimos sin armadura pasiva estaban cercanos al momento de diseño (Tabla IV.1), se puede observar que la cantidad de armadura pasiva requerida por los diagramas RSD para la armadura superior es mayor a la cantidad mínima geométrica. Como se ha visto en la Tabla IV.2 con la cuantía mínima geométrica de acero pasivo la solución de 42 cables tiene un momento último superior al de diseño, y se puede observar que la cantidad de acero superior en la cuantía mínima geométrica es prácticamente similar al proporcionado por el diagrama RSD. La solución de 35 cables en la Tabla IV.2 no tiene un momento último superior al de diseño, por lo que habrá que adicionarle una cantidad mayor de armadura superior para satisfacer la seguridad estructural.

La solución de 45 cables, con un momento último sin contabilizar la cuantía geométrica mínima (Tabla IV.1) inferior pero muy cercano al de diseño, muestra en los resultados del diagrama RSD que prácticamente no necesita armadura pasiva para satisfacer estrictamente la seguridad estructural.

Como comentario general, se puede apreciar en todos los diagramas RSD mostrados, que conforme aumenta el número de cables en las soluciones mostradas, el rango de valores válidos $A_s + A'_s$ se hace cada vez menor, hasta llegar a la solución de 50 cables en los que no aparece ningún rango válido. Nótese que para la solución de 50 cables pretensados, el momento último de la sección sin armadura pasiva ya era superior al momento de diseño (Tabla IV.1).

Para la sección considerada en el ejemplo, la solución más “eficiente”, sin entrar en los detalles de concepto optimizado que se desarrollan en este trabajo, sería la solución propuesta para 21 cables.

A fin de proporcionar una solución válida para poder ser construida, no basta con dar un número con decimales donde se exprese la cantidad de armadura pasiva necesaria, sino llevarlo al campo de lo discreto y decir el número y tipo de barras a disponer.

Por tanto, la solución más “eficiente” a este problema de dimensionamiento sería la siguiente:

- Armadura activa: 21 cables Y 1860 S7 dispuestos a una profundidad desde la fibra superior de 0.930 metros.
- Armadura superior: 8 ϕ 20 ($A'_s = 0.002513 \text{ m}^2$); Acero B 500 S
- Armadura inferior: 6 ϕ 32 ($A'_s = 0.004835 \text{ m}^2$); Acero B 500 S

Con esta disposición de armadura el momento último de la sección transversal diseñada es de 4660.3 kN·m y por tanto el coeficiente de uso es de $CU = 1.008$.

IV.5. Conclusiones

En el Capítulo IV se ha tratado de explicar las nuevas corrientes en el enfoque del diseño resistente a flexión para piezas de hormigón pretensado a nivel seccional.

Se ha realizado un repaso del diseño antes solicitaciones normales en hormigón estructural y en especial a la nueva corriente a través de los diagramas RSD y el Teorema de armado óptimo a flexión.

Para plantear el problema de diseño resistente en secciones de hormigón pretensado a flexión, se han mostrado las consideraciones de compatibilidad de deformaciones de la sección transversal en rotura, los modelos constitutivos de los materiales que integrarán la pieza de hormigón pretensado, así como las ecuaciones de equilibrio que deberán de ser satisfechas.

El modelo de deformación respetará la hipótesis de las secciones planas, dependiendo de las deformaciones últimas del hormigón y de la posición de la fibra neutra.

Se ha considerado el modelo constitutivo del hormigón en rotura, el diagrama rectangular aplicable por la normativa nacional y europea.

Los modelos constitutivos del acero activo y pasivo se han considerado sin endurecimiento y por tanto, no se le limitará la deformación máxima de rotura. En el modelo constitutivo del acero pasivo en compresión se le resta la contribución del hormigón que ocuparía el lugar que ocupará el área de acero pasivo.

Se ha tenido en cuenta en los cálculos la predeformación del acero activo por su tesado, y la deformación, de la sección de hormigón pretensado, debida a la acción del pretensado aislado, así se podrá utilizar el diagrama de pivotes, tal y como dicta la normativa nacional y europea.

Planteando el equilibrio y tomando momentos en los distintos niveles de acero pasivo se obtienen las dos expresiones de los diagramas RSD en función de la posición de la fibra neutra. Estas expresiones nos dan la cantidad de armadura superior o de compresión y la cantidad de armadura inferior o de tracción para cada una de las posibles posiciones de la fibra neutra.

Se ha realizado una interpretación de los diagramas RSD en secciones con acero activo, dadas las particularidades de evaluar por medio de esta metodología secciones que dado sus componentes de acero activo y hormigón, de por sí ya pueden desarrollar suficiente resistencia a la flexión en estado límite último. Por medio de un ejemplo, se muestran diferentes resultados de una sección con diferentes armados activos, de la cual se conocen el momento último para cada disposición de armado activo y cuantías mínimas geométricas a disponer. Como conclusión a esta interpretación es que se puede dar el caso de no obtener valores válidos en los diagramas RSD, pero será debido a que la sección tratada tiene tanta armadura activa como para que su momento último sea superior al solicitante.

CAPÍTULO V: CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LA ARMADURA ACTIVA EN LA PIEZA DE HORMIGÓN PRETENSADO

V.1. Introducción

Una vez mostrados los resultados que se pueden obtener para el dimensionamiento óptimo de la armadura pasiva necesaria ante el Estado Límite Último para esfuerzos de flexión en una sección de hormigón pretensado, es necesario establecer los criterios necesarios que se han de satisfacer para determinar las soluciones factibles de las combinaciones de posición del pretensado, d_p , y de la cantidad de armadura activa, A_p .

Para el diseño de elementos o piezas de hormigón pretensado las soluciones factibles se determinarán a partir de los Estados Límite de Servicio. En particular, hay que centrarse en la limitación de tensiones (ver apartado III.3.3.1.) y el control de la abertura de fisura (ver apartado III.3.3.2.), dado que el condicionante mayor en este caso para este tipo de estructuras es la durabilidad.

Evidentemente, los resultados obtenidos de armadura activa y su posición en la sección no garantizan que se cumpla el Estado Límite Último a flexión, por ello, se pretende en este capítulo, determinar las soluciones factibles, para que puedan ser evaluadas con los criterios de resistencia establecidos en el Capítulo IV.

V.2. Criterios para la selección de las soluciones factibles de la fuerza de pretensado. Diagramas de Magnel

V.2.1. Criterios de comprobación

Las soluciones factibles de cantidad de pretensado y su posición dentro de la sección transversal es lo que se ha conocido como el procedimiento de diseño de elementos activos en la pieza de hormigón pretensado. Este procedimiento ha comenzado, tradicionalmente, con la determinación de la fuerza de pretensado inicial P_0 y de su excentricidad e frente al centro de gravedad de la sección más solicitada, para luego comprobar el resto de las secciones y determinar la excentricidad en cada una de ellas.

Las condiciones a satisfacer en el proceso de diseño de la armadura activa son las que se han visto en el apartado III.3.3. con la limitación de tensiones a compresión y el control de la abertura de fisura.

Como se ha visto, la limitación de tensiones a compresión para la combinación de cargas permanente o transitorias más desfavorables viene dada por la expresión (III.3.13), donde se exige que en ningún momento la compresión de la sección transversal exceda un 60% de la compresión característica de la pieza a la edad del hormigón para la que se está realizando la comprobación.

Las limitaciones de abertura de fisura para los distintos ambientes a los que se puede ver sometida la pieza han sido mostradas en la Tabla III.3. De esta manera se establece un nivel de exigencia creciente en función de la agresividad del ambiente y de los riesgos que pudieran generar en la durabilidad de la pieza de hormigón pretensado.

En este punto es necesario hacer una referencia a las normativas americanas ACI-318 [23] y AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [30], en las que para determinar o verificar las piezas pretensadas, se imponen limitaciones a nivel tensional de las fibras más comprimidas y más traccionadas de las piezas. Esta es una manera mucho más rápida de poder determinar el acero activo satisfactorio sin tener que entrar en el cálculo de la apertura de fisura de la pieza, ya sea por los métodos generales o por el simplificado. Más aun cuando el problema de diseño se encuentra en etapas tempranas donde no se tiene una idea clara de los diámetros de las barras de acero pasivo o tipologías de clave de acero activo que van a intervenir en la solución del problema.

Por tanto se puede establecer un criterio a nivel de tensiones para los ambientes de la Tabla III.3 para los que se describe una apertura de fisura máxima, w_{max} . Tal y como ya

se ha comentado, en EHE-08 [13], se establece que la comprobación de abertura de fisura sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción, $f_{cm,ft}$, definida en el apartado III.3.1.1.2. , por lo que se puede imponer como criterio en función de tensiones para la zona traccionada de la sección transversal.

Se trata de un criterio algo más conservador que el estrictamente impuesto por la comprobación de abertura de fisura, pero que como se ha mencionado, es ampliamente utilizado en el trabajo habitual de los diseñadores estructurales para estructuras de hormigón pretensado. Este criterio aporta seguridad adicional ya que se asegura que se cumplirá holgadamente con la limitación de anchura de abertura de fisura en una comprobación exhaustiva de la misma.

Finalmente, es necesario remarcar, que estas comprobaciones a nivel tensional se han de realizar en las distintas etapas críticas esperables dentro de la vida útil de la estructura. Durante la obra aparecerán estados de cargas distintos a los que la pieza de hormigón pretensado tendrá cuando esté en servicio. Sería inaceptable admitir que desde una fase temprana de la edad de la pieza, ya sea por tracciones o compresiones excesivas, la pieza fissure y se le provoque una merma en su capacidad de durabilidad.

Por ejemplo, para un puente cuya superestructura estaría formada por vigas postensadas y un tablero de 20 cm de canto, puede ocurrir que se fabriquen, bien en taller o bien cerca del tajo, las vigas necesarias mucho antes de la colocación de las mismas encima de los apoyos y de la construcción del propio tablero. Si la fuerza de tesado provocase tracciones y compresiones por encima de los límites, las fisuras abiertas podrían provocar la corrosión de las armaduras pasivas necesarias para satisfacer la seguridad estructural y la durabilidad. En control de la fuerza de tesado, en el momento del mismo, se conoce como control en el Estado de Transferencia.

Por tanto, se han de imponer condiciones fundamentadas en las limitaciones tensionales en varias etapas de la vida útil de la pieza de hormigón pretensado. Estas condiciones se muestran de manera resumida en la Tabla V.1:

Tabla V.1. Comprobaciones y limitaciones tensionales según EHE-08 [13] y EC2 [14]

Comprobación	Limitaciones	Condiciones
Estado de Transferencia a la edad de i días de la pieza	Limitación en la fibra más traccionada: $\sigma_c \geq 0$	Condición 1
	Limitación en la fibra más comprimida: $\sigma_c \leq 0.6f_{ci}$	Condición 2
Estado de Descompresión	según EHE-08 [13]: Limitación en la fibra más traccionada: $\sigma_c \geq 0$	Condición 3.a
	según EC2 [14]: Todas las partes de las armaduras activas o vainas adherentes estén situadas al menos 25 mm dentro del hormigón sometido a compresión: $\sigma_c \geq 0$	Condición 3.b
Control de apertura de fisura	La condición $w_k \leq w_{max}$ se aproxima a que la limitación de la fibra más traccionada sea: $\sigma_c \geq f_{ctm,fl}$	Condición 4
Control de compresiones máximas	Limitación en la fibra más comprimida: $\sigma_c \leq 0.6f_{ck}$	Condición 5
donde:		
<ul style="list-style-type: none"> - σ_c es la tensión en una fibra determinada de la sección transversal de la pieza a dimensionar. - f_{ci} es la resistencia a la compresión del hormigón a la edad de i días, momento en el que se realiza la transferencia. - w_k y w_{max} son la abertura de fisura característica y la abertura de fisura máxima permitida. - $f_{ctm,fl}$ es la resistencia a la flexotracción del hormigón. - f_{ck} es la resistencia característica del hormigón a la compresión a 28 días. 		

Se hace necesario relacionar cada una de las condiciones a imponer con el estado de cargas que tendrá la sección transversal de la pieza de hormigón pretensado para satisfacer la comprobación. Por tanto en la Tabla V.2 se muestran los estados de cargas que ha de tener cada una de las comprobaciones en función de las condiciones expuestas en la Tabla V.1 y el tipo de ambiente considerado.

Tabla V.2. Estados de cargas para realizar las comprobaciones tensionales según EHE-08 [13] y EC2 [14]

Clase de exposición según EC2 [14]	Clase de exposición según EHE-08 [13]	Estado de cargas para cada comprobación				
		Condición 1	Condición 2	Condición 3.a y 3.b	Condición 4	Condición 5
X0 y XC1	I	Trans	Trans		Frecuente	Caract
XC2, XC3 y XC4	IIa, IIb y H	Trans	Trans	Quasip	Frecuente	Caract
XD1, XD2, XS1, XS2 y XS3		Trans	Trans	Frecuente		Caract
	IIa, IIb, IV, F y Qa	Trans	Trans	Frecuente		Caract
	IIIc, Qb y Qc	Trans	Trans	Frecuente		Caract

Los estados de cargas que aparecen en la Tabla V.2 son los siguientes:

- Trans: Estado de cargas en el momento de la transferencia de la fuerza de pretensado a la pieza de hormigón. Para piezas pretesas será en el momento en que se corten los cables, y para piezas postesas, el momento en el que se produzca el tesado.
- Quasip: Estado de cargas cuasipermanente, definido en EHE-08 [13] y EC0 [15].
- Frecuente: Estado de cargas frecuente, definido en EHE-08 [13] y EC0 [15].
- Caract: Estado de cargas característico, definido en EHE-08 [13] y EC0 [15].

Además de lo explicado en este apartado, se ha de puntualizar que para piezas pretesas y según EHE-08 [13] en los comentarios al artículo 49, para secciones pretensadas con armadura adherente y sin armadura pasiva, de forma simplificada, si el incremento de la tensión en la armadura activa, debido a la acción de las cargas exteriores, es inferior a 200 MPa, puede suponerse que la abertura de fisura es inferior a 0.2 mm. Lo que nos daría otra nueva interpretación para la condición 4.

V.2.2. Inecuaciones tradicionales del problema

Las inecuaciones que muestran los valores límite de posición de pretensado y fuerza inicial de pretensado para cada una de las condiciones tensionales mostradas se han conocido tradicionalmente como diagramas de Magnel. Estos diagramas se pueden representar geoméricamente en unos ejes coordenados en los que cada condición se muestra como una recta.

Para obtener la expresión de cada una de las condiciones a satisfacer por la fuerza de pretensado y su posición dentro de la sección transversal, se recurre a la ecuación de Navier para conocer las tensiones normales en cada una de las fibras de la sección. Esta ecuación viene dada por la expresión:

$$\sigma(y) = \frac{N}{A_c} + \frac{M \cdot y}{I} \quad (\text{V.2.1})$$

donde σ es la tensión en la fibra con posición y , A_c es el área de hormigón de la sección transversal, I es el momento de inercia respecto del eje fuerte de la sección y , N y M son los axiles y momentos flectores que actúan sobre la sección y se aplican sobre el centro de gravedad definido normalmente por la altura respecto de la fibra superior, h_{cdg} .

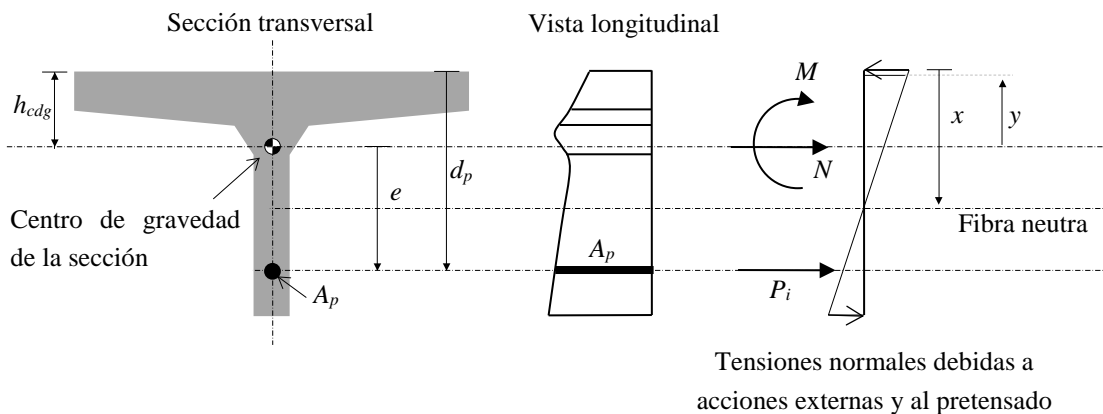


Figura V.1. Sección transversal y estado de cargas general para el planteamiento de las distintas inecuaciones

Tradicionalmente los diagramas de Magnel se han expresado en función de la inversa de la fuerza inicial de pretensado, P_0 , pero en [8] se relaciona la fuerza de pretensado inicial con la tensión inicial de pretensado, σ_{p0} , por lo que se utiliza el área de pretensado como variable ($A_p = P_0 / \sigma_{p0}$).

