

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN



Jesús Rodríguez Santiago

Doctor ingeniero de caminos
Profesor Titular de Universidad
jesus.rodriquez@upm.es

CONTENIDO

Documentos de apoyo al proyecto de estructuras de hormigón en las asignaturas impartidas por el profesor Jesús Rodríguez en ETSAM (UPM) desde el año 2003. Su elaboración ha contado con el apoyo de un elevado número de colaboradores entre los que se cita a Maribel Castilla, Alejandro Calle, David Mencías, Antonio García Lagar, Alfonso García Fanjul, Isabel Sáez, Manuel Polanco, Pablo Anaya, Juan Antonio Morales y David Rivero.

I. Introducción a las estructuras

- Diapositivas de introducción al proyecto de estructuras de hormigón
- I1. Introducción a las estructuras de hormigón
- I2. Anteproyecto de estructuras de hormigón
- I3. Predimensionado (*hoja de cálculo en documento aparte*)

AE. Acciones en la edificación

- AE1. Documento Básico SE-AE Acciones en edificación (CTE)

BC. Bases de cálculo

- BC1. Documento Básico SE Seguridad estructural (CTE)
- BC2. Bases de cálculo, acciones, materiales, durabilidad y resistencia al fuego en estructuras HA según EHE-08
- BC3. Análisis de estructuras

ELU. Estados Límites Últimos

- ELU1. Agotamiento resistente a tensión normal (momento flector)
- ELU2. Agotamiento resistente a tensión tangencial (esfuerzo cortante y punzonamiento)
- ELU3. Dimensionado a momento flector y esfuerzo cortante (*hoja de cálculo en documento aparte*)
- ELU4. Agotamiento resistente a tensión normal (momento flector y esfuerzo normal)
- ELU5. Agotamiento por torsión

ELS. Estados Límites de Servicio

- ELS1. Deformación según EHE-08
- ELS2. Cálculo de flecha (*hoja de cálculo en documento aparte*)
- ELS3. Fisuración

DA. Detalles de armado

- DA1. Trazado de armaduras
- DA2. Detalles constructivos
- Diapositivas de detalles constructivos

EE. Proyecto de elementos estructurales

- EE1. Proyecto de vigas
- EE2. Proyecto de soportes
- EE3. Proyecto de forjados unidireccionales
- EE4. Proyecto de forjados con losa maciza o aligerada apoyados en soportes
- EE5. Proyecto de escaleras
- EE6. Proyecto de cimentaciones
- EE7. Proyecto de muros

HP. Hormigón pretensado

- Diapositivas de introducción al hormigón pretensado
- HP1. Introducción al hormigón pretensado

I. Introducción a las estructuras

Proyecto de estructuras de hormigón

Jesús Rodríguez
Enero 2018

OBJETIVOS

- Definir la estructura de edificios a nivel de proyecto de ejecución que un tercero pueda construir
- Estructuras **seguras y durables** con la **cantidad de material necesario**
- El proyecto:
 - Memoria de cálculo
 - Planos
 - (Pliego de condiciones, mediciones, cuadros de precios, presupuesto)
- Materiales:
 - Estructuras de hormigón (HM, HA, HP)
 - (Estructuras de acero)



HORMIGÓN EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO

- Tres materiales claramente diferenciados.
- Diverso origen y antecedentes históricos.
- Características, composición, propiedades y comportamiento.
- Posibilidades, aplicación y utilización.

HORMIGÓN EN MASA

- **No** contiene en su interior **armaduras**, o contiene armaduras exclusivamente para controlar la fisuración (generalmente mallas o fibras).
- Resiste esfuerzos de **compresión**. Muy baja resistencia a tracción.
- Origen y precedentes históricos muy antiguos.
- Utilización en elementos exclusivamente solicitados a compresión, o con esfuerzos de tracción o flexión proporcionalmente muy bajos.

HORMIGÓN ARMADO

- Contiene en su interior **armaduras** de acero, que le confieren resistencia a tracción.
- Resiste esfuerzos de **compresión** y **tracción** (y, por lo tanto, de **flexión**).
- Origen: final del siglo XIX, principios del XX: Barca de Lambot (1848), Jardineras de Joseph Monier (1849), Patente de Wilkinson (1854), Exposición de París de 1900.
- Hormigón más utilizado: forjados, pilares, vigas, muros, cimentaciones...

HORMIGÓN PRETENSADO

- Contiene en su interior armaduras de acero **pretensadas** de gran resistencia, que "precomprimen" el hormigón.
- Capaz de soportar **mayores esfuerzos de tracción** (y de flexión) que el hormigón armado.
- Puede ser Pretensado o Postesado, según se tese antes o después de que el hormigón adquiera su resistencia.
- Origen: Eugène Freyssinet, 1928
- **Elementos esbeltos, prefabricación**, etc.