En la Figura V.1 se muestra la sección transversal, los materiales, las acciones aplicadas y las distintas distribuciones geométricas para plantear la ecuación (V.2.1) para cada una de las condiciones tensionales de expuestas en la Tabla V.1 para las cargas expuestas en la Tabla V.2. La fuerza de pretensado representada por P_i es la fuerza de pretensado en a una edad determinada (tras pérdidas instantánea o pérdidas diferidas) afectada por un factor γ_p , que es el coeficiente parcial de seguridad para las acciones en la evaluación de los Estados Límite de Servicio [13], y tendrá los siguientes valores:

- Para armadura pretesa se tomará $\gamma_p = 0.95$ para efectos favorables y $\gamma_p = 1.05$ para efectos desfavorables.
- Para armadura postesa se tomará $\gamma_p = 0.90$ para efectos favorables y $\gamma_p = 1.10$ para efectos desfavorables.

Además, el momento que provoque el pretensado deberá de ser afectado por la posible presencia del momento hiperestático de pretensado. Esta presencia del momento hiperestático de pretensado se introducirá en la ecuación a través del parámetro λ , que describe la relación entre el momento hiperestático e isostático ocasionados por la armadura activa.

V.2.2.1. Condición 1

Realizando un estudio a nivel seccional en el momento en el que se realiza la transferencia, la Condición 1 impone que la tensión en la fibra menos comprimida no deben de aparecer tracciones, es decir, $\sigma_c \geq 0$. En el momento de transferencia las pérdidas del pretensado serán las instantáneas, por lo que habrá que minorar la fuerza de pretensado inicial por un factor α .

Para esta condición y el planteamiento del problema en el que las acciones exteriores se toman como positivas, la fibra menos comprimida de la sección transversal será la posición de la fibra superior, y_{sup} .

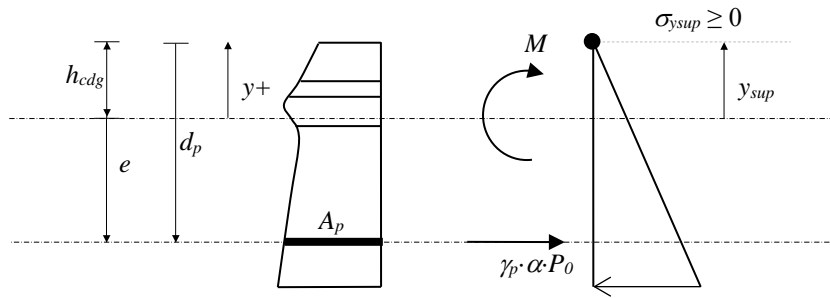


Figura V.2. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 1

Planteando el problema con la ecuación general de Navier, y suponiendo que no aparecerán esfuerzos exteriores axiales, tenemos que

$$\sigma_{y_{sup}} = 0 \leq \frac{\gamma_p \alpha P_0}{A_c} + y_{sup} \frac{M - (1 - \lambda) \gamma_p \alpha P_0 e}{I}$$

Despejando en función de la inversa del área de pretensado se obtiene finalmente

$$\frac{1}{A_p} \geq \frac{\sigma_{p0} \gamma_p \alpha \left(\frac{1}{A_c} - \frac{(1 - \lambda) e}{I} y_{sup} \right)}{-\frac{M_{pp}}{I} y_{sup}} \quad (V.2.2)$$

V.2.2.2. Condición 2

La Condición 2 impone que la tensión en la fibra más comprimida, no deben de aparecer compresiones superiores al 60% de la resistencia característica en el momento del tesado. $\sigma_c \leq 0.6f_{ci}$. En el momento de transferencia las pérdidas del pretensado serán las instantáneas, por lo que habrá que minorar la fuerza de pretensado inicial por un factor α .

Para esta condición y el planteamiento del problema en el que las acciones exteriores se toman como positivas, la fibra más comprimida de la sección transversal será la posición de la fibra inferior, y_{inf} .

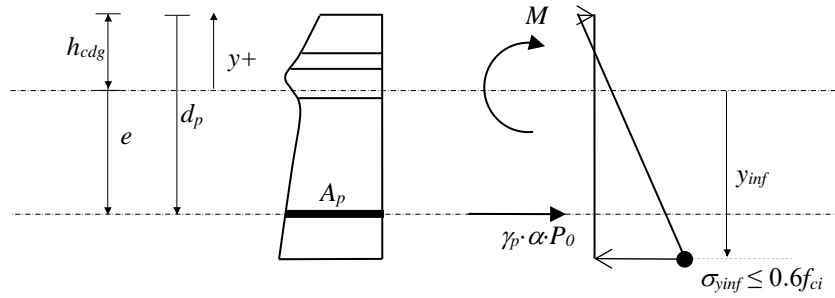


Figura V.3. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 2

Planteando el problema con la ecuación general de Navier, y suponiendo que no aparecerán esfuerzos exteriores axiales, tenemos que

$$\sigma_{y_{inf}} = 0.6 f_{ci} \geq \frac{\gamma_p \alpha P_0}{A_c} + y_{inf} \frac{M - (1 - \lambda) \gamma_p \alpha P_0 e}{I}$$

Despejando en función de la inversa del área de pretensado se obtiene finalmente

$$\frac{1}{A_p} \geq \frac{\sigma_{p0} \gamma_p \alpha \left(\frac{1}{A_c} - \frac{(1 - \lambda) e}{I} y_{inf} \right)}{0.6 f_{ci} - \frac{M}{I} y_{inf}} \quad (V.2.3)$$

V.2.2.3. Condición 3

La Condición 3, como se ha explicado anteriormente, se puede separar en dos condiciones distintas en función si se quiere seguir la interpretación de Estado de Descompresión que marca EHE-08 [13], o lo que marca EC2 [14].

En la Condición 3.a, según EHE-08 [13], para cumplir con el estado de descompresión, se impone que la tensión en la fibra menos comprimida sea al menos nula, es decir, $\sigma_c \geq 0$. Por tanto, para el estado de cargas en el que se exige el estado de descompresión, no deben de aparecer tracciones en la sección transversal.

Los estados de cargas en el momento de evaluación hacen que las pérdidas del pretensado sean las finales, es decir, las instantáneas más las diferidas, por lo que habrá que minorar la fuerza de pretensado inicial por un factor β .

Para esta condición y el planteamiento del problema en el que las acciones exteriores se toman como positivas, la fibra menos comprimida de la sección transversal será la posición de la fibra inferior, y_{inf} .

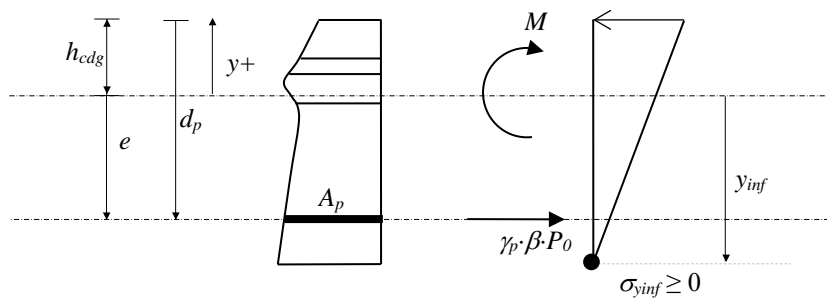


Figura V.4. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 3.a

Planteando el problema con la ecuación general de Navier, y suponiendo que no aparecerán esfuerzos exteriores axiales, tenemos que

$$\sigma_{y_{inf}} = 0 \leq \frac{\gamma_p \beta P_0}{A_c} + y_{inf} \frac{M - (1 - \lambda) \gamma_p \beta P_0 e}{I}$$

Despejando en función de la inversa del área de pretensado se obtiene finalmente

$$\frac{1}{A_p} \geq \frac{\sigma_{p0} \gamma_P \beta \left(\frac{1}{A_c} - \frac{(1-\lambda)e}{I} y_{\text{inf}} \right)}{-\frac{M}{I} y_{\text{inf}}} \quad (\text{V.2.4})$$

En la Condición 3.b, según EC2 [14], para cumplir con el estado de descompresión, todas las partes de las armaduras activas o vainas adherentes estén situadas al menos 25 mm dentro del hormigón sometido a compresión, $\sigma_c \geq 0$. Por tanto, para el estado de cargas en el que se exige el estado de descompresión, no deben de aparecer tracciones en la sección transversal a menos de 25 mm de las armaduras activas o vainas.

Siguiendo el planteamiento realizado para la Condición 3.a, la inecuación correspondiente es la siguiente:

$$\frac{1}{A_p} \geq \frac{\sigma_{p0} \gamma_P \beta \left(\frac{1}{A_c} - \frac{(1-\lambda)e}{I} y_{(e+25\text{mm})} \right)}{-\frac{M}{I} y_{(e+25\text{mm})}} \quad (\text{V.2.5})$$

Como criterio, en este trabajo, por ser más desfavorable, solo se planteará la Condición 3.a.

V.2.2.4. Condición 4

La Condición 4, según EHE-08 [13], para cumplir con el control de apertura de fisura, se impone que la tensión en la fibra más traccionada tenga una tensión inferior a la resistencia a flexotracción del hormigón a 28 días, es decir, $\sigma_c \leq f_{ctm,fl}$.

Los estados de cargas en el momento de evaluación hacen que las pérdidas del pretensado sean las finales, es decir, las instantáneas más las diferidas, por lo que habrá que minorar la fuerza de pretensado inicial por un factor β .

Para esta condición y el planteamiento del problema en el que las acciones exteriores se toman como positivas, la fibra más traccionada de la sección transversal será la posición de la fibra inferior, y_{inf} .

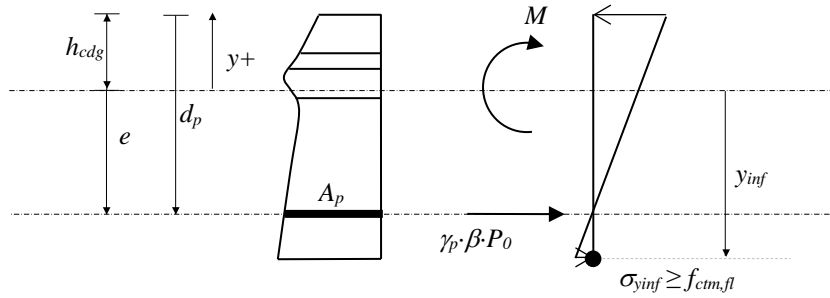


Figura V.5. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 4

Planteando el problema con la ecuación general de Navier, y suponiendo que no aparecerán esfuerzos exteriores axiales, tenemos que

$$\sigma_{y_{inf}} = f_{ctm,fl} \leq \frac{\gamma_p \beta P_0}{A_c} + y_{inf} \frac{M - (1-\lambda) \gamma_p \beta P_0 e}{I}$$

Despejando en función de la inversa del área de pretensado se obtiene finalmente:

$$\frac{1}{A_p} \geq \frac{\sigma_{p0} \gamma_p \beta \left(\frac{1}{A_c} - \frac{(1-\lambda) e}{I} y_{inf} \right)}{f_{ctm,fl} - \frac{M}{I} y_{inf}} \quad (V.2.6)$$

Como ya se ha explicado, se ha de puntualizar que para piezas pretensas y según EHE-08 [13] en los comentarios al artículo 49, para secciones pretensadas con armadura adherente y sin armadura pasiva, de forma simplificada, si el incremento de la tensión en

la armadura activa, debido a la acción de las cargas exteriores, es inferior a 200 MPa, puede suponerse que la abertura de fisura es inferior a 0.2 mm. Esto nos proporciona una forma alternativa de exponer la Condición 4 para cuando se trate de piezas con armadura pretesa.

$$e < \frac{200 \text{ N/mm}^2}{\frac{M_{frec} - M_{pp}}{I} \frac{E_p}{E_c}} \quad (\text{V.2.7})$$

donde M_{frec} y M_{pp} son los momentos solicitantes para las combinaciones de carga frecuente y peso propio respectivamente, y que su diferencia nos dará la acción de las cargas exteriores y, E_p y E_c los módulos de elasticidad del acero activo y el hormigón respectivamente.

V.2.2.5. Condición 5

La Condición 5 impone que la tensión en la fibra más comprimida, no deben de aparecer compresiones superiores al 60% de la resistencia característica a 28 días, es decir, $\sigma_c \leq 0.6f_{ck}$.

Los estados de cargas para el estado de cargas característico, hacen que las pérdidas del pretensado sean las finales, es decir, las instantáneas más las diferidas, por lo que habrá que minorar la fuerza de pretensado inicial por un factor β .

Para esta condición y el planteamiento del problema en el que las acciones exteriores se toman como positivas, la fibra más comprimida de la sección transversal en este caso será la posición de la fibra superior, y_{sup} .

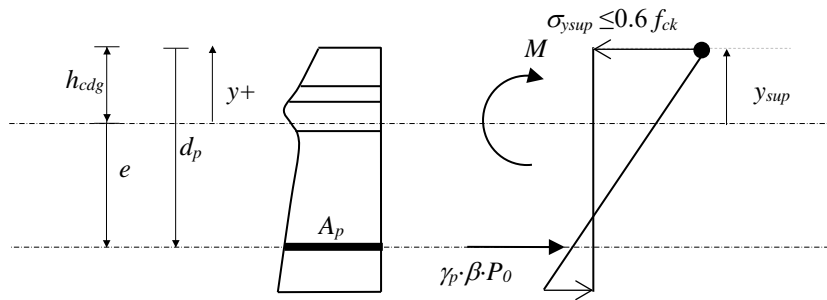


Figura V.6. Estado de cargas en la comprobación de la Condición 5

Planteando el problema con la ecuación general de Navier, y suponiendo que no aparecerán esfuerzos exteriores axiales, tenemos que

$$\sigma_{y\text{sup}} = 0.6f_{ck} \geq \frac{\gamma_p \beta P_0}{A_c} + y_{\text{sup}} \frac{M - (1-\lambda)\gamma_p \beta P_0 e}{I}$$

Despejando en función de la inversa del área de pretensado se obtiene finalmente:

$$\frac{1}{A_p} \geq \frac{\sigma_{p0} \gamma_p \beta \left(\frac{1}{A_c} - \frac{(1-\lambda)e}{I} y_{\text{inf}} \right)}{0.6f_{ck} - \frac{M}{I} y_{\text{inf}}} \quad (\text{V.2.8})$$

V.2.3. Comentarios a los resultados

Las inecuaciones mostradas tienen una representación directa en los conocidos diagramas de Magnel. Estos se muestran en la Figura V.7. En la región válida es donde se situarían las soluciones factibles para el área de pretensado y su posición.

El planteamiento realizado para obtener la representación gráfica es la de una vez fijado una posición de pretensado, $d_p = h_{cdg} + e$, se obtiene el área de acero activo limitante para cada condición y para cada coeficiente γ_p .

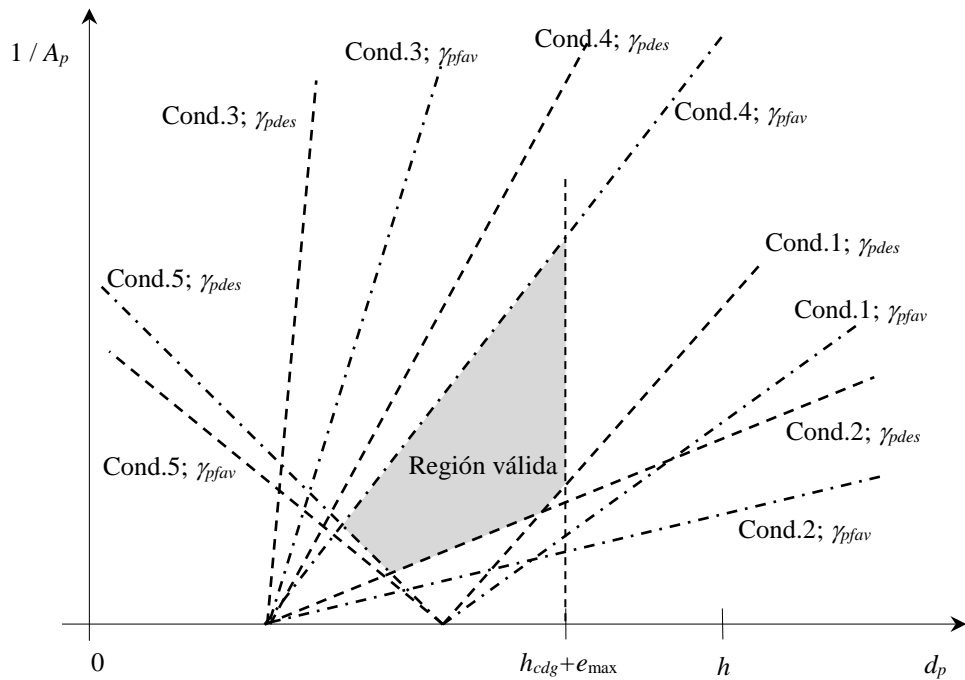


Figura V.7. Diagramas de Magnel expresados en función de la inversa del área de pretensado

Como comentarios a la representación gráfica presentada decir que para las condiciones 1, 2 y 5 el valor de γ_p más limitante es el que se ha de usar para el caso desfavorable, mientras que para las condiciones 3 y 4, el valor de γ_p más limitante es el que se ha de usar para el caso favorable. Estos resultados tiene lógica, dado que para el caso desfavorable, la fuerza de pretensado se mayorará, y por tanto, en el momento de tesado será más desfavorable, y para el caso de carga característica será también desfavorable. Para los casos referentes al estado de descompresión y el control de apertura de fisura, es lógico pensar que el pretensado ayudará a cumplir las condiciones y por tanto, considerarlo minorado como efecto favorable.

Como se muestra en la representación gráfica, los valores de las soluciones factibles para áreas de pretensado menores, quedan limitados por las condiciones 3 y 4. Mientras que

las condiciones 1, 2 y 5 limitan valores de armadura activa mayores, por los que dan soluciones factibles más costosas.

Por la metodología utilizada, basada en la ecuación de Navier ((V.2.1)), solo se ha considerado la sección de hormigón para determinar el área y la inercia, la ecuación lleva implícito que los materiales van a ser lineales y si asociásemos por compatibilidad de las tensiones a las deformaciones necesarias, tendríamos valores muy superiores a los de la rotura del hormigón.

Otra de las deficiencias encontradas con esta metodología tradicional, es que no se tiene en cuenta la posible presencia de armadura pasiva en la sección de la pieza de hormigón pretensado. En principio, por tanto, esta metodología solo sería válida para elementos pretensos, en los que no habría presencia de acero pasivo.

V.3. Planteamiento de las soluciones factibles de la sección transversal con todos sus armados

Tras obtener los criterios según los diagramas de Magnel, se plantea el solucionar el problema incluyendo la armadura pasiva dispuesta en la sección de hormigón, además de la armadura activa que se intenta dimensionar.

Además, se intentarán solucionar las deficiencias encontradas en la metodología tradicional como tener en cuenta la sección fisurada en los casos en los que se pueda dar.

Como se vio en el apartado V.2.3. las condiciones limitantes para áreas de armadura activa menores son las que controlan el estado de descompresión y el de control de abertura de fisura.

V.3.1. Hipótesis básicas

En el Anejo 8 EHE-08 [13] se adoptan una serie de hipótesis a usar para el cálculo de secciones en servicio con fisuración. Estas hipótesis son:

- El plano de deformaciones se mantiene plano después de la deformación (Hipótesis de las secciones Planas).
- Adherencia perfecta entre el hormigón y el acero.

- Comportamiento lineal para el hormigón comprimido, $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$. Con E_c el módulo de elasticidad del hormigón.
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.
- Comportamiento lineal para los aceros, tanto en tracción como en compresión (E_s , módulo de elasticidad del acero).

Partiendo de estas hipótesis básicas, se plantea el principio de compatibilidad a través de un modelo de deformaciones. Como se mencionó en el apartado III.2.3. a través de dos datos se puede definir el estado de deformaciones que tiene la sección, y por tanto, como se ha visto en los apartados anteriores, la evaluación de las tensiones se realiza siempre mirando la tensión en la fibra más comprimida o en la menos traccionada (fibra superior y fibra inferior).

Por tanto, se plantea como sería la expresión matemática de la deformación de una fibra cualquiera de la sección transversal en función de la deformación superior e inferior. Esta expresión viene dada por:

$$\varepsilon(y) = \varepsilon(y_{\text{inf}}) + \frac{\varepsilon(y_{\text{sup}}) - \varepsilon(y_{\text{inf}})}{y_{\text{sup}} - y_{\text{inf}}}(y - y_{\text{inf}}) \quad (\text{V.3.1})$$

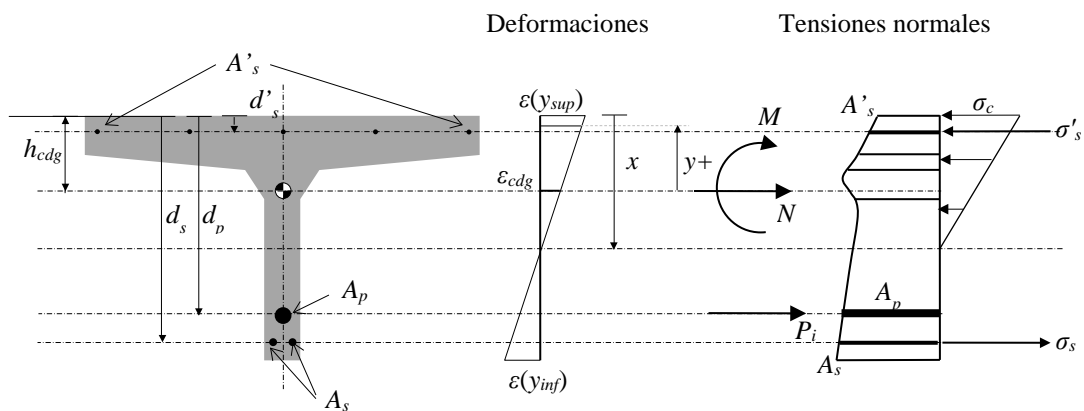


Figura V.8. Planteamiento del problema considerando todas las armaduras

Como se ha enunciado en las hipótesis anteriores, se consideraran los materiales lineales, pero con la particularidad de que se restará la contribución del hormigón en las áreas correspondientes a las fibras con presencia de acero pasivo.

V.3.2. Planteamiento del problema en función de las condiciones en deformaciones

Las condiciones de la 1 a la 5 explicadas en el apartado V.2.2. Están expresadas en función de unas tensiones de control que se han de cumplir. Al plantear la compatibilidad para tener en cuenta las armaduras activas, hay que expresar estas limitaciones en función de una deformación de la fibra superior o inferior.

Por tanto, las condiciones se expresaran:

- Condición 1: Se limita la tensión en la fibra superior a no inferior a cero, $\sigma_c \geq 0$, por tanto, en deformaciones se tendrá que la fibra superior tendrá que cumplir que $\varepsilon_c \geq 0$.
- Condición 2: Se limita la tensión de compresión en la fibra inferior de la sección no superior $0.6f_{ci}$, siendo f_{ci} la resistencia del hormigón a la edad i considerada. Por tanto, expresado en deformaciones, la fibra inferior no podrá tener una deformación superior a $\varepsilon_c \leq 0.6f_{ci} / E_c(t_i)$.
- Condición 3: Se limita la tensión en la fibra inferior a no inferior a cero, $\sigma_c \geq 0$, por tanto, en deformaciones se tendrá que la fibra inferior tendrá que cumplir que $\varepsilon_c \geq 0$.
- Condición 4: Se limita la tracción en la fibra inferior a la resistencia a la flexotracción del hormigón a 28 días. Por tanto, expresado en deformaciones se ha de cumplir que $\varepsilon_c \leq f_{ctm,fl} / E_c$.
- Condición 5: Se limita la tensión de compresión en la fibra superior de la sección no superior $0.6f_{ck}$, siendo f_{ck} la resistencia característica del hormigón a 28 días. Por tanto, expresado en deformaciones, la fibra inferior no podrá tener una deformación superior a $\varepsilon_c \leq 0.6f_{ck} / E_c$.

Por tanto, para obtener los valores de posición de pretensado y cantidad de armadura activa, se pueden realizar comprobaciones similares a las del apartado V.2.2. pero aplicando compatibilidad y las siguientes ecuaciones de equilibrio:

- Equilibrio de Fuerzas

$$\sum F = 0$$

$$\int \sigma_c \left(\varepsilon \left(y, \varepsilon_{\text{sup}}, \varepsilon_{\text{inf}} \right) \right) dy + A_s \sigma_s \left(\varepsilon \left(y_{ds}, \varepsilon_{\text{sup}}, \varepsilon_{\text{inf}} \right) \right) + A'_s \sigma_s \left(\varepsilon \left(y_{d's}, \varepsilon_{\text{sup}}, \varepsilon_{\text{inf}} \right) \right) = \gamma_p \chi P_0 \quad (\text{V.3.2})$$

- Equilibrio de momentos

$$\sum M = 0$$

$$\int \sigma_c \left(\varepsilon \left(y, \varepsilon_{\text{sup}}, \varepsilon_{\text{inf}} \right) \right) \cdot b(y) dy + A_s \sigma_s \left(\varepsilon \left(y_{ds}, \varepsilon_{\text{sup}}, \varepsilon_{\text{inf}} \right) \right) \cdot y_{ds} + A'_s \sigma_s \left(\varepsilon \left(y_{d's}, \varepsilon_{\text{sup}}, \varepsilon_{\text{inf}} \right) \right) \cdot y_{d's} = M - (1 - \lambda) e \cdot \gamma_p \chi P_0 \quad (\text{V.3.3})$$

donde $b(y)$ es la anchura de cada fibra de la sección, y_{ds} y $y_{d's}$ las posiciones de la armadura pasiva, λ el factor para tener en cuenta el momento hiperestático de pretensado, e la excentricidad del pretensado y M la acción exterior solicitante. Se expresa la deformación en función de la fibra en evaluación y de las deformaciones superior e inferior. Por las condiciones de la 1 a la 5 se fijara una de las deformaciones de las fibras extremas y se variará la otra para alcanzar el equilibrio. El parámetro χ es un parámetro que puede ser uno de los factores para pérdidas instantáneas o finales, α o β respectivamente.

No hay que olvidar que $A_p = P_0 / \sigma_{p0}$, por tanto, resolviendo el sistema de ecuaciones anterior para cada posición de pretensado, e , y una de las condiciones superior o inferior en deformaciones, se obtienen representaciones numéricas similares a las condiciones de 1 a 5 pero contando con la presencia de armadura pasiva en la sección.

V.4. Conclusiones

En este capítulo se han establecido los criterios en Estado Límite de Servicio, basados en evaluación tensional y de deformaciones, para obtener las soluciones factibles de posición y cantidad de armadura activa, que una sección transversal puede contener, cumpliendo todos los requerimientos impuestos para asegurar la durabilidad.

Se han establecido los criterios de comprobación están basados en la limitación de tensiones y en el control de la abertura de fisura. Finalmente se demuestra según normativa que se puede expresar todo en función de limitaciones de la tensión de tracción y de compresión de la pieza en las fibras más comprimidas y más traccionadas. Estas fibras suelen expresarse como fibra superior e inferior, respectivamente.

A cada una de las limitaciones tensionales se le ha asignado una nomenclatura para que fuese más rápido el expresar que limitación se estaba desarrollando en cada momento. A cada una de estas condiciones se le ha asociado un estado de cargas en función a la clase de exposición ambiental a la que vaya a estar la pieza a dimensionar en función de la normativa nacional y europea seguida a lo largo de esta tesis.

Se han planteado las inecuaciones de cada una de las condiciones expuestas de manera que se puedan representar en una recta donde la inversa de la cantidad de armadura activa sea función de la posición del pretensado en la sección transversal.

Representando todas las inecuaciones asociadas a las condiciones a satisfacer por el acero activo en función de su posición en la sección transversal, se puede mostrar una región de soluciones válidas que cumplirían todas las limitaciones. Una selección de valores discretos dentro de ese subespacio será el conjunto de soluciones factibles.

Finalmente, se ha planteado la imposición de las limitaciones pero en función de las deformaciones, y así por compatibilidad, poder incluir la presencia de armadura pasiva en los cálculos.

CAPÍTULO VI: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO OPTIMIZADO EN SECCIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO A FLEXIÓN

VI.1. Introducción

Para secciones de hormigón pretensado, una vez explicados los criterios de comprobación tradicional o diagramas de Magnel, así como los criterios de comprobación teniendo en cuenta la presencia de armado pasivo, y presentadas las consideraciones relativas al dimensionamiento en rotura de secciones en flexión, así como los diagramas RSD con la inclusión de las variables A_p y d_p , en este apartado se expone el procedimiento para encontrar la solución más optimizada dentro de un conjunto de posibles soluciones de A_p , área de pretensado, y d_p , posición del pretensado. La Figura VI.1 presenta esquemáticamente procedimiento que aparece en [8], y en el que nos basaremos a lo largo de este capítulo.

Conocidas la geometría del elemento, las acciones a las que se ve sometido el mismo y las características del hormigón de la sección, el “diagrama de Magnel” puede construirse mediante la representación gráfica de las inequaciones presentadas en el Capítulo V.

En el planteamiento propuesto en [8], dado que los cordones de armadura activa se comercializan con áreas nominales concretas, la región válida del diagrama de Magnel, que cumple todas las condiciones, se reducirá a pares de valores $A_p - d_p$ discretos, es decir, puntos. Así pues, definido un conjunto de valores $A_p - d_p$ relativos a un área nominal de armadura activa, A_{pnom} , y a un paso determinado para el valor de la posición de la armadura activa, d_{pstep} , se seleccionan aquellos puntos que se encuentran dentro de la región válida de Magnel.

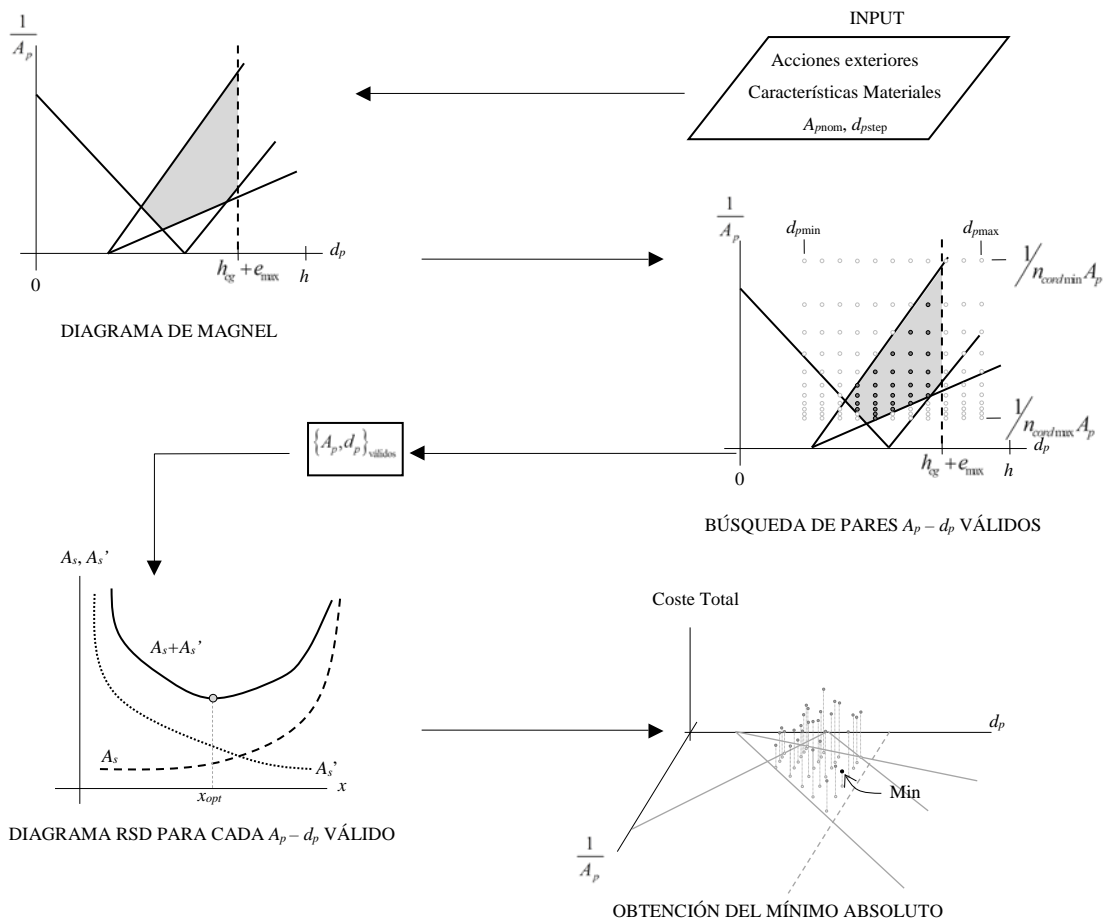


Figura VI.1. Esquema del procedimiento optimizado de diseño, basado en [8]

La metodología propuesta en [8] es un proceso poco práctico a la hora de abordar un trabajo real, dado que una vez realizada una discretización de posiciones de armadura activa y de cantidad de acero activo (número de cordones) se seleccionan todos los valores que entran dentro de la región válida que cumplen todas las condiciones expuestas en el Capítulo V. En este conjunto de posibles soluciones factibles para acero pretensado y su posición, aparecen valores poco realistas como cantidades de acero pasivo tendiendo a infinito o posiciones de pretensado sin mucho que ver con las posibles disposiciones reales en una pieza real (a nadie se le ocurriría disponer una armadura activa cercana al centro de gravedad en el centro de vano de una pieza isostática, sería desaprovechar el material).

Por tanto se propone una metodología más cercana al trabajo habitual del ingeniero calculista de estructuras, que usa la lógica y la experiencia para satisfacer las necesidades del diseño, pero teniendo en cuenta los pasos de la metodología descrita en [8].

Los pasos a seguir en esta metodología lógica de trabajo serán:

- Estudio de las consideraciones iniciales, es decir, variables de problema que viene impuestas o determinadas, pero que no son calculadas por los procedimientos descritos a lo largo de este trabajo.
- Determinación de las soluciones factibles de pretensado, pero para lograrlo hay que plantear el problema en su conjunto proponiendo posibles trazados del pretensado para afinar cada vez más las estimaciones de pérdidas y esfuerzos hiperestáticos de pretensado.
- Uso de los diagramas RSD considerando la presencia de acero activo, para determinar la cantidad de armado pasivo adicional a tener en cuenta para satisfacer la seguridad estructural en el Estado Límite Último de flexión. Estos diagramas se calcularán para todas las soluciones factibles de pretensado consideradas.
- Determinación de la solución más óptima del conjunto propuesto. A través de la función objetivo, se considerará la solución “óptima” la que menor coste total presente, teniendo en cuenta en el mismo las consideraciones ambientales y económicas.

Dentro del método de los *Key Points*, el estudio de las consideraciones iniciales, se trataría de parámetros de diseño (*KDP*) iniciales a nuestro problema de optimización. Asumiendo estos valores y a través de los procedimientos descritos como criterios de Magnel y diagramas RSD, *KDP* de proceso, se llegarán a los indicadores de prestaciones (*KPI*) para finalmente obtener los valores de la función objetivo a través de los valores de decisión (*DV*).