Viga fisurada en rotura por tracción

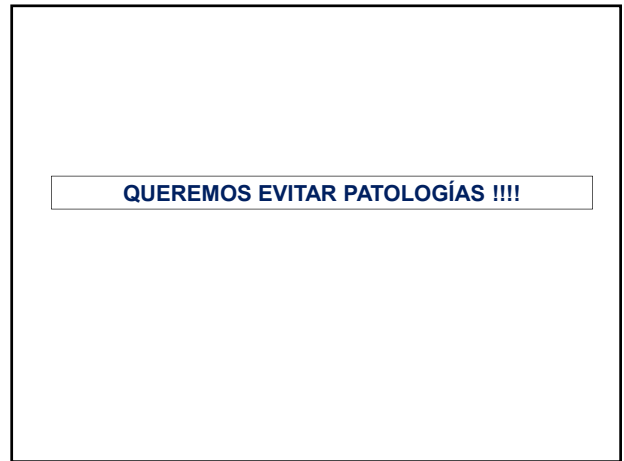


Viga en rotura por compresión



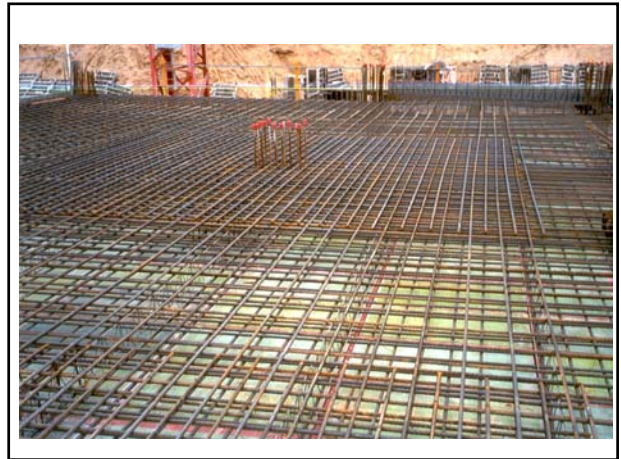
Viga en rotura por esfuerzo cortante



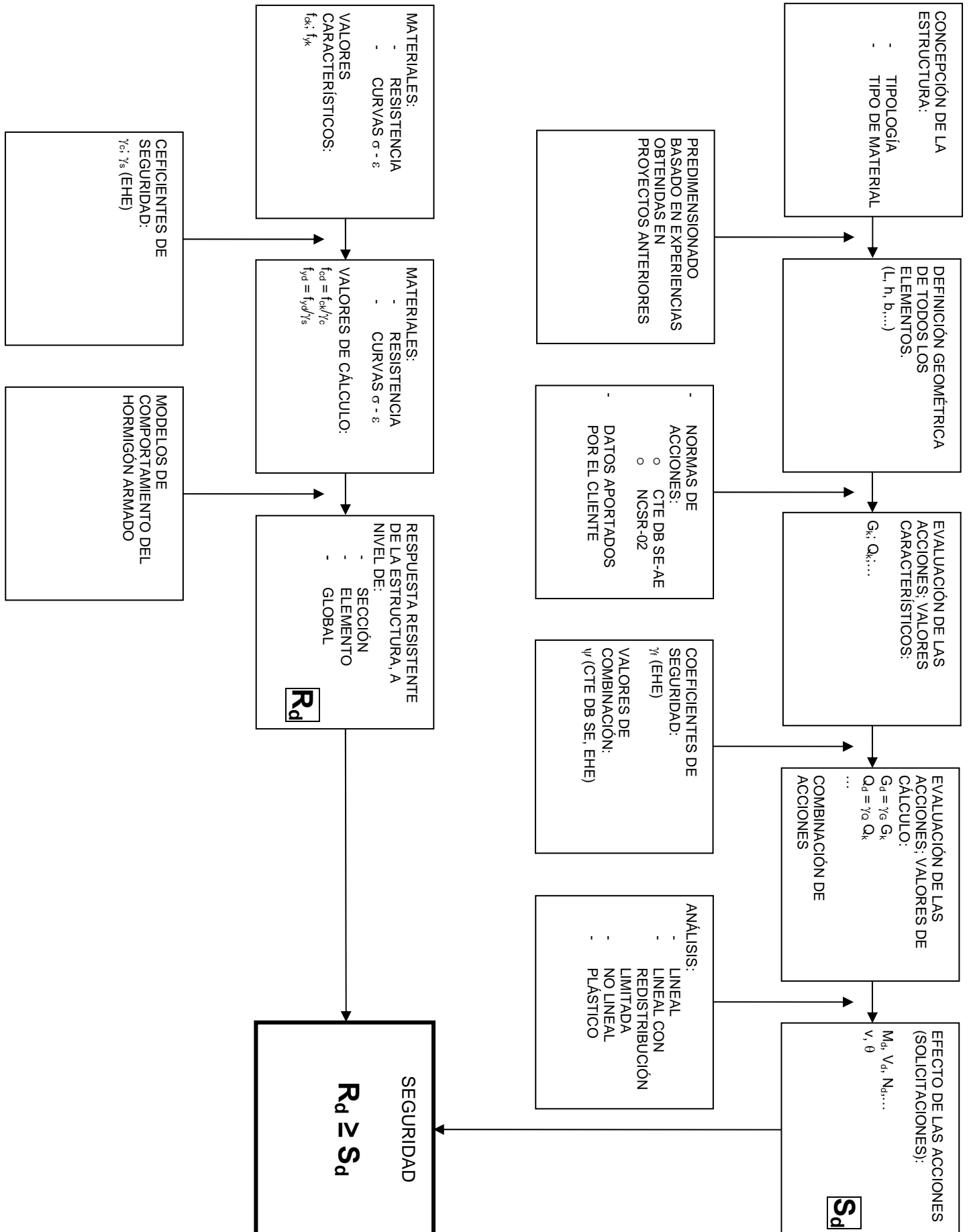




QUEREMOS PODER CONSTRUIR !!!!



INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN



ANTEPROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

1. INTRODUCCIÓN

Este documento contiene algunas recomendaciones para orientar al alumno en la toma inicial de decisiones para el proyecto de la estructura de hormigón de un edificio de viviendas u oficinas. En la tabla siguiente, se resumen algunas tipologías estructurales para edificios.

Nº DE PLANTAS	TIPOLOGIA	COMENTARIOS
< 10	<ul style="list-style-type: none"> Pórticos y forjados unidireccionales Soportes y forjados reticulares 	Tipología condicionada por las acciones verticales.
10-20	<ul style="list-style-type: none"> Pórticos y forjados unidireccionales (con o sin pantallas según la esbeltez del edificio). Soportes, pantallas y forjados reticulares. 	Tipología condicionada por las acciones verticales y horizontales
>20	<ul style="list-style-type: none"> Soluciones específicas de los edificios altos según número de plantas (pórticos y pantallas; tubo porticado; tubo y núcleo interior; tubo multicelular; etc.). 	Tipología condicionada por las acciones horizontales

2. EDIFICIOS CONVENCIONALES CON PÓRTICOS Y FORJADOS UNIDIRECCIONALES

(<10 plantas en zona de bajo riesgo sísmico)

2.1 Comentarios generales

- Es necesario disponer pórticos de vigas y soportes en las dos direcciones del edificio. En muchos edificios, se disponen pórticos en una dirección para las acciones gravitatorias (apoyo de los forjados unidireccionales) y horizontales (viento) y pórticos en la dirección perpendicular para hacer frente a la acción del viento. A veces, estos últimos pórticos se sitúan en las fachadas, para hacer frente al viento y al peso de las mismas. Es posible tomar también en consideración la colaboración del forjado para contribuir a la resistencia del edificio frente al viento.
- Se recomiendan luces (distancia entre ejes de soportes) entre 4 y 6 metros, principalmente en edificios residenciales, pudiendo reducirse hasta 2-3 m en algunas zonas o aumentarse a 7-8 m.
- Los valores mínimos recomendados del canto útil "d" para cargas habituales que no requieren comprobación de flecha se incluyen en la Instrucción EHE-08, art.50, tabla 50.2.2.1.a (ver Documento ELS1).