Por tanto, el procedimiento propuesto se trata de una optimización basada en el descubrimiento de los mejores valores de un conjunto de soluciones de pretensado seleccionadas dentro de las que cumplen las condiciones tensionales descritas en el Capítulo V. A estas soluciones se les comprueba su comportamiento en el estado de rotura, y se comprueba cuanta armadura pasiva necesitan adicional a la cuantía mínima geométrica.

La mejor manera de explicar esta metodología es mostrando un ejemplo práctico conforme se explican los distintos pasos consideraciones a tener en cuenta. Por eso, a lo largo de este capítulo se irá realizando una demostración del proceso de diseño de una pieza de hormigón postesado con un trazado de cables que se considerará parabólico.

VI.2. Estudio de las consideraciones iniciales

El primer paso al enfrentarse al proceso de diseño de la armadura de una pieza de hormigón pretensado es el estudio de las consideraciones iniciales, es decir, conocer y determinar:

- Geometría y sección transversal de la pieza a dimensionar.
- Acciones y condiciones de contorno.
- Condiciones ambientales para las que se diseña.
- Propiedades del hormigón a 28 días y en el momento de la transferencia.
- Propiedades del acero pasivo y del acero activo.

Con la geometría de la pieza, las acciones y las condiciones de contorno, se puede realizar un modelo numérico y obtener los esfuerzos debidos a las sollicitaciones exteriores que ha de soportar la pieza.

Conocida la sección transversal, se puede determinar el centro de gravedad, el momento de inercia en el eje fuerte, el perímetro expuesto al exterior, etc.

Una vez determinadas las propiedades de los materiales y la sección transversal, se pueden estimar los valores de retracción y fluencia que puede generarse en la pieza de hormigón pretensado.

Y conocida la sección transversal se puede calcular el área mínima geométrica para la cara de tracción y la de compresión según EHE-08 [13].

Teniendo en cuenta todo lo anterior, se plantea el siguiente ejemplo. Sea una pieza de 39.60 metros entre apoyos exteriores, con dos vanos de una luz de 19.80 metros cada uno, como se describe en la Figura VI.2. Se desea realizar un dimensionamiento

optimizado de la armadura activa y pasiva en las secciones A, B y C, a partir de criterios lógicos de trazado.

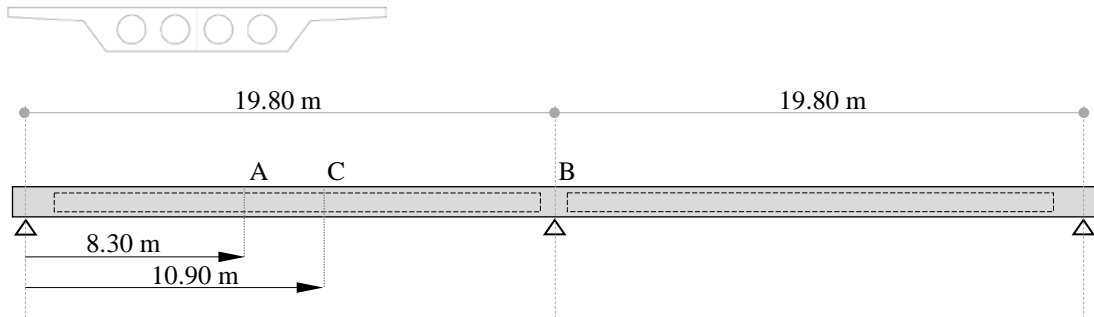


Figura VI.2. Ejemplo. Geometría y condiciones de contorno del problema

La sección transversal se trata de una sección con cuatro aligeramientos que queda definida por la Figura VI.3. Observando la sección transversal claramente se puede observar que está pensada para que alberque cinco familias de pretensado, una por cada hueco entre aligeramientos (y por tanto una de ellas va a estar centrada en el eje de la pieza) y dos exteriores entre los aligeramientos extremos y la superficie expuesta del paramento derecho e izquierdo.

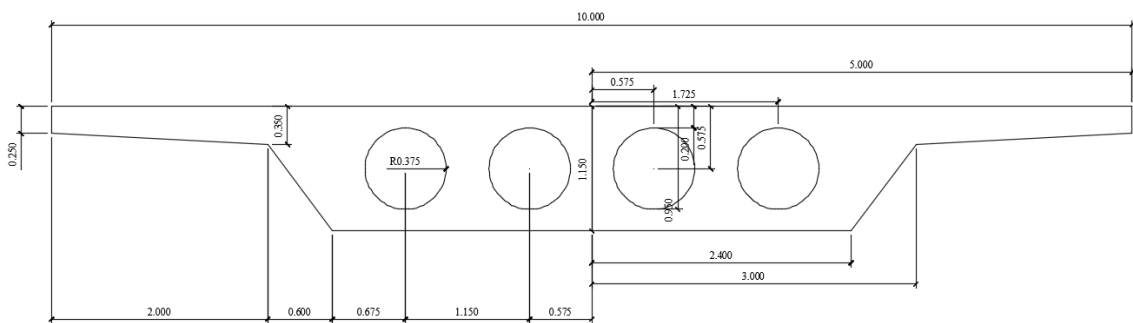


Figura VI.3. Ejemplo. Sección transversal de la pieza aligerada de hormigón pretensado.
Unidades: [m]

Las condiciones ambientales para las que se va a plantear el diseño son para una clase XC2 o bien Iia, según EC2 [14] o EHE-08 [13] respectivamente. Por lo que las condiciones a satisfacer para determinar la cantidad y posición del acero activo y los estados de cargas asociados serían de estado de cargas en transferencia para las condiciones 1 y 2, el estado de cargas cuasipermanente para la condición 3, el estado de

cargas frecuente para la condición 4 y el estado de cargas característico para la condición 5.

La resistencia característica del hormigón a 28 días, será de $f_{ck} = 40$ MPa, mientras que la resistencia en el momento del tesado será de $f_{ci} = 30$ MPa. Conocidos estos valores, se podrán conocer el resto de propiedades como el módulo elástico, o la resistencia a la flexotracción a través de las formulaciones descritas en el Capítulo IV.

El acero pasivo estará constituido por barras de acero B-500-S, con un límite elástico $f_y = 500$ MPa y un Módulo de elasticidad de 200.000 MPa. Los recubrimientos mecánicos considerados para esta armadura serán de 5 cm desde la superficie exterior de la sección.

El acero activo estará formado por cordones Y-1860-S7 que se tesarán por uno de los extremos. La tensión máxima a tracción del cable, f_{max} , será de 1860 MPa, y el módulo de elasticidad del acero activo $E_p = 190.000$ MPa. Conocidas las propiedades del acero activo se podrá definir la tensión y deformación máximas en el momento de tesado, que tan importantes son en este trabajo para relacionar la fuerza de tesado con la armadura activa asociada.

Los esfuerzos en cada uno de las secciones planteadas quedan recogidos en la Tabla VI.1:

Tabla VI.1. Momentos flectores en las secciones seleccionadas para cada una de las comprobaciones

Secciones	Momentos flectores para cada comprobación y estado de cargas				
	Condición 1 y 2 $M_{Transferencia}$ [kNm]	Condición 3 $M_{cuasipermanente}$ [kNm]	Condición 4 $M_{frecuente}$ [kNm]	Condición 5 $M_{característica}$ [kNm]	ELU Flexión M_d [kNm]
A	4051.22	6053.57	12656.69	21071.63	28701.67
B	-7152.35	-10275.47	-14358.00	-22751.05	-31036.66
C	3171.39	5368.25	11577.44	19483.88	26636.37

Conocida el área de la sección transversal, $A_c = 5.8529$ m², el área mínima de armado pasivo en la cara de tracción será de 0.0164 m² y el área mínima en la cara de compresión de 0.0049 m². Esto equivale a disponer 34 barras ϕ 25 en la capa de tracción y al menos 16 barras ϕ 20 en la capa de compresión.

VI.3. Determinación de soluciones factibles de acero pretensado

Como se ha visto en el Capítulo V, a la hora de determinar la armadura activa y su posición en la sección transversal, hay que comprobar que los estados de tensión, o deformación, asociados a cada una de las condiciones y hacer que la armadura activa y su posición no superen ciertos límites.

En este apartado se llevarán a cabo la imposición de las condiciones explicadas en el Capítulo V para determinar el armado activo y su posición con o sin la presencia de armadura pasiva en la sección transversal.

Hay que decir, que en este proceso es necesario realizar varias iteraciones para predimensionar las posibles soluciones factibles de armadura activa, comprobar los esfuerzos de pretensado que impone en la pieza, y volver a comprobar para ir decidiendo el trazado que llevará el cable. En este proceso se considerarán las características brutas de la sección a efectos de cálculo. Además, se considera válida la hipótesis de la proporcionalidad a lo largo del tiempo entre momentos isostáticos e hiperestáticos provocados por efecto de la armadura activa, aunque se habrán de calcular, dado que en cada sección este factor de proporcionalidad será distinto.

Una vez realizado el predimensionamiento y se haya seleccionado un rango de valores que llamaremos soluciones factibles, se tantearán trazados con los que se evaluarán los momentos hiperestáticos y las pérdidas para cada una de esas soluciones factibles.

Volviendo a la resolución del ejemplo, en vez de ir explicar el proceso iterativo paso por paso para determinar el conjunto de soluciones factibles, se opta por explicar en paralelo los resultados que aparecen a partir de valores estimados para conocer la fuerza de pretensado tras pérdidas instantáneas, α , tras pérdidas diferidas, β , y factor de proporcionalidad entre momentos isostáticos e hiperestáticos, λ , respecto a los resultados una vez calculados estos parámetros.

Con los resultados del predimensionamiento y la experiencia a la hora de decidir por donde es más eficiente que pase el trazado de los cables de pretensado, se propone que las cinco familias de cables tengan el trazado a lo largo de la pieza que se muestra en la Figura VI.4.

Con este trazado parabólico se aseguran máximas excentricidades del trazado en las posiciones de máximas solicitaciones (puntos A y B) y un trazado coherente a lo largo del resto de la pieza.

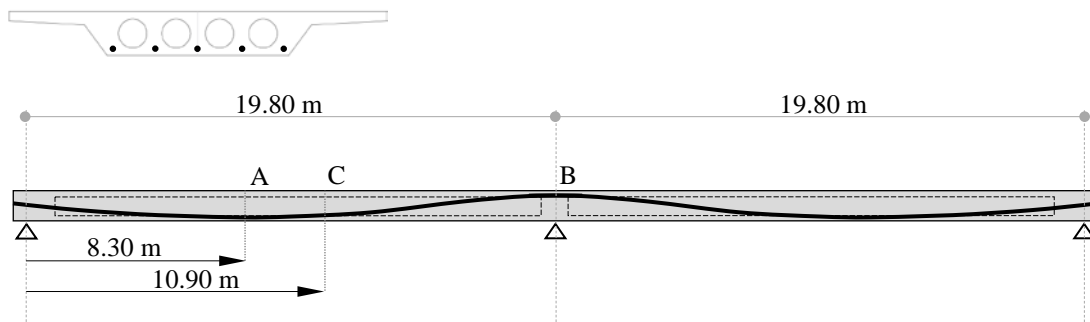


Figura VI.4. Ejemplo. Trazado de los cables de pretensado

Se ha determinado que la posición del trazado del cable en el punto A estará a 0.17 metros del borde más bajo de pieza, por tanto, en la sección A el valor de d_p será de 0.98 metros, medido desde la fibra superior.

Para la sección en el punto B, la posición del trazado respecto de la fibra superior es de 0.20 metros, y al tratarse de una sección en el apoyo, los momentos serán negativos y por tanto d_p se medirá desde la fibra inferior, con un valor en este caso de 0.95 metros.

En la sección C, será una sección donde aparecen momentos positivos, la distancia del cable de pretensado a la fibra exterior es de 0.24 metros y por tanto d_p será de 0.91 metros.

Dada la complejidad del problema, tras varios predimensionamientos se ha optado por solo plantear un conjunto de tres soluciones factibles de áreas de acero pretensado en las posiciones descritas para los puntos A, B y C.

- 5 familias de 20 cables de área unitaria (140 mm^2), con la nomenclatura $5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$ con un área de pretensado total de 0.0140 m^2 .
- 5 familias de 25 cables de área unitaria (140 mm^2), con la nomenclatura $5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$ con un área de pretensado total de 0.0175 m^2 .
- 5 familias de 30 cables de área unitaria (140 mm^2), con la nomenclatura $5 \cdot 30 \cdot A_{p,u}$ con un área de pretensado total de 0.0210 m^2 .

Una vez conocido el trazado y unos valores del área de pretensado para cada solución factible, se pueden calcular las pérdidas instantáneas y diferidas, así como los esfuerzos provocados por el pretensado, siendo estos la suma de la componente isostática y de la

componente hiperestática. Los valores de α , β y λ , estimados y calculados para el problema propuesto se muestran en la Tabla VI.2.

Tabla VI.2. Valores estimados y calculados de α , β y λ

	Sección	Factor α	Factor β	Factor λ
Valores estimados	Todas las secciones	0.9	0.8	0.20
Valores calculados por cada sección	A	0.9214	0.8016	0.1624
	B	0.9056	0.7607	-1.0398
	C	0.9134	0.7901	0.2059

Observando los valores de la Tabla VI.2, se puede decir que los valores referentes a las pérdidas entran dentro de lo esperado. Respecto a los valores del factor λ , decir que por los valores donde los momentos son positivos, este factor reducirá el efecto del pretensado, es decir, que el efecto hiperestático del pretensado se añadirá a las solicitaciones a nivel de sección para cada una de las comprobaciones, mientras que cuando en la zona de apoyo donde los momentos son negativos, el efecto del pretensado es favorable y se restará a las solicitaciones a nivel de sección que aparezcan en cada una de las comprobaciones.

Los momentos hiperestáticos del pretensado final se mostrarán en la Tabla VI.3 para cada una de las soluciones factibles seleccionadas y para las diferentes secciones.

Tabla VI.3. Momentos hiperestáticos para pretensado final por secciones y soluciones factibles seleccionadas

Momento hiperestático para pretensado final [kNm]	$5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$	$5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$	$5 \cdot 30 \cdot A_{p,u}$
A	1288.80	1534.29	1841.14
B	4009.06	4772.69	5727.22
C	1392.22	1657.39	1988.89

Con todos estos valores mostrados en la Tabla VI.1, Tabla VI.2 y Tabla VI.3, se muestran los resultados de cada una de las condiciones tenidas en cuenta para determinar los diagramas de Magnel para los valores estimados y calculados de α , β y λ , y las distintas posiciones de las soluciones factibles seleccionadas en el trazado propuesto.

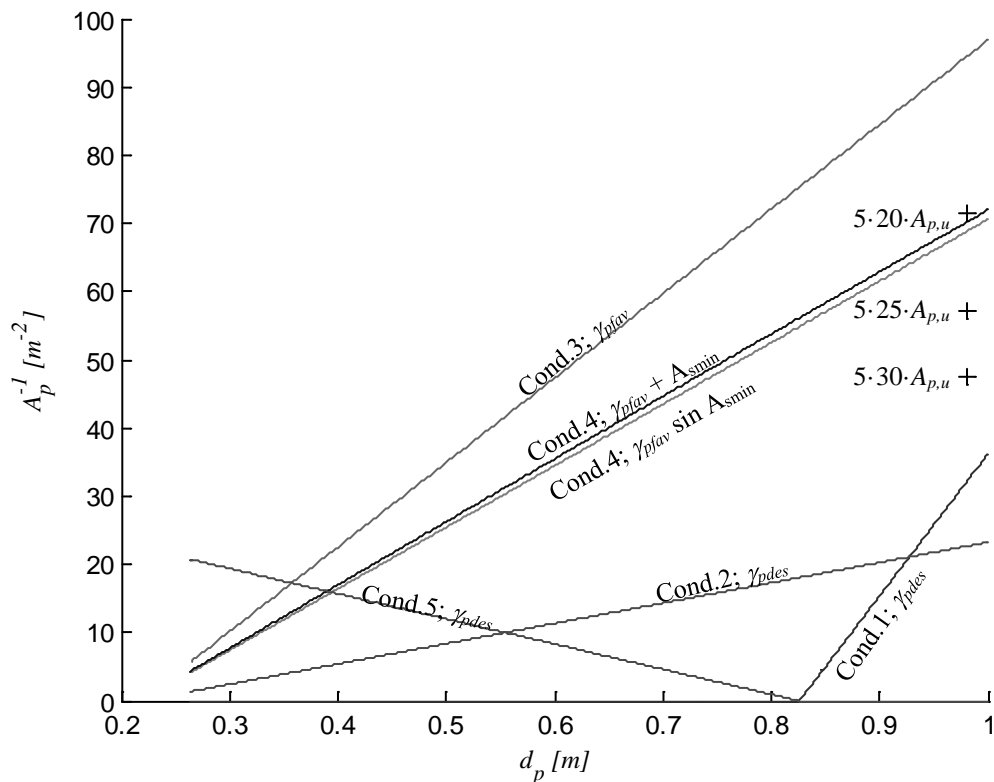


Figura VI.5. Ejemplo. Sección A. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ estimados

Los primeros diagramas mostrados son los correspondientes a la sección A, que sería la sección momentos máximos positivos para los estados de cargas. Estos diagramas de Magnel se pueden observar en la Figura VI.5 y Figura VI.6. En estas imágenes se puede observar como la solución propuesta $5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$ queda fuera de la región válida para los diagramas de Magnel con parámetros estimados, pero que para los parámetros calculados, si está dentro de las soluciones válidas ya que cumple con la Condición 4 (tensión en la fibra a tracción no menor que la resistencia a flexotracción del hormigón) si se tiene en cuenta la presencia de armadura pasiva. Si no se tuviese en cuenta la presencia de la armadura pasiva mínima en la cara de tracción, la solución $5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$ debería de ser descartada del conjunto de soluciones factibles.

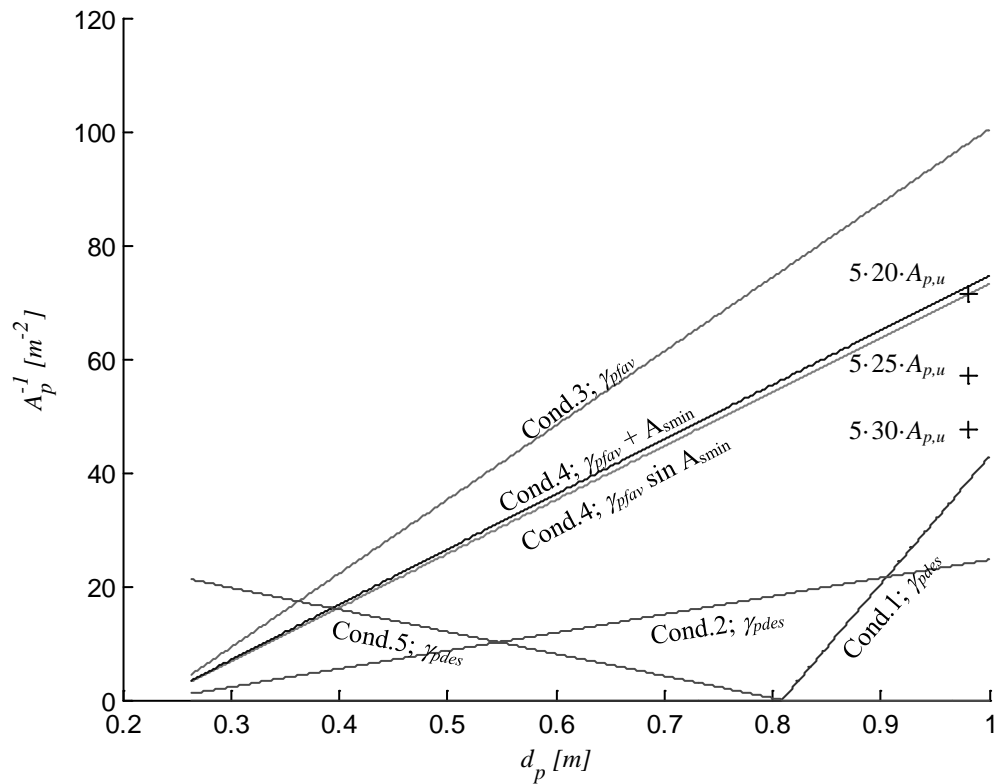


Figura VI.6. Ejemplo. Sección A. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ calculados

Conforme se avanza sobre la pieza, hacia el apoyo intermedio, se pueden estudiar los diagramas de Magnel para la sección C, situada a 10.90 metros del apoyo extremo de la viga. Los diagramas de Magnel para esta sección tanto para valores estimados, como calculados de α , β y λ , se muestran en la Figura VI.7 y la Figura VI.8.

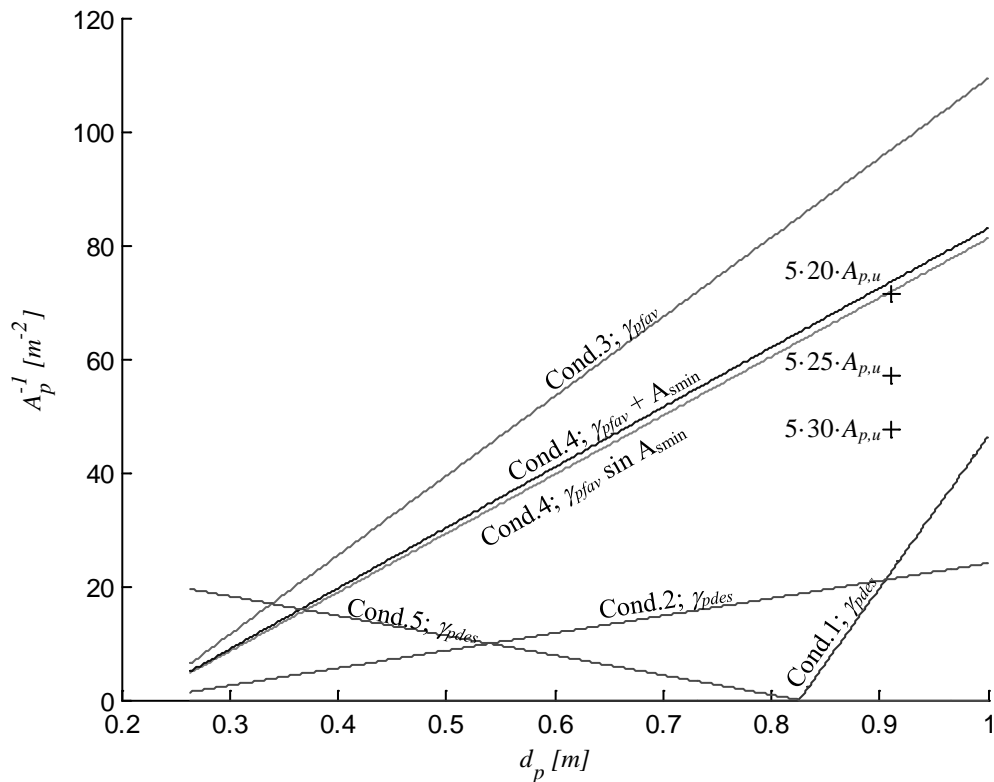


Figura VI.7. Ejemplo. Sección C. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ estimados

Las tres soluciones factibles entran dentro de la región válida, pero hay que señalar aquí la importancia de hacer cálculos iterativo en el proceso de diseño de las piezas de hormigón pretensado, porque en este caso, el tomar valores estimados da una región válida más amplia que la que se comprueba cuando se introducen los parámetros de pérdidas y hiperstaticidad del pretensado calculados.

Como se puede observar en la Figura VI.7, la solución $5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$ propuesta está dentro de la región válida con un cierto margen de holgura, mientras que si se observa con detenimiento la Figura VI.8, esta holgura a desaparecido y la solución entra dentro de la región válida solo porque cumple la Condición 4 contabilizando la armadura pasiva mínima en la cara de tracción.

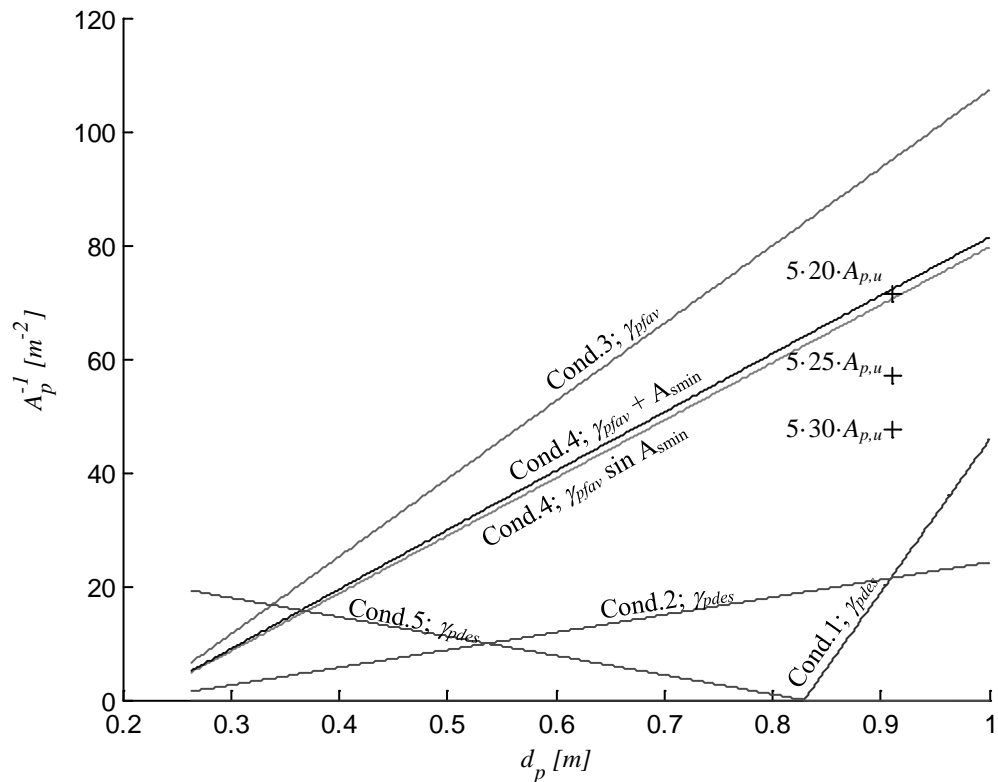


Figura VI.8. Ejemplo. Sección C. Diagramas de Magnel con los parámetros α , β y λ calculados

Finalmente se evalúan los diagramas de Magnel para la sección B, sección justo en el apoyo central de la pieza de hormigón pretensado. Aun sabiendo que en esa zona, la sección no estará aligerada, se asumirá la sección aligerada, dado que será una hipótesis del lado de la seguridad.

En esta sección es donde los esfuerzos hiperestáticos del pretensado son mayores y hacen que las formas y condiciones a satisfacer mostradas en los diagramas de Magnel cambien respecto a los mostrados anteriormente.

El primer cambio que se nota es que la frontera superior de la región válida en los diagramas de Magnel cambia de la Condición 4 (limitación de tensiones de tracción en estado de cargas frecuente) por la Condición 3 (estado de descompresión en estado de cargas cuasipermanentes).

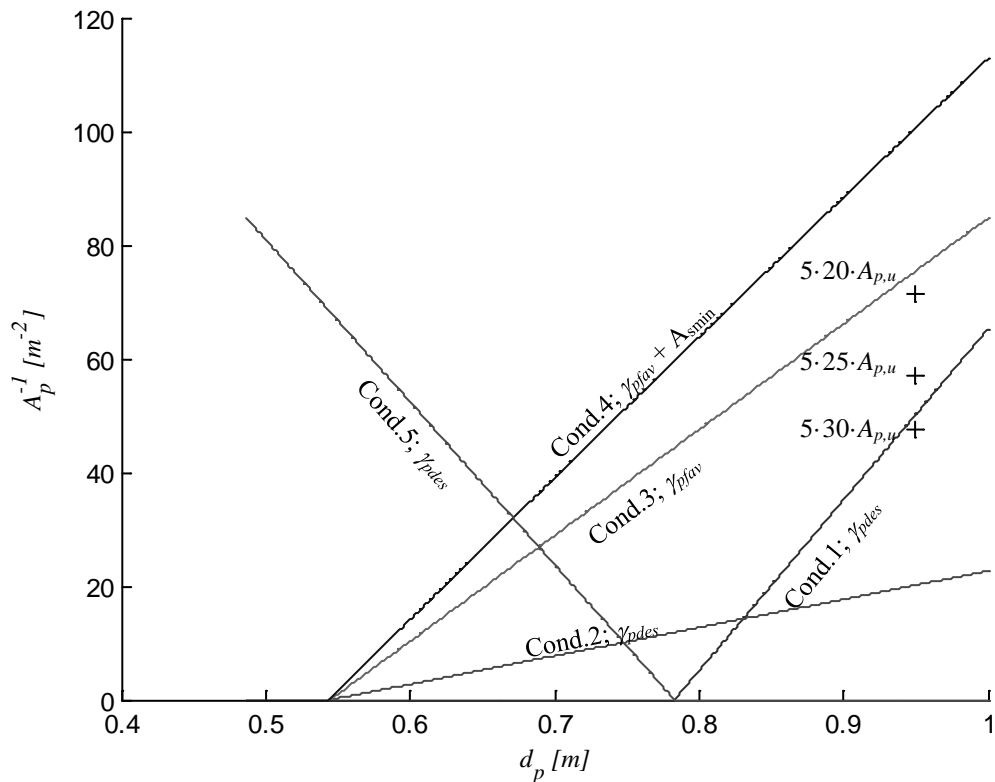


Figura VI.9. Ejemplo. Sección B. Diagramas de Magnel con los parámetros α y β estimados

Observando la Figura VI.9, Figura VI.10, respecto a la diferencia respecto a la Condición 3 en el cálculo con los parámetros estimados y calculados, ocurre igual que en la Sección C, una vez que se analizan con los parámetros calculados, la situación es más restrictiva que con los parámetros estimados.

Como se puede observar, de las tres soluciones factibles, queda eliminada la solución de $5 \cdot 30 \cdot A_{p,u}$ por no cumplir la Condición 1, es decir, que no se cumple la condición de no tracciones en el estado de transferencia de la carga de tesado.

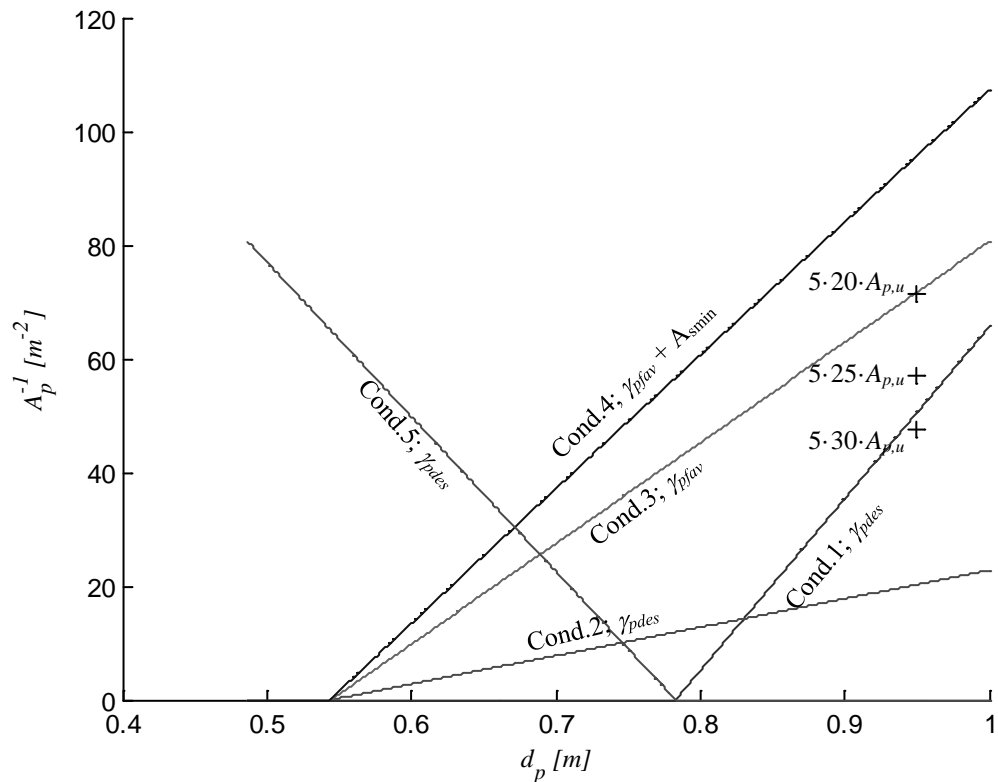


Figura VI.10. Ejemplo. Sección B. Diagramas de Magnel con los parámetros α y β calculados

VI.4. Diagramas RSD considerando el acero pretensado

Como tercera etapa en esta metodología de trabajo se sitúa el cálculo de la armadura pasiva necesaria para asegurar la seguridad estructural frente a estado límite último de flexión. Para ello se llevarán a cabo los diagramas RSD considerando la presencia de acero activo, tal y como se ha explicado en el Capítulo IV.

Una vez que se han definido un conjunto de soluciones factibles de acero activo y su posición en la sección transversal, obtenidas por las mediante hacer cumplir unas condiciones en servicio y representadas mediante los diagramas de Magnel, se calcula por medio de los diagramas RSD que cantidad de acero pasivo ha de añadirse a la sección para que esta tenga suficiente resistencia a rotura en el estado límite último antes sollicitaciones normales.

Volviendo al ejemplo desarrollado a lo largo de este capítulo a modo de explicación de la metodología, las soluciones factibles de armadura activa, que quedaban dentro de la región válida definida por los diagramas de Magnel son:

- $5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$
- $5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$

Para estas dos soluciones factibles, se realizan los diagramas RSD para las tres posiciones consideradas. Los resultados de los mismos quedan recogidos en la siguiente manera:

- Sección A, solución de 5 familias de 20 cables ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$): Figura VI.11, Tabla VI.4 y Tabla VI.5.
- Sección A, solución de 5 familias de 25 cables ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$): Figura VI.12 y la Tabla VI.6.
- Sección C, solución de 5 familias de 20 cables ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$): Figura VI.13, Tabla VI.7 y Tabla VI.8.
- Sección C, solución de 5 familias de 25 cables ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$): Figura VI.14, Figura VI.12 y Tabla VI.9.
- Sección B, solución de 5 familias de 20 cables ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$): Figura VI.15, Tabla VI.10 y Tabla VI.11.
- Sección B, solución de 5 familias de 25 cables ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$): Figura VI.16 y Tabla VI.12.