	Vano aislado	Vano extremo	Vano interior	Voladizo
Vigas [$A_s/(b_0d) = 0.015$]	L/14	L/18	L/20	L/6
Forjados [$A_s/(b_0d) = 0.005$]	L/20	L/26	L/30	L/8

La tabla corresponde a elementos armados con acero B500S ($\sigma_s \sim 310 \text{ N/mm}^2$). Para otros valores de tensión, deben ser corregidos multiplicándolos por $310/\sigma_s$, que de forma aproximada: $310/\sigma_s \cong (500/f_{yk}) \cdot (A_{s,real} / A_{s,necesaria})$.

- En el caso de forjados de viguetas con luces menores que 7 m y de losas alveolares pretensadas con luces menores de 12 m, y sobrecargas no mayores a 4 kN/m^2 , la Instrucción EHE-08, art.50, (ver Documento ELS1), facilita los valores de canto total mínimo que no requiere la comprobación de flecha:

$$h_{\min} \geq \delta_1 \delta_2 L / C$$

$$\delta_1 = (q_k/7)^{0.5}$$

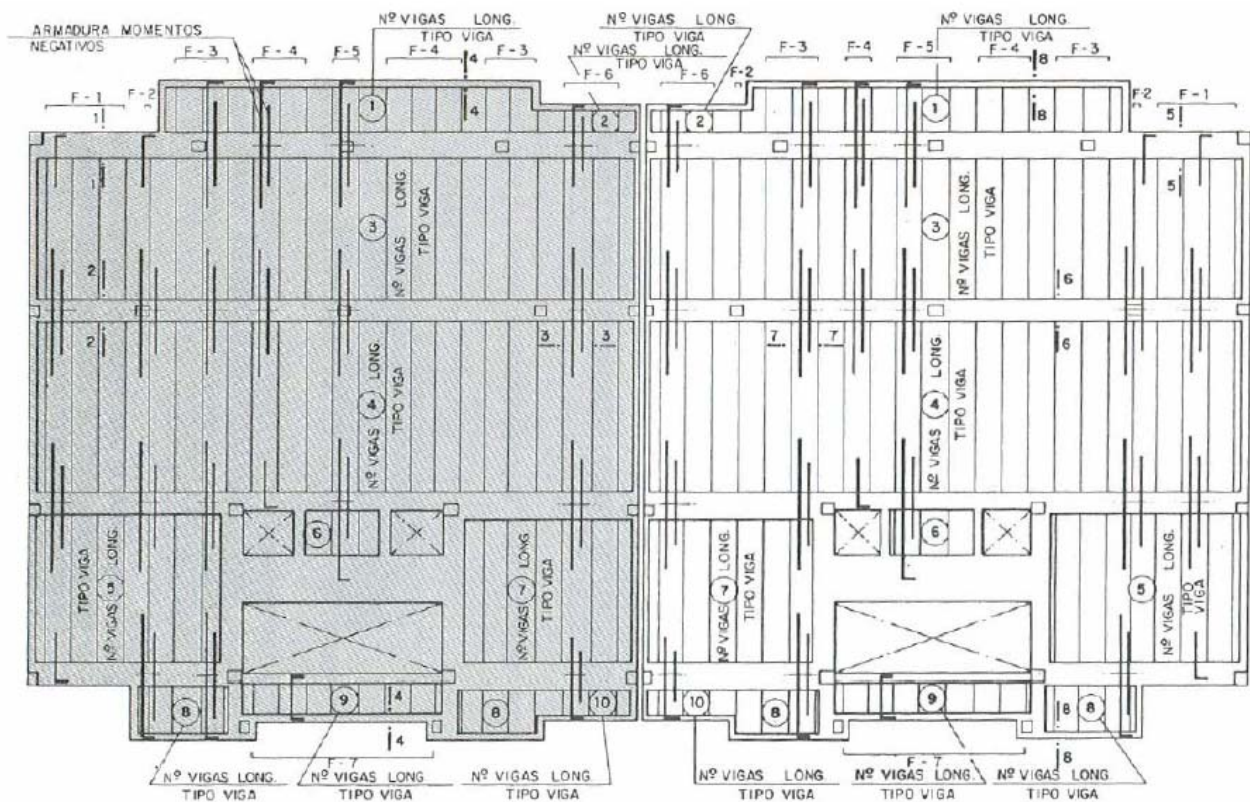
$$\delta_2 = (L/6)^{0.25}$$

q_k = carga en KN/m^2 (valor característico)

L = luz del forjado en m

C = coeficiente de la tabla siguiente (EHE, tabla 50.2.2.1.b)

		Vano aislado	Vano extremo	Vano interior
Viguetas armadas	Con tabiques y muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques y muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares	Con tabiques y muros	36		
	Cubiertas	45		



2.2 Pórticos

- **Vigas planas:** es necesario compatibilizar el canto de vigas y forjados. Asimismo, es conveniente situar las vigas en la dirección de la luz menor entre soportes y el forjado en la dirección perpendicular.
- **Vigas de canto (cuelgue):** las vigas tendrán canto superior al forjado y se debe:
 - Elegir un canto mayor que el indicado en la tabla anterior siempre que sea compatible con el uso de edificio ($L/12-L/15$, aproximadamente).
 - Situar las vigas en la dirección de mayor luz entre soportes y el forjado en la dirección perpendicular, contrariamente a lo indicado para el caso de las vigas planas.
- **Soportes:** dentro de las recomendaciones anteriores, conviene reducir el número de soportes en lo posible para reducir los costes de cimentación, de cierta importancia en edificios bajos, y aportar soluciones más flexibles para la distribución interna en viviendas, locales comerciales y aparcamientos.
- **Vigas embrochadas:** deben elegirse soluciones estructurales simples que requieran caminos cortos para conducir las cargas al terreno. En este sentido, las vigas deben apoyar en soportes evitando su apoyo en otras vigas siempre que sea posible (vigas embrochadas).

2.3 Forjados unidireccionales

Los forjados pueden hormigonarse "in situ" (losas macizas de hormigón o losas nervadas) o estar parcialmente prefabricados. Los forjados prefabricados, cuyas características técnicas figuran en los Documentos del fabricante, pueden ser:

- Forjados con viguetas auto-resistentes, bovedillas y hormigón "in situ" (capa de compresión): permite ahorrar apoyos provisionales durante su construcción (sopandas y puntales). Están especialmente indicados cuando es difícil desencofrar (ej.: suelos de planta baja con cámara sanitaria en edificios sin sótano).
- Forjados con viguetas, bovedillas y hormigón "in situ" (nervios y capa de compresión): son los forjados más utilizados en la actualidad.
- Forjados con losas alveolares y hormigón "in situ": Exigen menor mano de obra para su colocación y proporcionan una superficie inferior con mejor acabado.