Se ha de señalar que el efecto de los esfuerzos hiperestáticos provocados por el pretensado (Tabla VI.3) se han tenido en cuenta en el cálculo de los Diagramas RSD considerándolos una carga exterior, y por tanto sumados o restados a los esfuerzos en Estado Límite Último a flexión (Tabla VI.1) según su signo.

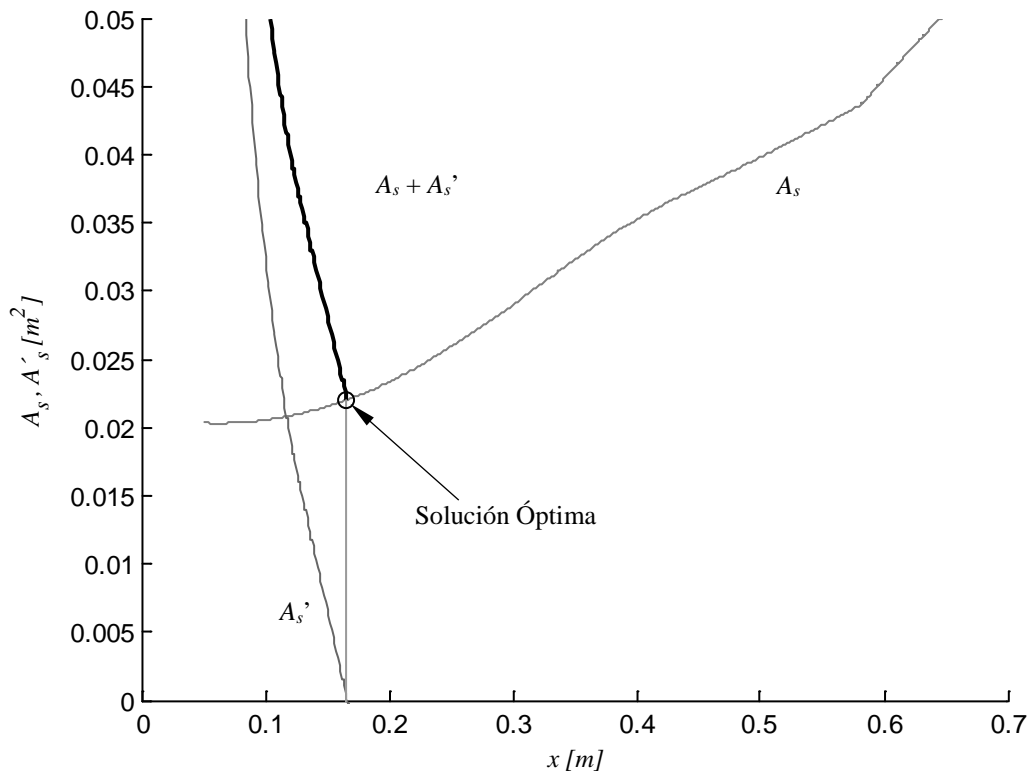


Figura VI.11. Ejemplo. Sección A. Diagrama RSD para un armado activo de 5-20 cables

Tabla VI.4. Ejemplo. Sección A. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5-20 cables. Solución óptima matemáticamente.

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	
100	14000	0.980	0.1660	0.0220	0.0001	0.0221	Armadura total mayor a la mínima. Armadura superior necesaria inferior a la mínima

Tabla VI.5. Ejemplo. Sección A. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5-20 cables teniendo en cuenta la cuantía mínima de armadura superior

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	
100	14000	0.980	0.1540	0.0218	0.0050	0.0268	Se necesita más armadura que la solución óptima

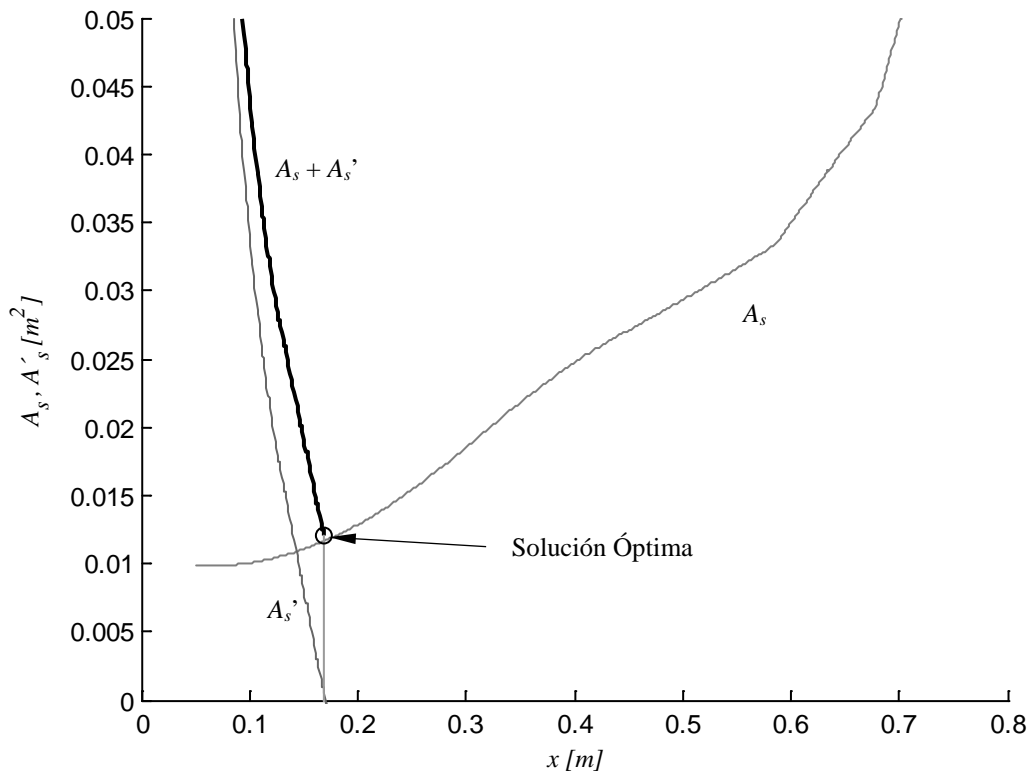


Figura VI.12. Ejemplo. Sección A. Diagrama RSD para un armado activo de 5·25 cables

Tabla VI.6. Ejemplo. Sección A. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·25 cables

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s + A'_s$ [m ²]	
125	17500	0.980	0.1690	0.0116	0.0005	0.0121	Armadura total inferior a la mínima

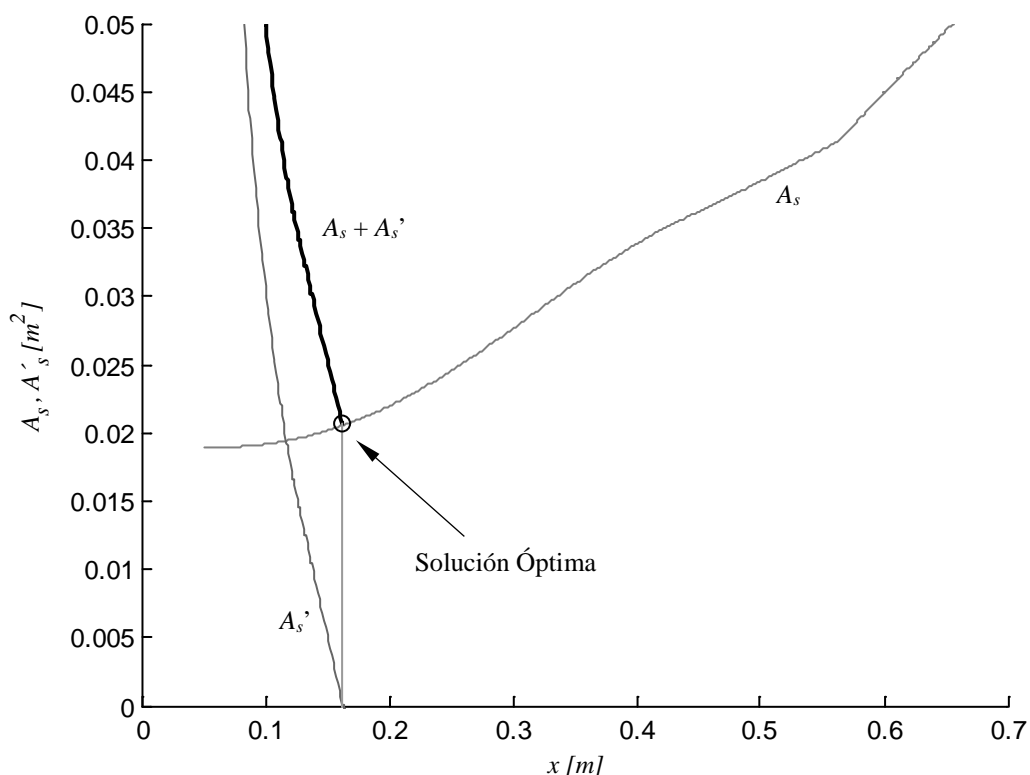


Figura VI.13. Ejemplo. Sección C. Diagrama RSD para un armado activo de 5-20 cables

Tabla VI.7. Ejemplo. Sección C. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5-20 cables. Solución óptima matemáticamente

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	
100	14000	0.910	0.1620	0.0205	0.0002	0.0207	Armadura total mayor a la mínima. Armadura superior necesaria inferior a la mínima

Tabla VI.8. Ejemplo. Sección C. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5-20 cables teniendo en cuenta la cuantía mínima de armadura superior

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	
100	14000	0.980	0.1505	0.0202	0.0050	0.0252	Se necesita más armadura que la solución óptima

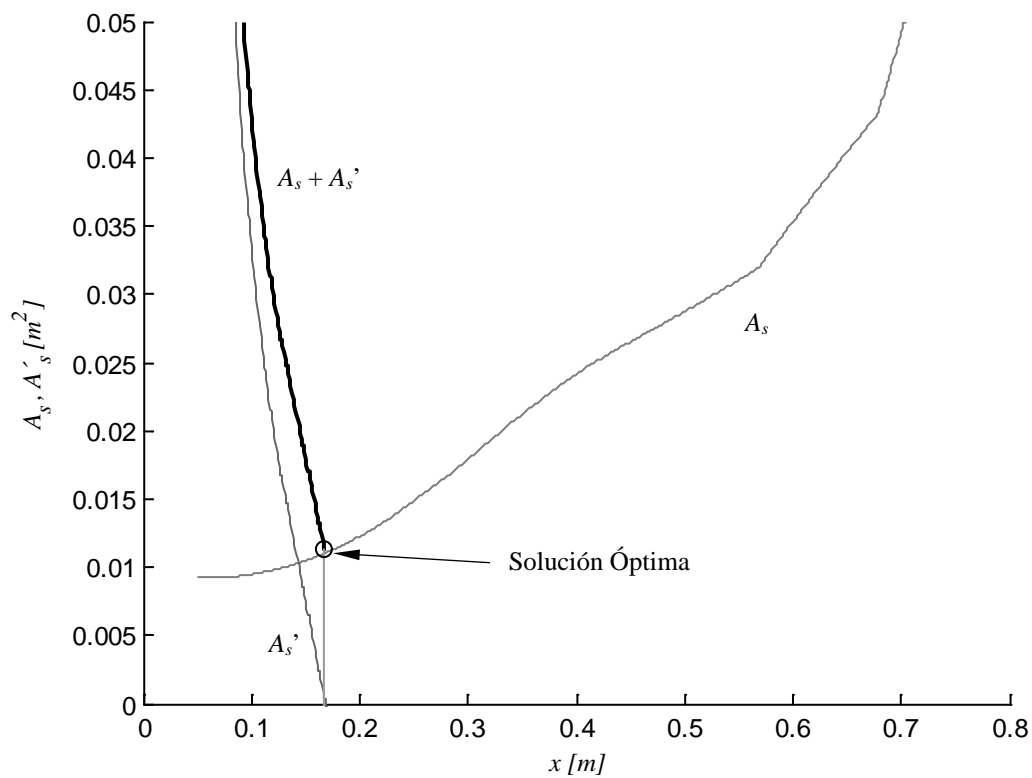


Figura VI.14. Ejemplo. Sección C. Diagrama RSD para un armado activo de 5·25 cables

Tabla VI.9. Ejemplo. Sección C. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·25 cables

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s + A'_s$ [m ²]	
125	17500	0.910	0.1670	0.0110	0.0004	0.0114	Armadura total inferior a la mínima

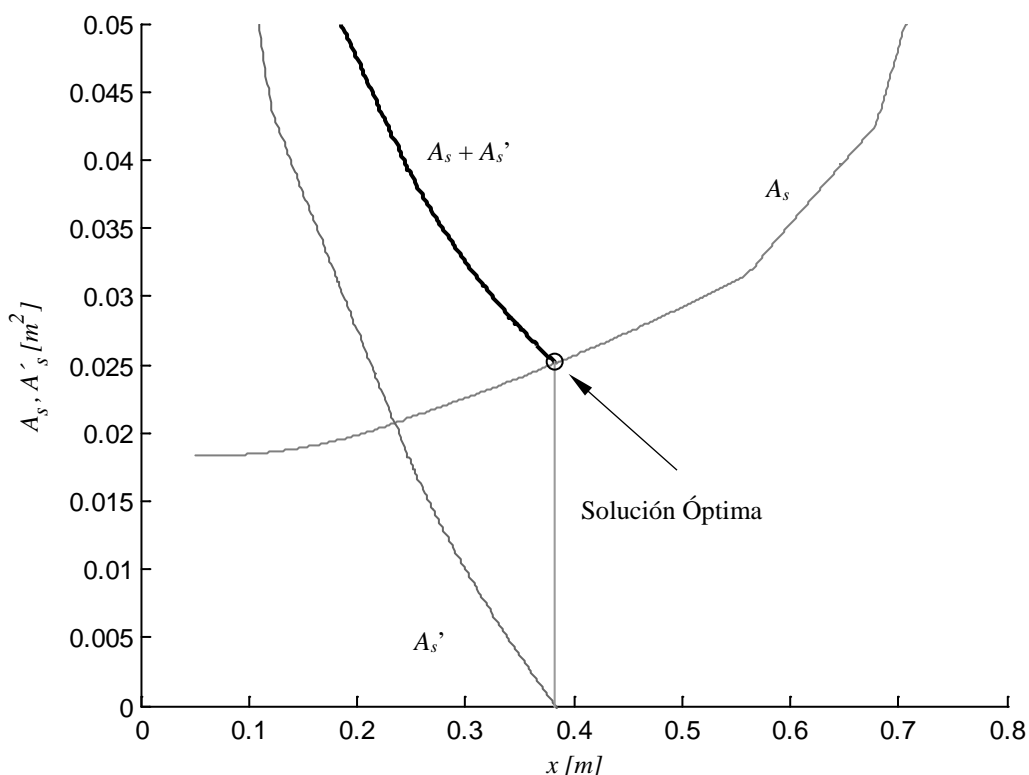


Figura VI.15. Ejemplo. Sección B. Diagrama RSD para un armado activo de 5-20 cables

Tabla VI.10. Ejemplo. Sección B. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5-20 cables. Solución óptima matemáticamente

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	
100	14000	0.910	0.3820	0.0251	0.0001	0.0252	Armadura total mayor a la mínima. Armadura superior necesaria inferior a la mínima

Tabla VI.11. Ejemplo. Sección B. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5-20 cables teniendo en cuenta la cuantía mínima de armadura superior

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	
100	14000	0.980	0.3400	0.0237	0.0049	0.0286	Se necesita más armadura que la solución óptima

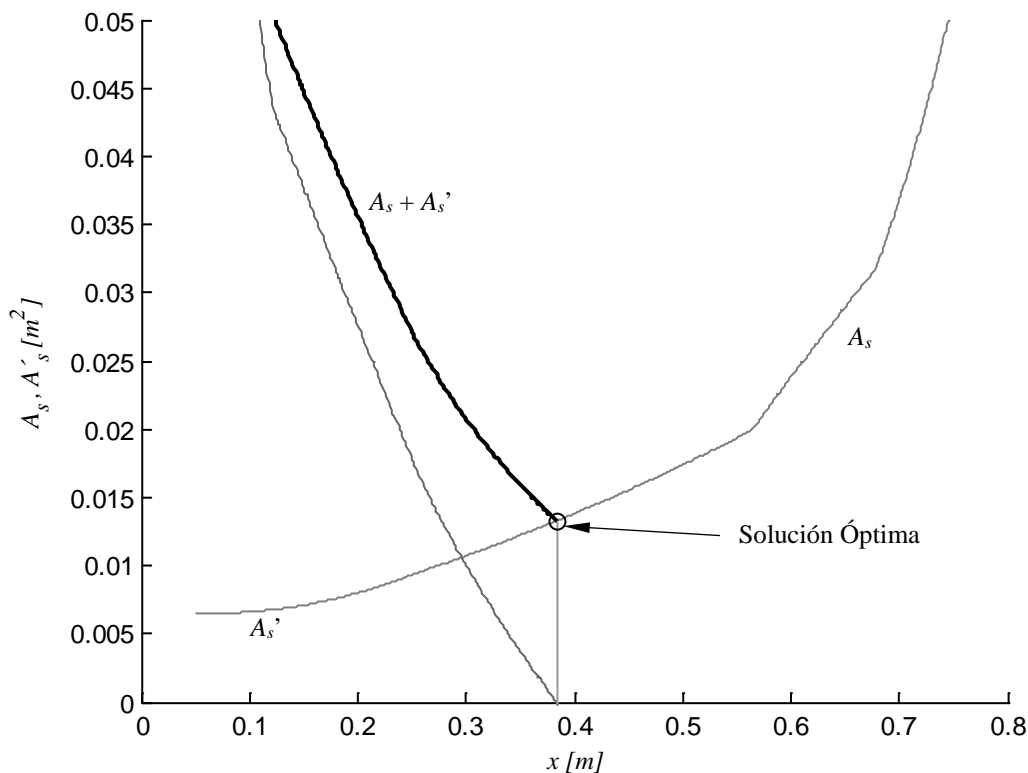


Figura VI.16. Ejemplo. Sección B. Diagrama RSD para un armado activo de 5·25 cables

Tabla VI.12. Ejemplo. Sección B. Resultados de los diagramas RSD para un armado activo de 5·25 cables

Acero Activo			Resultados RSD				Observaciones
Nº de Cables	A_p [mm ²]	d_p [m]	x [m]	A_s [m ²]	A'_s [m ²]	$A_s + A'_s$ [m ²]	
125	17500	0.910	0.3840	0.0133	0.0000	0.0133	Armadura total inferior a la mínima

En la solución propuesta de 5 familias de 25 cables ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$), según los resultados de los diagramas RSD, la armadura que se tiene que disponer es la que viene establecida por cuantías mínimas geométricas, ya que es superior a la que arroja el resultado del diagrama RSD. Para las secciones caracterizadas por momentos positivos (sección A y C) el armado a disponer en la capa de tracción será $34\phi 25$ (0.01669 m^2) y en la cara de compresión $44\phi 12$ (0.0050 m^2). En la sección del apoyo central (sección B) la armadura en la capa traccionada será la misma ($34\phi 25$), pero dadas las características de la sección,

se dispondrá en la capa comprimida de una cuantía equivalente de armadura pero con barras más gruesas y así menos cantidad de barras, se dispondrán $16\phi 20$ (0.0050 m^2). La superficie de armadura pasiva total en la sección transversal es de 0.0217 m^2 .

Para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$), los resultados de los diagramas RSD se obtiene que es necesario disponer de más armadura pasiva que la armadura mínima por cuantías mínimas. También debido a que la solución óptima matemática del diagrama RSD nos indica que la armadura en la cara de compresión de la sección ha de tender a cero, mientras que se exige la disposición de una cuantía mínima geométrica, se ha buscado la solución que cumpliendo estrictamente la seguridad estructural (coeficiente de uso, CU , igual a la unidad), tiene por armadura en la capa de compresión la mínima por cuantía geométrica. De esta forma la armadura a disponer por sección será la siguiente:

- Sección A: la capa de tracción estará formada por $34\phi 25$ (0.01669 m^2) más un refuerzo de $7\phi 32$ (0.00563 m^2), el área total en la capa de tracción 0.0223 m^2 . En la cara de compresión se dispone la cuantía mínima geométrica, $44\phi 12$ (0.0050 m^2). La cantidad total de armadura pasiva es de 0.0273 m^2 .
- Sección C: la capa de tracción estará formada por $34\phi 25$ (0.01669 m^2) más un refuerzo de $5\phi 32$ (0.00402 m^2), el área total en la capa de tracción 0.02071 m^2 . En la cara de compresión se dispone la cuantía mínima geométrica, $44\phi 12$ (0.0050 m^2). La cantidad total de armadura pasiva es de 0.0257 m^2 .
- Sección B: la capa de tracción estará formada por $34\phi 25$ (0.01669 m^2) más un refuerzo de $9\phi 32$ (0.00724 m^2), el área total en la capa de tracción 0.0239 m^2 . En la cara de compresión se dispone la cuantía mínima geométrica, $16\phi 20$ (0.0050 m^2). La cantidad total de armadura pasiva es de 0.0289 m^2 .

VI.5. Determinación de la solución más óptima

Los parámetros indicadores en este trabajo que son las variables sobre las que se puede hacer el ejercicio de optimización son:

- A_p : Área de acero activo para pretensado
- $(A_s+A'_s)$: Área total de acero pasivo

Estos valores son calculados a través de los procedimientos establecidos y definidos en el Capítulo IV y el Capítulo V (*KDP* de procedimientos) y las demás restricciones y particularidades que el diseñador estructural se pueda encontrar (*KDP*).

Una vez determinados el área de acero activo y de acero pasivo para un conjunto de soluciones factibles, se ha de poder cuantificar a partir de una función objetivo, un valor en el cual comparar una solución con otra y así obtener el valor que menor índice de la función objetivo tenga. Este procedimiento y definición de la función objetivo fue llevado a cabo en el apartado II.4.4. y aquí solo recordamos el significado de las variables que intervienen.

La función objetivo con la que se pretende presentar la minimización del coste total (*CT*) estará compuesta la suma ponderada del coste ambiental (*CA*) y del coste económico (*CE*).

Los factores de ponderación para sumar los costes ambientales de los costes económicos, son valores de decisión subjetivos que podrán ser marcados arbitrariamente por el decisor. Estos valores de decisión subjetivos se han nombrado como DM_a para el valor de decisión multicriterio para los costes ambientales y DM_e para el valor de decisión multicriterio para los costes económicos.

Los costes unitarios ambientales y económicos serán valores de decisión objetivos, ya que son provenientes de cálculos pormenorizados. En este trabajo se han tomado como valores de decisión objetivos los costes ambientales para acero activo (C_{ap}) y para acero pasivo (C_{as}) y los costes económicos para acero activo (C_{ep}) y para acero pasivo (C_{es}). Estos valores quedan reflejados en la Tabla VI.13.

Una vez refrescados estos conceptos y siguiendo las formulaciones explicadas en el Capítulo II, se realizan los cálculos de los diferentes costes y del coste total para las soluciones obtenidas en el ejemplo que se desarrolla a lo largo de todo este capítulo.

Tabla VI.13. Costes económicos y ambientales unitarios para acero pasivo B-500-S y acero activo Y-1860-7

Costes unitarios	Coste Económico €/kg	Coste ambiental Emisiones de kg CO ₂ /kg	Coste Económico €/m ²	Coste ambiental Emisiones de kg CO ₂ /m ²
Acero pasivo B-500-S	1.16	3.03	9106.00	23785.50
Acero activo Y-1860-S7	3.40	5.64	26690.00	44274.00

Tabla VI.14. Costes económicos por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado (5·20·A_{p,u})

	A _p [m ²]	A _s +A' _s [m ²]	C _{ep}	C _{es}	CE
A	0.0140	0.0273	373.66	248.59	622.25
B	0.0140	0.0289	373.66	263.16	636.82
C	0.0140	0.0257	373.66	234.02	607.68

Tabla VI.15. Costes económicos por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado (5·25·A_{p,u})

	A _p [m ²]	A _s +A' _s [m ²]	C _{ep}	C _{es}	CE
A	0.0175	0.0217	467.08	197.60	664.68
B	0.0175	0.0217	467.08	197.60	664.68
C	0.0175	0.0217	467.08	197.60	664.68

Tabla VI.16. Costes ambientales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado (5·20·A_{p,u})

	A _p [m ²]	A _s +A' _s [m ²]	C _{ap}	C _{as}	CA
A	0.0140	0.0273	619.84	649.34	1269.18
B	0.0140	0.0289	619.84	687.40	1307.24
C	0.0140	0.0257	619.84	611.29	1231.12

Tabla VI.17. Costes ambientales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado (5·25·A_{p,u})

	A _p [m ²]	A _s +A' _s [m ²]	C _{ap}	C _{as}	CA
A	0.0175	0.0217	774.80	516.15	1290.94
B	0.0175	0.0217	774.80	516.15	1290.94
C	0.0175	0.0217	774.80	516.15	1290.94

En la Tabla VI.14, Tabla VI.13 y Tabla VI.15 se muestran los resultados de los costes económicos para las dos posibles soluciones planteadas, y como observando los resultados, la solución más “óptima” económicamente es la solución propuesta para 5 familias de 20 cables de pretensado cada una. Al tener un mayor costo económico el acero activo que el pasivo, hace que las soluciones con más cantidad de armadura activa sean menos óptimas.

En la Tabla VI.16 y Tabla VI.17 se presentan los resultados de los costes ambientales para las soluciones factibles planteadas. Al igual que en el caso de los costes económicos, la solución con menor cantidad de armado activo, tiende a ser la más óptima para la pieza en su conjunto. No obstante, para la sección transversal B (sección en el apoyo central), la solución con menor cantidad de armado activo tiene un coste ambiental más alto que la que mayor acero activo presenta. Esto es debido a que la diferencia entre los costos ambientales no es tan grande que los costos económicos, entre el acero activo y el acero pasivo. Respecto al coste económico, el coste unitario del acero pasivo es del orden al 40% del acero activo, mientras que en el coste ambiental es del 60%.

Tabla VI.18. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 70/30

	A_p [m ²]	$A_s + A'_s$ [m ²]	DM_e	CE	DM_a	CA	CT
A	0.0140	0.0273	0.70	622.25	0.30	1269.18	816.33
B	0.0140	0.0289	0.70	636.82	0.30	1307.24	837.95
C	0.0140	0.0257	0.70	607.68	0.30	1231.12	794.72

Tabla VI.19. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 70/30

	A_p [m ²]	$A_s + A'_s$ [m ²]	DM_e	CE	DM_a	CA	CT
A	0.0175	0.0217	0.70	664.68	0.30	1290.94	852.55
B	0.0175	0.0217	0.70	664.68	0.30	1290.94	852.55
C	0.0175	0.0217	0.70	664.68	0.30	1290.94	852.55

Tabla VI.20. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 20 cables de pretensado ($5 \cdot 20 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 40/60

	A_p [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	DM_e	CE	DM_a	CA	CT
A	0.0140	0.0273	0.40	622.25	0.60	1269.18	1010.41
B	0.0140	0.0289	0.40	636.82	0.60	1307.24	1039.07
C	0.0140	0.0257	0.40	607.68	0.60	1231.12	981.75

Tabla VI.21. Costes totales por secciones para la solución propuesta de 5 familias de 25 cables de pretensado ($5 \cdot 25 \cdot A_{p,u}$) aplicando una relación multicriterio entre valores económicos y ambientales del 40/60

	A_p [m ²]	$A_s+A'_s$ [m ²]	DM_e	CE	DM_a	CA	CT
A	0.0175	0.0217	0.40	664.68	0.60	1290.94	1040.43
B	0.0175	0.0217	0.40	664.68	0.60	1290.94	1040.43
C	0.0175	0.0217	0.40	664.68	0.60	1290.94	1040.43

En la Tabla VI.18, Tabla VI.19, Tabla VI.20 y Tabla VI.21 se muestra el cálculo por secciones para las distintas soluciones factibles mostradas y para distintas combinaciones multicriterio, primando en unos casos los costes económicos y en otros los ambientales.

Se puede observar que en todos los casos planteados la solución factible con menos cantidad de armadura activa es más óptima que la que presenta más número de cables. Pero también se ha mostrado que esa diferencia no es tan acusada como parece esperar, sobre todo al tener en cuenta los costes ambientales.

Para realizar una optimización completa de la pieza, se tendría que realizar este procedimiento para más secciones transversales a lo largo de la pieza de hormigón pretensado, así como con esos valores objetivos de armadura pasiva y activa, hacer un despiece coherente para ser construido. Este punto no es objeto de esta tesis, pero en esta si se sientan las bases para poder conseguir una optimización en el conjunto de la pieza, no solo a nivel seccional.

VI.6. Conclusiones

A lo largo de este Capítulo VI se ha planteado una metodología de trabajo para aplicar los resultados desarrollados en el resto de capítulos de esta tesis y así:

- conocer las consideraciones iniciales a tener en cuenta para poder plantear los criterios de diseño convenientemente.
- obtener los criterios de selección de soluciones factibles de armadura activa y su posición en la sección transversal a través de los Diagramas de Magnel;
- obtención de la armadura pasiva a través de los Diagramas RSD, asegurando que en la sección en evaluación, la pieza asegure la seguridad estructural;
- aplicando la metodología para obtener el coste total a nivel de sección de cada una de las soluciones planteadas y así poder comparar y seleccionar la que menos coste presente.

Además en este capítulo se ha mostrado que se ha de realizar una labor de predimensionamiento y calculo posterior de parámetros dependientes directamente del trazado de la armadura activa a lo largo de la pieza. Estos parámetros son las pérdidas instantáneas y diferidas, y los esfuerzos hiperestáticos provocados por el pretensado en piezas hiperestáticas.

Dado que esta labor es ardua y necesita de mucha capacidad de cálculo, es preciso no seleccionar un conjunto de soluciones factibles muy amplio, sino más bien reducido. Así se conseguirá poder ahorrar en costos de computación.

La selección de las soluciones factibles, de acero activo, se han de realizar con intuición y de manera iterativa por métodos de ensayo y error, donde la experiencia del calculista de estructuras es fundamental.

En la aplicación e interpretación de los diagramas RSD, se ha de obrar con sentido común, discerniendo entre los valores óptimos matemáticos y los que realmente serán dispuestos compatibilizando las imposiciones normativas con los despieces necesarios de la armadura a ser definida para poder ser construida.

Finalmente, se ha mostrado el procedimiento de obtención de los costes económicos y ambientales en función del área de acero activo y pasivo dispuestos en la sección transversal. También se ha mostrado la importancia de los factores de combinación multicriterio, para poder sumar de manera ponderada los costes económicos y los

ambientales. Estos factores de ponderación son subjetivos, y en función del valor que se escoja puede hacer que varía la selección de la solución óptima.

A lo largo de todo el capítulo se ha desarrollado un ejemplo explicativo, que ha ilustrado toda la metodología aplicada.

CONCLUSIONES

La conclusión general que se puede obtener de este trabajo es que se ha desarrollado una metodología que aglutina distintos procedimientos, por la cual se puede obtener un armado optimizado de secciones de hormigón pretensado. Esta optimización no es automática ni rápida, pero es una herramienta ordenada por la cual un calculista de estructuras puede realizar el diseño de la armadura de la pieza de hormigón pretensado buscando un criterio de optimización de los costes ambientales y económicos.

Además, se muestran a continuación las conclusiones detalladas halladas en los distintos capítulos de esta tesis en los que se han obtenido los siguientes resultados:

- **Capítulo II: Requerimientos del Diseño Optimizado**

En este segundo capítulo se han estudiado los requerimientos del diseño optimizado, centrandolo el concepto de diseño en el diseño estructural.

Lo primero que se ha mostrado es el concepto de problema de optimización y los tipos que se pueden encontrar en el mundo de la matemática.

Posteriormente se ha mostrado los objetivos fundamentales del diseño estructural y los elementos del diseño estructural optimizado. Las particularidades del diseño estructural y su inclusión en el mundo de la construcción crean que el concepto de optimización tenga ciertas particularidades respecto a un planteamiento matemático puro.

Se ha planteado de manera general el problema a abordar para conseguir el armado optimizado de secciones de hormigón pretensado, identificando las variables

fundamentales del problema como la cantidad de armadura activa, su posición en la sección transversal, y conocidas estas se obtiene la armadura pasiva adicional para cumplir con la seguridad estructural frente a sollicitaciones de flexión.

Se ha mostrado la aplicación del Método de los *Key Points* al diseño estructural y en particular al diseño optimizado de la armadura en piezas de hormigón pretensado. Se ha explicado el concepto del método, definiendo cada uno de los puntos clave a tener en cuenta en un problema general, para terminar mostrando la definición de los *Key Points* en la optimización del cálculo estructural y en particular los relativos al problema de optimización del armado en secciones de hormigón pretensado.

Finalmente se han definido la función objetivo que dependerá de estos parámetros y que se utilizará para comparar entre distintas soluciones factibles para poder determinar cuál de ellas es la solución más “óptima”.

- **Capítulo III: El diseño en Hormigón Estructural**

En este capítulo se ha tratado de conseguir un conocimiento específico de todos los factores y parámetros que intervienen en el diseño en hormigón estructural.

Se ha realizado un estudio de los que es el diseño y análisis a nivel seccional teniendo en cuenta las consideraciones generales como la hipótesis de las secciones planas, de la adherencia perfecta entre barras de acero y hormigón, las condiciones de equilibrio y compatibilidad, así como los convenios de signos tomados como criterio para todos los desarrollos posteriores.

Se han estudiado los materiales que forman parte de las piezas de hormigón pretensado, las condiciones de durabilidad, y los estados límite de servicio y últimos así como las cuantías mínimas y máximas de armado que se consideraran a lo largo de todo el desarrollo de la tesis.

Finalmente, se ha incluido un extenso apartado con todas las particularidades específicas a tener en cuenta en el diseño de las piezas del hormigón pretensado como la fuerza de pretensado, las pérdidas instantáneas y diferidas, el trazado de los cordones, el cálculo de esfuerzos, las componentes hiperestáticas de los esfuerzos del pretensado, y los estados de deformaciones del pretensado aislado y antes sollicitaciones normales.

- **Capítulo IV: Nuevo enfoque al Diseño Resistente a flexión en secciones de Hormigón Pretensado**

En el Capítulo IV se ha tratado de explicar las nuevas corrientes en el enfoque del diseño resistente a flexión para piezas de hormigón pretensado a nivel seccional.

Se ha realizado un repaso del diseño antes solicitaciones normales en hormigón estructural y en especial a la nueva corriente a través de los diagramas RSD y el Teorema de armado óptimo a flexión.

Para plantear el problema de diseño resistente en secciones de hormigón pretensado a flexión, se han mostrado las consideraciones de compatibilidad de deformaciones de la sección transversal en rotura, los modelos constitutivos de los materiales que integrarán la pieza de hormigón pretensado, así como las ecuaciones de equilibrio que deberán de ser satisfechas.