En general, se recomienda:

- Disponer el forjado de toda la planta con los nervios orientados en una dirección, siempre que sea posible.
- Elegir un mismo canto para toda la planta, especialmente en el caso de estructuras con vigas planas.
- Tomar en consideración el tratamiento de los bordes en huecos interiores y en el perímetro exterior (existencia de voladizos, ...) que en muchos casos condicionan la elección de la dirección de los nervios del forjado.

La separación habitual entre nervios varía entre 600 y 800 mm., el ancho de los nervios debe ser $\geq 100-120$ mm y el espesor de la capa de compresión ≥ 50 mm, aunque estos dos últimos valores pueden tener que aumentarse por criterios de durabilidad o resistencia al fuego.

En el predimensionado del forjado, deberán tomarse en consideración las exigencias contenidas en el Documento Básico HR "Protección frente al ruido" del CTE, tanto en lo referente al aislamiento a ruido aéreo como en lo referente al aislamiento frente al impacto.

2.4 Predimensionado de vigas y soportes

La elección de las dimensiones de las secciones de hormigón en vigas y soportes es una fase previa al análisis (obtención de las solicitaciones). Dicha elección exige una evaluación aproximada de las acciones y de la forma en que éstas se transmiten a la cimentación (forjados --- vigas--- soportes --- zapatas o encepados), una estimación de las solicitaciones máximas y el predimensionado de las secciones de hormigón. Las vigas suelen tener sección constante en cada alineación de una misma planta. La sección de los soportes puede variarse al pasar de una planta a la superior en una misma alineación vertical.

Vigas

La tabla siguiente incluye valores estimados de los momentos máximos debidos a las acciones verticales (valores a multiplicar por $q_d l^2$) en pórticos regulares con cargas uniformes, obtenidos mediante cálculo lineal:

Momento negativo sobre apoyo extremo	1/15 - 1/30
Momento positivo en vano extremo	1/12 - 1/14
Momento negativo sobre apoyo interior (1º)	1/9 - 1/10
Momento positivo en vanos interiores	1/16 - 1/18
Momento negativo sobre apoyos interiores (resto de apoyos)	1/11 - 1/12

El reparto de la acción del viento entre los pórticos de una misma dirección del viento debe realizarse proporcionalmente a sus rigideces (puede hacerse un reparto aproximado, ej: igual para todos los pórticos o igual para todos los interiores y valor mitad para los extremos). La estimación de los momentos máximos en vigas (no necesario en predimensionado de edificios bajos, ej: < 6 plantas) pueden hacerse suponiendo en cada pórtico puntos de momento nulo en centros de vano en vigas y a la mitad de la altura en cada tramo de soportes.

Predimensionado de la sección de las vigas:

- Dimensiones habituales de las vigas de canto: cantos de L/12-L/15 y anchos variables entre 0.20 y 0.30 m. Las dimensiones bxh elegidas deben corresponder a momentos reducidos $\mu = M_d / (bd^2 f_{cd})$ del orden de 0.15-0.25 en las secciones más solicitadas para obtener cuantías razonables de armaduras.
- Dimensiones habituales de las vigas planas: cantos compatibles con el forjado, próximos a los valores mínimos recomendados (a veces hay que disponer cantos menores que exigirán la comprobación de flecha) y anchos variables entre 0.30 y 0.80 m (anchos excesivos plantean problemas de canalización de las cargas hacia los soportes). Las dimensiones bxh elegidas deben corresponder a momentos reducidos $\mu = M_d / (bd^2 f_{cd})$ del orden de 0.20-0.30 en las secciones más solicitadas para obtener cuantías razonables de armaduras.

siendo:

M_d , el momento flector de cálculo en ELU

b, el ancho de la sección

h, el canto de la sección

d, el canto útil de la sección

f_{cd} , la resistencia del hormigón en valor de cálculo ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$)

Soportes

Deberá realizarse una estimación aproximada del esfuerzo normal en cada tramo de los soportes. A partir del mismo, se estimará el área de la sección de hormigón según la importancia del momento supuesto, para obtener cuantías razonables de armaduras:

- Soportes con momentos M_d pequeños (ej.: soportes interiores de edificios < 5-6 plantas): $v = N_d / (bh f_{cd}) \sim 1.0-1.1$
- Soportes con momentos M_d de cierta importancia (ej.: soportes extremos; soportes en plantas inferiores de edificios altos): $v = N_d / (bh f_{cd}) \sim 0.6-0.7$

siendo:

N_d , el esfuerzo normal de cálculo en ELU

M_d , el momento flector de cálculo en ELU

b , el ancho de la sección

h , el canto de la sección

f_{cd} , la resistencia del hormigón en valor de cálculo ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$)

Los criterios anteriores equivalen a suponer unas tensiones admisibles (valor característico del esfuerzo normal dividido por el área de hormigón) oscilando entre 7 y 12 N/mm² para una hormigón HA-25. Las dimensiones de los soportes deberán ser compatibles con el uso de cada planta en el edificio, con secciones cuadradas, rectangulares o circulares (diámetro o lado >250 mm).

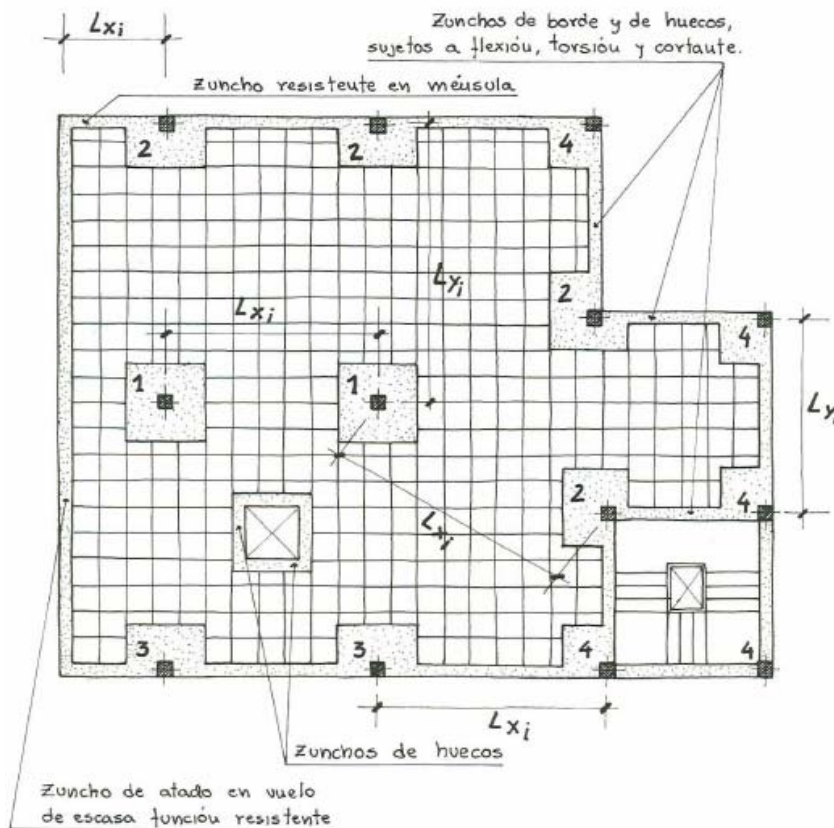
El replanteo de los distintos tramos de soportes en una misma alineación vertical se hará manteniendo el eje, la cara o una esquina como referencias fijas, según las necesidades impuestas por la arquitectura.

3. EDIFICIOS CONVENCIONALES CON LOSAS MACIZAS Ó ALIGERADAS APOYADAS SOBRE SOPORTES

(<10 plantas en zona de bajo riesgo sísmico)

Tipología estructural apta para edificios de hasta 8-10 plantas, muy adecuada para distribuciones y perímetros irregulares de los edificios en los que la tipología estructural de pórticos y forjado unidireccional requeriría la utilización de pórticos con trazado irregular y de vigas embrochadas.

Los soportes no necesitan estar alineados lo que permite una mejor adaptación de la estructura a la distribución del edificio. No obstante, se obtienen dimensionados más adecuados cuando éstos están sensiblemente alineados.



Forjados

- Losas macizas: se sugiere emplear cantos superiores a $L/28$ - $L/30$ de la luz en forjados sometidos a cargas habituales (carga muerta: 1 a 2 KN/m^2 ; carga variable: 2 a 3 KN/m^2), debiendo reducirse la esbeltez o adoptar otras estrategias para cargas mayores.

- Losas aligeradas (forjados reticulares):
 - Se sugiere emplear cantos superiores a $L/25$ para evitar flechas excesivas en forjados sometidos a cargas habituales (carga muerta: 1 a 2 KN/m^2 ; carga variable: 2 a 3 KN/m^2), debiendo reducirse la esbeltez o adoptar otras estrategias para cargas mayores.
 - Los forjados se hormigonan “in situ” y los aligeramientos en los forjados reticulares pueden ser:
 - ✓ De carácter temporal, para lo que se emplean casetones recuperables que generan secciones de nervio de ancho variable
 - ✓ De carácter permanente, para los que se emplean bloques cerámicos, de hormigón ligero o de poliestireno, que habitualmente generan secciones de nervio de ancho constante.
 - En zonas alrededor de los soportes, el forjado debe macizarse (losa maciza). Puede optarse por zonas macizadas del 15-18% de la luz, aproximadamente, lo que requerirá el armado de los nervios a cortante a la salida del macizado, o macizados de mayor extensión (25% de la luz, aproximadamente) lo que puede que evite tener que armar los nervios con cercos a la salida del macizado pero aumenta el consumo de hormigón y el peso del forjado. Además, es preciso macizar los bordes en el perímetro exterior del forjado y en el perímetro de los huecos interiores
 - La separación habitual entre nervios varía entre 700 y 1000 mm, su ancho mínimo debe ser ≥ 100 -120 mm y el espesor de la capa de compresión ≥ 50 mm, aunque estos dos últimos valores pueden tener que aumentarse por criterios de durabilidad o resistencia al fuego.

En el predimensionado del forjado, deberán tomarse en consideración las exigencias contenidas en el Documento Básico HR “Protección frente al ruido” del CTE, tanto en lo referente al aislamiento a ruido aéreo como en lo referente al aislamiento frente al impacto.

Soportes (ver comentarios en apartado 2.4 de este documento)

AE. Acciones en la edificación

DOCUMENTO BÁSICO SE-AE ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (CTE)

1. INTRODUCCIÓN

Este documento contiene un resumen del documento DB SE-AE Acciones en la Edificación del Código Técnico de la Edificación. Se redacta con el fin de facilitar su utilización en la asignatura Proyecto de estructuras de hormigón.

El campo de aplicación de la norma es la determinación de las acciones sobre los edificios, para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos en el documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE). No incluye las acciones del fuego (ver DB-SI del CTE), ni las acciones debidas al sismo (ver norma NCSR), ni las derivadas del peso y empuje del terreno (ver norma DB SE-C del CTE).

Clasifica las acciones en permanentes G (peso propio, pretensado, acciones del terreno), variables Q (sobrecarga de uso, viento, acciones térmicas, nieve) y accidentales A (sismo, incendio, impacto, ...).

Salvo que se indique lo contrario en dicha norma, todos los valores tienen el sentido de “valores característicos”.

2. ACCIONES PERMANENTES DEBIDAS AL PESO PROPIO

El valor característico G_k del peso de los elementos constructivos portantes y no portantes se obtendrá, en general, como su valor medio deducido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios.

El Anejo C del documento DB SE-AE incluye tablas con:

- Pesos específicos aparentes de materiales de construcción (tabla C.1)
- Peso por unidad de superficie de elementos de cobertura (tabla C.2)
- Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación (tabla C.3, incluida en este documento)
- Peso por unidad de superficie de tabiques (tabla C.4, incluida en este documento)
- Peso de elementos constructivos (tabla C.5, incluida en este documento)
- Peso específico y ángulo de rozamiento de materiales almacenables y a granel (tabla C.6)

En general, en viviendas bastará con considerar como peso propio de la tabiquería una carga de 1.0 KN por cada m^2 de superficie construida, para tabiques ordinarios cuyo peso no sea superior a 1.2 KN/m^2 ni su espesor mayor de 0.08m (ver apartado 2.1 del documento DB SE-AE para más detalles).

La acción del pretensado se evalúa a partir de lo establecido en la Instrucción EHE.

Las acciones debidas al empuje del terreno, se evalúan según establece DB SE-C (Seguridad estructural-Cimentaciones).