El modelo de deformación respetará la hipótesis de las secciones planas, dependiendo de las deformaciones últimas del hormigón y de la posición de la fibra neutra.

Se ha considerado el modelo constitutivo del hormigón en rotura, el diagrama rectangular aplicable por la normativa nacional y europea.

Los modelos constitutivos del acero activo y pasivo se han considerado sin endurecimiento y por tanto, no se le limitará la deformación máxima de rotura. En el modelo constitutivo del acero pasivo en compresión se le resta la contribución del hormigón que ocuparía el lugar que ocupará el área de acero pasivo.

Se ha tenido en cuenta en los cálculos la predeformación del acero activo por su tesado, y la deformación, de la sección de hormigón pretensado, debida a la acción del pretensado aislado, así se podrá utilizar el diagrama de pivotes, tal y como dicta la normativa nacional y europea.

Planteando el equilibrio y tomando momentos en los distintos niveles de acero pasivo se obtienen las dos expresiones de los diagramas RSD en función de la posición de la fibra neutra. Estas expresiones nos dan la cantidad de armadura superior o de compresión y la cantidad de armadura inferior o de tracción para cada una de las posibles posiciones de la fibra neutra.

Se ha realizado una interpretación de los diagramas RSD en secciones con acero activo, dadas las particularidades de evaluar por medio de esta metodología secciones que dado sus componentes de acero activo y hormigón, de por sí ya pueden desarrollar suficiente

resistencia a la flexión en estado límite último. Por medio de un ejemplo, se muestran diferentes resultados de una sección con diferentes armados activos, de la cual se conocen el momento último para cada disposición de armado activo y cuantías mínimas geométricas a disponer. Como conclusión a esta interpretación es que se puede dar el caso de no obtener valores válidos en los diagramas RSD, pero será debido a que la sección tratada tiene tanta armadura activa como para que su momento último sea superior al solicitante.

- **Capítulo V: Criterios de selección de la armadura activa en la pieza de hormigón pretensado**

En este capítulo se han establecido los criterios en Estado Límite de Servicio, basados en evaluación tensional y de deformaciones, para obtener las soluciones factibles de posición y cantidad de armadura activa, que una sección transversal puede contener, cumpliendo todos los requerimientos impuestos para asegurar la durabilidad.

Se han establecido los criterios de comprobación están basados en la limitación de tensiones y en el control de la abertura de fisura. Finalmente se demuestra según normativa que se puede expresar todo en función de limitaciones de la tensión de tracción y de compresión de la pieza en las fibras más comprimidas y más traccionadas. Estas fibras suelen expresarse como fibra superior e inferior, respectivamente.

A cada una de las limitaciones tensionales se le ha asignado una nomenclatura para que fuese más rápido el expresar que limitación se estaba desarrollando en cada momento. A cada una de estas condiciones se le ha asociado un estado de cargas en función a la clase de exposición ambiental a la que vaya a estar la pieza a dimensionar en función de la normativa nacional y europea seguida a lo largo de esta tesis.

Se han planteado las inecuaciones de cada una de las condiciones expuestas de manera que se puedan representar en una recta donde la inversa de la cantidad de armadura activa sea función de la posición del pretensado en la sección transversal.

Representando todas las inecuaciones asociadas a las condiciones a satisfacer por el acero activo en función de su posición en la sección transversal, se puede mostrar una región de soluciones válidas que cumplirían todas las limitaciones. Una selección de valores discretos dentro de ese subespacio será el conjunto de soluciones factibles.

Finalmente, se ha planteado la imposición de las limitaciones pero en función de las deformaciones, y así por compatibilidad, poder incluir la presencia de armadura pasiva en los cálculos.

- **Capítulo VI: Metodología para el Diseño Optimizado en secciones de Hormigón Pretensado a Flexión**

A lo largo de este Capítulo VI se ha planteado una metodología de trabajo para aplicar los resultados desarrollados en el resto de capítulos de esta tesis y así:

- conocer las consideraciones iniciales a tener en cuenta para poder plantear los criterios de diseño convenientemente.
- obtener los criterios de selección de soluciones factibles de armadura activa y su posición en la sección transversal a través de los Diagramas de Magnel;
- obtención de la armadura pasiva a través de los Diagramas RSD, asegurando que en la sección en evaluación, la pieza asegure la seguridad estructural;
- aplicando la metodología para obtener el coste total a nivel de sección de cada una de las soluciones planteadas y así poder comparar y seleccionar la que menos coste presente.

Además en este capítulo se ha mostrado que se ha de realizar una labor de predimensionamiento y calculo posterior de parámetros dependientes directamente del trazado de la armadura activa a lo largo de la pieza. Estos parámetros son las pérdidas instantáneas y diferidas, y los esfuerzos hiperestáticos provocados por el pretensado en piezas hiperestáticas.

Dado que esta labor es ardua y necesita de mucha capacidad de cálculo, es preciso no seleccionar un conjunto de soluciones factibles muy amplio, sino más bien reducido. Así se conseguirá poder ahorrar en costos de computación.

La selección de las soluciones factibles, de acero activo, se han de realizar con intuición y de manera iterativa por métodos de ensayo y error, donde la experiencia del calculista de estructuras es fundamental.

En la aplicación e interpretación de los diagramas RSD, se ha de obrar con sentido común, discerniendo entre los valores óptimos matemáticos y los que realmente serán

dispuestos compatibilizando las imposiciones normativas con los despieces necesarios de la armadura a ser definida para poder ser construida.

Finalmente, se ha mostrado el procedimiento de obtención de los costes económicos y ambientales en función del área de acero activo y pasivo dispuestos en la sección transversal. También se ha mostrado la importancia de los factores de combinación multicriterio, para poder sumar de manera ponderada los costes económicos y los ambientales. Estos factores de ponderación son subjetivos, y en función del valor que se escoja puede hacer que varía la selección de la solución óptima.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Observando el resultado mostrado a lo largo de esta tesis, se han apreciado nuevas líneas a poder investigar:

- Los criterios de optimización mostrados se han realizado a nivel seccional, si mirar a la pieza de hormigón pretensado en todos su conjunto. La solución final a construir se basará en los resultados a nivel seccional pero tendrá además armadura dispuesta en solapes y anclajes, por constructibilidad habrá que sobre dimensionar ciertas partes de la sección, etc.
Se propone por tanto, plantear el problema de una manera que se puedan contemplar estas observaciones.
- La posición del pretensado o su trazado a lo largo de la pieza se ha considerado casi un input que la experiencia del calculista que diseñe la pieza ha de introducir. En el caso de piezas postesadas, el calculista optará por los trazados parabólicos tradicionales. Pero como sea visto se puede obtener a partir de los criterios expuestos en esta tesis a costa de un gran coste computaciones.
Se propone que se puedan desarrollar algún tipo de algoritmo genético que conocidas las cargas y la tipología estructural, se obtenga un trazado que no tiene por qué ser los tradicionales parabólicos en piezas postesadas, además de la obtención del mínimo coste económico y ambiental en la armadura activa y pasiva.
- Al establecer el criterio de control de la fisuración, se ha establecido como marca la normativa que este control se podría trasladar a un control de las tensiones de tracción, pero no se ha realizado un cálculo de la abertura de fisura en cada una de las secciones.

Se propone la inclusión de estos cálculos dentro de la metodología de armado óptimo y así poder comprobar si estas restricciones son más restrictivas que las planteadas hasta ahora.

- Al plantear los criterios a satisfacer por la pieza de hormigón pretensado, al centrarnos en el diseño a nivel seccional, se ha dejado de lado que ha de satisfacer unas limitaciones de flecha. Las limitaciones de flecha se pueden realizar por integración de curvaturas en cada sección.

Por tanto se propone, tratar el problema de la pieza en su conjunto, sección a sección, para lograr comprobar las limitaciones de flecha y como estas pueden intervenir en la decisión del diseño de la armadura activa y pasiva de la pieza.

REFERENCIAS

- [1] E. Torroja Miret, Razón y Ser de los tipos estructurales, Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Instituto de Ciencias de las Construcción "Eduardo Torroja", 2004.
- [2] E. Hernández-Montes, L. M. Gil-Martín y M. Aschheim, Design of Concrete Members Subjected to Uniaxial Bending and Compression using Reinforcement Sizing Diagrams, ACI Structural Journal, vol. 102, no. 1, pp. 150-158, 2005.
- [3] V. Ibáñez-Forés, M. D. Bovea y V. Pérez-Belis, A holistic review of applied methodologies for assessing and selecting the optimal technological alternative from a sustainability perspective, Journal of Cleaner Production 70 (2014) 259-281, doi:10.1016/j.jclepro.2014.01.082, 2014.
- [4] H. Alwera y D. J. Clements-Croome, Key performance indicators (KPI's) and priority setting in using the multi-attribute approach for assessing sustainable intelligent buildings, Building and Environment, Volume 45, Issue 4, April 2010, 799 - 807, doi:10.1016/j.buildenv.2009.08.019, 2010.
- [5] V. Yepes, J. V. Martí y T. García-Segura, Cost and CO2 emission optimization of precast-prestressed concrete U-beam road bridges by hybrid glowworm swarm algorithm, Automation in Construction 49 (2015) 123-134, 2015.

- [6] T. García-Segura y V. Yepes, Multiobjective optimization of post-tensioned concrete box-girder road bridges considering cost, CO2 emissions, and safety, *Engineering Structures* 125 (2016) 325-336, 2016.
- [7] V. Yepes, J. Martí y T. García-Segura, Design optimization of precast-prestressed concrete road bridges with steel fiber-reinforcement by hybrid evolutionary algorithm, *Int. J. Comp. Meth. and Exp. Meas.*, Vol 5, No 2 (2017) 179 - 189, 2017.
- [8] F. A. García-Villena y J. F. Carbonell-Márquez, Armado Óptimo de Secciones de Hormigón Posteso, *Informes de la Construcción*, 66(EXTRA-1):mo14, doi:<http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.099>, 2014.
- [9] M. P. Collins y D. Mitchell, *Prestressed Concrete Structures*, New Jersey: Prentice Hall, 1991.
- [10] C. Navier, *Résumé des leçons ... de la résistance des corps solides*, Paris, 1826.
- [11] J. Bernoulli, *Histoire de l'Académie des Sciences de Paris*, Paris, 1705.
- [12] R. Hooke, *Lectures de potentia restitutiva or of spring explaining the power of springing bodies*, Londres: The Royal Society, 1678.
- [13] Comisión Permanente del Hormigón, *Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08*, Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2008.
- [14] Comité Europeo de Normalización, *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón Parte 1-1: Reglas Generales y reglas para edificación. UNE-EN 1992-1-1*, Bruselas: Comité Europeo de Normalización, 2010.
- [15] Comité Europeo de Normalización, *Eurocódigo 0. Bases de cálculo de estructuras. UNE-EN 1990*, Bruselas: Comité Europeo de Normalización, 2003.
- [16] Computers and Structures Inc., *SAP2000: Integrated software for structural analysis and design*, 2014.
- [17] J. Calavera, *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón: en masa, armado, pretensado*, 2ª ed., Madrid: INTEMAC, 2008.

- [18] P. Jimenez Montolla, A. García Meseguer, F. Morán Cabré y J. C. Arroyo Portero, Hormigón Armado, 15ª ed., Barcelona: Gustavo Gili, 2009.
- [19] J. Murcia, A. Aguado y A. Marí, Hormigón armado y pretensado I, Barcelona: Ediciones UPC, 1993.
- [20] J. Murcia, A. Aguado y A. Marí, Hormigón armado y pretensado II, Barcelona: Ediciones UPC, 1993.
- [21] E. Hernández-Montes, L. M. Gil-Martín, M. Pasadas-Fernández y M. Aschheim, Theorem of optimal reinforcement for reinforced concrete cross sections, Structural and Multidisciplinary Optimization, vol. 36, no. 5, pp. 509-521, 2007.
- [22] H. J. Lee, M. Aschheim, E. Hernández-Montes y L. M. Gil-Martín, Optimum RC column reinforcement considering multiple load combination, Structural and Multidisciplinary Optimization, vol. 39, no. 2, pp 153-170, 2008.
- [23] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI-318-14), American Concrete Institute, 2014.
- [24] L. M. Gil-Martín, M. Aschheim, E. Hernández-Montes y M. Pasadas-Fernández, Recent developments in optimal reinforcement of RC beam and column sections, Engineering Structures, vol. 33, no. 4, pp. 1170-1180, 2011.
- [25] M. Aschheim, E. Hernández-Montes y L. M. Gil-Martín, Optimal domains for strength design of rectangular sections for axial load and moment according to Eurocode 2, Engineering Structures, vol. 29, no. 8, pp. 1752 - 1760, 2007.
- [26] D. López-Martín, J. F. Carbonell-Márquez, L. M. Gil-Martín y E. Hernández-Montes, Eccentricity-based optimization procedure for strength design of RC sections under compressions and in plane bending moment, Journal of Structural Engineering pp 1-9, 2012.
- [27] C. S. Whitney y E. Cohen, Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete, ACI Journal Proceedings, vol. 53, no. 11, pp. 455-490, 1956.
- [28] F. Salguero, S. Romero, S. G. Melgar, F. Prat y F. Moreno, Las curvas tensión-deformación de hormigones ensayadas bajo compresión uniaxial monotónica: una revisión sistemática, Informes de la Construcción, 65 (529) : 41-54, 2013.

- [29] L. M. Gil-Martín, D. López-Martín, E. Hernández-Montes y M. Aschheim, Dimensionamiento en rotura a flexión de secciones de hormigón armado. Un planteamiento compacto, *Informes de la Construcción*, vol. 64, no. 528, pp. 497-505, 2012.
- [30] American Association of State Highway and Transport Officials, AASHTO LRFD Bridge Design, Washington D.C.: American Association of State Highway and Transport Officials, 2014.
- [31] F. Leonhardt, *Estructuras de hormigón armado*, Buenos Aires: El Ateneo, 1993.
- [32] A. H. Nilson, D. Darwin y C. W. Dolan, *Design of concrete structures*, 13th ed., New York: McGraw-Hill, 2004.
- [33] E. G. Nawy, *Reinforced concrete: a fundamental approach*, 5th ed., Upper Saddle River, New Jersey: Prentice-Hall, 2003.
- [34] A. Pérez, *Hormigón Armado*, Barcelona: Reverté, 1986.
- [35] fib-Special Activity Group 5, *fib Bulletin 65: Model Code 2010 - Final Draft*, Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2012.
- [36] Committee for The Model Code 1990, *CEB Bulletin No. 213/214: CEB-FIP Model Code 90*, Lausanne, 1993.
- [37] E. Hernández-Montes y L. M. Gil-Martín, *Hormigón Armado y Pretensado - Concreto Reforzado y Preesforzado 1ª ed.*, Granada: Grupo de Investigación TEP-190 Ingeniería e Infraestructuras. Universidad de Granada, 2007.
- [38] D. J. M. Flower y J. G. Sanjayan, Green house gas emissions due to concrete manufacture, *International Journal of Life Cycle Assessment*, vol. 12, no. 5, pp. 282 - 288, 2007.
- [39] C. G. Karayannis y C. E. Chalioris, Design of partially prestressed concrete beams based on the cracking control provisions, *Engineering Structures* 48 (2013) 402 - 416, 2013.

- [40] J. V. Martí, F. Gonzalez-Vidosa, V. Yepes y J. Alcalá, Design of prestressed concrete precast road bridges with hybrid simulated annealing, *Engineering Structures* 48 (2013) 342 - 352, 2013.
- [41] Comisión 5 "Manual de ejemplos de aplicación de la EHE a puentes", Monografía M-12. Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española, Madrid: ACHE, 2006.
- [42] N. R. Hewson, *Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction*, Londres: Thomas Telford, 2003.
- [43] A. F. Samartin Quiroga, *Cálculo de Estructuras de Puentes de Hormigón*, Madrid: Editorial Rueda, 1983.
- [44] R. I. Gilbert y N. C. Mickleborough, *Design of Prestressed Concrete*, Londres : Spon Press (Taylor&Francis Group), 1990.
- [45] R. I. Gilbert y G. Ranzi, *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*, Londres: Spon Press (Taylor&Francis Group), 2011.
- [46] E. G. Nawy, *Prestressed Concrete. A fundamental approach. Fourth Edition*, Upper Saddle River, New Jersey: Pearson Hall, 2003.
- [47] M. K. Hurst, *Prestressed Concrete Design. Second Edition*, Nueva York: E & FN SPON, 1998.
- [48] F. Arredondo, *Generalidades sobre materiales de construcción*, Madrid: Servicio de Publicaciones. Revista de Obras Públicas. E.T.S.I.C.C y P - Madrid, 1990.
- [49] A. Alaman, *Materiales Metálicos de Construcción. Tercera Edición*, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2000.
- [50] M. Fernandez-Canovas, *Hormigón*, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2002.
- [51] A. Cobo-Escamilla, *Hormigón Pretensado*, Madrid: Fundación Escuela de la Edificación - UNED, 2010.
- [52] L. Ortiz-Berrocal, *Resistencia de materiales*, Madrid: McGrawHill, 2002.

- [53] J. Manterola, Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006.
- [54] A. Páez, El Hormigón pretensado en ingeniería y arquitectura, Madrid: Bellisco, 1989.
- [55] G. Souza-Veríssimo y K. Lenz, Concreto Pretendido. Fundamentos Básicos, Universidad Federal de Viçosa, 1998.

Francisco Antonio García Villena
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