Tabla C.3 Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30
Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel	0,40	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80

Tabla C.4 Peso por unidad de superficie de tabiques

Tabiques (sin revestir)	Peso kN/m ²	Revestimientos (por cara)	Peso kN/m ²
Rasilla, 30 mm de espesor	0,40	Enfoscado o revoco de cemento	0,20
Ladrillo hueco, 45 mm de espesor	0,60	Revoco de cal, estuco	0,15
de 90 mm de espesor	1,00	Guarnecido y enlucido de yeso	0,15

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

Elemento	Peso
Forjados	kN / m ²
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m ²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldañado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m ²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos	kN / m ³
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardineras, incluyendo material de drenaje ⁽¹⁾	20

⁽¹⁾ El peso total debe tener en cuenta la posible desviación de grueso respecto a lo indicado en planos.

3. SOBRECARGA DE USO

Categorías de uso

- A Zonas residenciales
- B Zonas administrativas
- C Zonas de acceso al público
- D Zonas comerciales
- E Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 KN)
- F Cubiertas transitables accesibles solo privadamente
- G Cubiertas accesibles únicamente para conservación

Valores de las sobrecargas

Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente.

La Tabla 3.1 del documento DB SE-AE proporciona dos valores para cada categoría y subcategoría de uso, una sobrecarga uniformemente distribuida q_k (KN/m²) y una carga concentrada Q_k (KN) que, salvo en las zonas de tráfico y aparcamiento (categoría E), deberá considerarse independientemente y no de forma simultánea con ella, actuando en cualquier situación del elemento a comprobar bajo el efecto local de la misma.

Algunos valores incluidos en la tabla 3.1 son:

Categoría y subcategoría de uso	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A1 Viviendas y zonas de habitaciones en hoteles y hospitales	2	2 (*)
A2 Trasteros	3	2 (*)
B Zonas administrativas	2	2 (*)
C1 Zonas de reunión con mesas y sillas	3	4 (*)
C2 Zonas de reunión con asientos fijos	4	4 (*)
C3 Vestíbulos de edificios públicos, salas de exposición, ...	5	4 (*)
C4 Gimnasios	5	7 (*)
C5 Salas de conciertos, estadios, ...	5	4 (*)
D1 Locales comerciales	5	4 (*)
D2 Grandes superficies, supermercados, ...	5	7 (*)
E Aparcamientos (vehículos ligeros < 30 KN)	2	20 (**)
F Cubiertas accesibles privadamente	1	2 (*)
G Cubiertas planas sólo accesibles para conservación	1	2 (*)

(*) Carga aplicada en una superficie de 50x50 mm

(**) Dos cargas $Q_k/2$ separadas 1.8 m, aplicadas en una superficie de 200x200 mm [ver más detalles en nota (1), Tabla 3.1, del DB SE-AE].

En las zonas de acceso y evacuación de edificios (portales, mesetas, escaleras) de los edificios de las categorías A y B, se incrementará el valor correspondiente en 1 KN/m².

En la comprobación local de balcones volados se añadirá una sobrecarga lineal en sus bordes de 2 KN/m. Las barandillas y petos se calcularán para resistir una fuerza horizontal aplicada a 1.2 m o sobre el borde superior, si éste está situado a menos altura, de valor comprendido entre 0.8 y 3.0 KN/m (ver tabla 3.3 bis del documento DB SE-AE).

Reducción de sobrecargas

Para el dimensionado de vigas y forjados en las categorías de uso A, B, C y D, la suma de las sobrecargas de uso correspondientes a una misma categoría de uso puede reducirse aplicando el coeficiente:

Superficie tributaria (m ²)	16	25	50	100
Coeficiente	1.0	0.9	0.8	0.7

Para el dimensionado de soportes y muros en las categorías de uso A, B, C y D, sobre los que actúan sobrecargas de uso de diferentes plantas, la suma de las sobrecargas correspondientes a la misma categoría de uso pueden reducirse aplicando el coeficiente:

Número de plantas	≤ 2	3-4	≥ 5
Coeficiente	1.0	0.9	0.8

Los coeficientes de reducción anteriores podrán simultanearse en un elemento vertical cuando las plantas situadas por encima de dicho elemento estén destinadas al mismo uso y siempre que correspondan a diferentes usuarios, lo que se hará constar en la memoria del proyecto y en las instrucciones de uso y mantenimiento.

4. NIEVE

Los modelos de carga de este apartado solo cubren los casos de depósito natural de la nieve. En ciertos casos, será necesario prever la posible acumulación de la nieve.

En cubiertas planas de edificios situados en localidades de altitud inferior a 1000 m, es suficiente considerar una carga de nieve de 1 KN/m². En otros casos, o en estructuras ligeras, sensibles a carga vertical, como valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal q_n puede tomarse:

$$q_n = \mu s_k$$

siendo:

μ , **coeficiente de forma de la cubierta**, para tomar en consideración el depósito irregular de la nieve sobre las cubiertas debido al viento. En cubiertas planas sin proximidad de faldones, etc, $\mu = 1$. En otros casos, ver apartado 3.5.3 "Coeficiente de forma" y 3.5.4 "Acumulaciones de nieve" del documento DB SE-AE.

s_k , **valor característico de la carga de nieve sobre terreno horizontal**, que depende de la altitud y de la zona climática en la que esté emplazado el edificio (Fig. E.2 y tabla E.2 del Anejo E del documento DB SE-AE).



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

En la tabla siguiente, se facilitan su valor para las capitales de provincia y ciudades autónomas:

Ciudad	Altitud (m)	s _k (KN/m ²)	Ciudad	Altitud (m)	s _k (KN/m ²)	Ciudad	Altitud (m)	s _k (KN/m ²)
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	S. Sebastián	0	0,3
Ávila	1130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense	130	0,4	Valencia	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria	520	0,7
Cuenca	1010	1,0	Palma	0	0,2	Zamora	650	0,4
Gerona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona	450	0,7	Ceuta-Melilla	0	0,2

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Cuando la construcción esté protegida de la acción del viento, el valor de la carga de nieve podrá reducirse un 20%. Si se encuentra en un emplazamiento fuertemente expuesto, el valor deberá aumentarse un 20%.

Para el cálculo de elementos volados de cubiertas de edificios situados a altitudes > 1000 m debe considerarse también una carga lineal p_n (KN/m) en el borde, debida a la formación del hielo, de valor:

$$p_n = 3 \mu^2 s_k$$

5. ACCIÓN DEL VIENTO

El CTE es de aplicación para edificios situados en altitudes ≤ 2000 m. No cubre los edificios de esbeltez superior a 6 en los que es preciso tomar en consideración los efectos dinámicos del viento.

La acción del viento perpendicular a la superficie de cada punto expuesto puede expresarse mediante la presión estática q_e de valor:

$$q_e = q_b C_e C_p$$

siendo:

q_b , la presión dinámica del viento. De forma simplificada, puede adoptarse el valor 0.5 KN/m^2 . Pueden obtenerse valores más precisos en el Anejo D del documento DB SE-AE, en función del emplazamiento geográfico de la construcción (ver mapa y tabla inferior):



Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b

ZONA	Presión dinámica (KN/m ²)	Velocidad básica del viento (m/s y Km/h)
A	0.42	26 (93.6)
B	0.45	27 (97.2)
C	0.52	29 (104.4)

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

c_e , **coeficiente de exposición** que depende de la altura z del punto considerado y del grado de aspereza del entorno. Tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno.

	Grados de aspereza del entorno
Borde de mar o lago	I
Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	II
Zona rural accidentada o llana con obstáculos aislados (árboles, construcciones pequeñas, ...)	III
Zona urbana en general, industrial o forestal	IV
Centros de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura.	V

En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2.0. En cualquier caso, los valores del coeficiente de exposición pueden obtenerse en la tabla adjunta y en el anejo D del documento DB SE-AE, en función de la altura del punto considerado y el grado de aspereza del entorno.

Tabla con valores del coeficiente de exposición

Entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I	2.4	2.7	3.0	3.1	3.3	3.4	3.5	3.7
II	2.1	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.3	3.5
III	1.6	2.0	2.3	2.5	2.6	2.7	2.9	3.1
IV	1.3	1.4	1.7	1.9	2.1	2.2	2.4	2.6
V	1.2	1.2	1.2	1.4	1.5	1.6	1.9	2.0

Expresiones y tabla del Anejo D para obtener el coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición c_e para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200 m, puede determinarse con la expresión:			
$c_e = F \cdot (F + 7 k)$			(D.2)
$F = k \ln (\max (z, Z) / L)$			(D.3)
siendo k , L , Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2			
Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno			
Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,15	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

c_p , **coeficiente eólico o de presión** dependiente de la forma y de la orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie. Un valor negativo indica succión.

En edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos y ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción del viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción del viento.

Coeficientes eólicos globales

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	≥ 5.00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7

Para otros casos, ver apartado 3.3.5 y anejo D del documento DB SE-AE.

Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas las direcciones, independientemente de la existencia de construcciones medianeras contiguas, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales. Para cada dirección se debe considerar la acción en ambos sentidos.

Si se procede con un coeficiente eólico global, la acción se considerará aplicada con una excentricidad en planta del 5% de la dimensión máxima del edificio en el plano perpendicular a la dirección del viento considerada y del lado desfavorable.

La acción del viento genera además fuerzas tangenciales paralelas a la superficie. Se calculan como el producto de la presión exterior por el coeficiente de rozamiento, de valor igual a 0.01 si la superficie es muy lisa, por ejemplo de acero o aluminio, 0.02 si es rugosa como en el caso del hormigón, y 0.04 si es muy rugosa, como el en el caso de la existencia de ondas, nervaduras o pliegues. En las superficies a barlovento y sotavento no será necesario tener en cuenta la acción del rozamiento si su valor no supera el 10% de la fuerza perpendicular debida a la acción del viento.

6. ACCIÓN TÉRMICA

El documento DB SE-AE en su apartado 3.4.1 indica que no es necesario tener en cuenta la acción térmica en estructuras de edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, cuando se dispongan juntas de dilatación a una distancia máxima de 40 m.

Asimismo, facilita información sobre el cálculo de la acción térmica (apartado 3.4.2), tomando en consideración las temperaturas extremas (Anejo E) y el incremento de temperatura debido a la radiación solar en elementos expuestos a la intemperie (tabla 3.7).

7. ACCIONES ACCIDENTALES

Comprende las acciones debidas al sismo, incendio e impacto, aunque el sismo se define en la NSCE (Norma de construcción sismorresistente) y el incendio en DB-SI.

En el apartado 4.2 del documento DB SE-AE, se facilita información sobre la acción debida a los vehículos de protección contra incendios:

- En las zonas de tránsito de dichos vehículos, se considerará una acción de 20 KN/m^2 dispuestos en una superficie de 3 m de ancho por 8 m de largo, en cualquiera de las posiciones de una banda de 5 m de ancho, y las zonas de maniobra, por donde se prevea y se señalice el paso de este tipo de vehículos.
- Para la comprobación local de las zonas citadas se supondrá, de forma independiente y no simultánea con la anterior, la actuación de una carga de 100 KN, actuando en una superficie circular de 200 mm de diámetro sobre el pavimento terminado, en cualquiera de sus puntos.

En el apartado 4.3 del documento DB SE-AE, se facilita información sobre el impacto de vehículos. Los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes debidas al impacto de vehículos de hasta 30 kN de peso total, son de 50 kN en la dirección paralela a la vía y de 25 kN en la dirección perpendicular, no actuando simultáneamente.

BC. Bases de cálculo

DOCUMENTO BÁSICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL (CTE)

1. INTRODUCCIÓN

Esta Hoja contiene un resumen de algunos aspectos más relevantes del documento DB SE Seguridad Estructural del Código Técnico de la Edificación. Se redacta con el fin de facilitar su utilización en la asignatura Proyecto de estructuras de hormigón.

Este documento establece los principios y los requisitos relativos a la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio, así como la aptitud al servicio, incluyendo su durabilidad.

El capítulo 1 señala los diferentes documentos básicos del CTE que son de aplicación para la seguridad estructural (Acciones, Cimientos, Acero, Fábrica, Madera, Incendio) así como otras Normas o Instrucciones (NCSE, EHE). En general, como periodo de servicio de la estructura se adoptará 50 años.

El capítulo 2 indica la documentación necesaria para el proyecto (memoria, planos, pliego de condiciones), la documentación final de obra y las instrucciones de uso y el plan de mantenimiento. *[Nota: se sugiere una lectura detenida de lo indicado acerca del anejo de cálculo en cap. 2.1.1, apartado 2].*

El capítulo 3 plantea los principios en los que debe basarse el análisis estructural y el dimensionado de la estructura, definiéndose, en otras, las situaciones de dimensionado, los estados límites, los valores representativos de las acciones y los materiales, y los modelos para el análisis estructural.

2. ESTADOS LÍMITES (Cap. 3.2)

Situaciones que de ser superadas puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido:

- **Estados Límites Últimos:** constituyen un riesgo para las personas [pérdida de equilibrio, rotura o deformación excesiva, inestabilidad, efectos dependientes del tiempo: fatiga, corrosión].
- **Estados Límites de Servicio:** afectan al bienestar de las personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción (flechas, asientos, desplomes, vibraciones,...)

3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES Y DE LOS MATERIALES (Cap. 3.3)

Los valores de las acciones a considerar son:

- **Valor característico:**
 - Acciones permanentes (G_k): Se representa habitualmente por su valor medio. En casos en que la variabilidad de la acción pueda ser importante se facilitarán dos valores característicos $G_{k,inf}$ y $G_{k,sup}$. Asumiendo una distribución estadística normal, $G_{k,inf}$ corresponde al fractil 5% y $G_{k,sup}$ al fractil 95%.
 - Acción del pretensado: para cada instante t , podrá definirse un valor superior $P_{k,sup}(t)$ y uno inferior $P_{k,inf}(t)$. En algunos casos, el pretensado podrá representarse por su valor medio $P_m(t)$.
 - Acciones variables (Q_k): Se representa habitualmente por un valor con una determinada probabilidad de no ser superado en un periodo de referencia, o por un valor nominal en los casos que se desconozca la correspondiente distribución estadística.
 - Acciones climáticas: los valores están basados en una probabilidad anual de ser superados de 0.02, lo que corresponde a un periodo de retorno de 50 años.
 - Acciones accidentales: se representan por su valor nominal
- **Valor de combinación** ($\Psi_0 Q_k$): valor de una acción variable que actúa simultáneamente con otra acción variable, estadísticamente independiente, cuya intensidad sea extrema.
- **Valor frecuente** ($\Psi_1 Q_k$): valor de la acción superado durante el 1% del tiempo de referencia
- **Valor casi-permanente** ($\Psi_2 Q_k$): valor de la acción superado durante el 50% del tiempo de referencia

Se considerarán dos valores característicos R_k para las resistencias de los materiales:

- Fractil del 95% en caso de que un valor superior resulte desfavorable
- Fractil del 5% en caso de que un valor inferior resulte desfavorable (este es el valor mas usual)

Las propiedades relativas a la rigidez estructural (EI) y a la dilatación térmica se representan por su valor medio

4. VERIFICACIONES BASADAS EN COEFICIENTES PARCIALES

4.1 CAPACIDAD PORTANTE (Cap. 4.2)

- Verificación de la **estabilidad del conjunto**: $E_{d, dst} \leq E_{d, stb}$

$E_{d, dst}$ valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras
 $E_{d, stb}$ valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

- Verificación de la **resistencia**: $E_d \leq R_d$

E_d valor de calculo del efecto de las acciones (solicitaciones)
 R_d valor de cálculo de la resistencia

- **Situaciones persistentes y transitorias**

$$\sum \gamma_{g,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes ($\gamma_g G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_p P$)
- Una acción variable cualquiera ($\gamma_Q Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis
- El resto de las acciones variables, en valores de cálculo de combinación ($\gamma_Q \psi_0 Q_k$)

Para las comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (estabilizadora), de la desfavorable (desestabilizadora).

- **Situaciones extraordinarias**: incendio, impacto,...

$$\sum \gamma_{g,j} G_{k,j} + \gamma_p P + A_d + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes ($\gamma_g G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_p P$)
- Una acción accidental cualquiera A_d , debiendo analizarse sucesivamente cada una de ellas
- Una acción variable cualquiera, en su valor de cálculo frecuente ($\gamma_Q \psi_1 Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada
- El resto de las acciones variables, en valores de cálculo casi permanentes ($\gamma_Q \psi_2 Q_k$)

Todos los coeficientes de seguridad ($\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$) son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable

- **Situaciones extraordinarias (sismo)**: todas las acciones concomitantes con el valor casi-permanente

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- **Resistencia del material**

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad \text{siendo } \gamma_M \text{ el coeficiente parcial de la resistencia}$$

- **Coeficientes parciales de seguridad γ para las acciones** (ver tabla 4.1)

Tipo de verificación (*)	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		Desfavorable	Favorable
Resistencia	Permanente:		
	- Peso propio, peso del terreno	1.35	0.80
	- Empuje del terreno	1.35	0.70
	- Presión del agua	1.20	0.90
	Variable	1.50	0
Estabilidad		Desestabilizadora	Estabilizadora
	Permanente:		
	- Peso propio, peso del terreno	1.10	0.90
	- Empuje del terreno	1.35	0.80
	- Presión del agua	1.05	0.95
	Variable	1.5	0

(*) Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia al terreno se establecen en DB-SE-C

- **Valores de los coeficientes de simultaneidad Ψ** (ver tabla 4.2)

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga de uso (categorías según DB-SE-AE)			
Zonas residenciales (Categoría A)	0.7	0.5	0.3
Zonas administrativas (Categoría B)	0.7	0.5	0.3
Zonas destinadas al público (Categoría C)	0.7	0.7	0.6
Zonas comerciales (Categoría D)	0.7	0.7	0.6
Zonas de tráfico o aparcamientos de vehículos ligeros < 30 kN (Categoría F)	0.7	0.7	0.6
Cubiertas transitables (Categoría G)	Según uso		
Cubiertas accesibles para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve: altitud > 1000 m	0.7	0.5	0.2
altitud ≤ 1000 m	0.5	0.2	0
Viento	0.6	0.5	0
Temperatura	0.6	0.5	0
Acciones variables del terreno	0.7	0.7	0.7

4.2 APTITUD DE SERVICIO (cap. 4.3)

- **Combinación característica:** efecto de acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes en valor característico (G_k)
- Una acción variable cualquiera en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis
- Resto de acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 Q_k$)

- **Combinación frecuente:** efecto de acciones de corta duración que resultan reversibles

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes en valor característico (G_k)
- Una acción variable cualquiera en valor frecuente ($\psi_1 Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis
- Resto de acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 Q_k$)

- **Combinación casi-permanente:** efecto de acciones de larga duración

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes en valor característico (G_k)
- Todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 Q_k$)

- **Valores límite de flecha en vigas y forjados:**

- Integridad de los elementos constructivos: acciones características considerando solo las deformaciones que se produzcan después de la puesta en obra del elemento [flecha activa]):
 - 1/500 en pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas
 - 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas
 - 1/300 en el resto de los casos
- Confort de los usuarios (acciones características de corta duración):
 - 1/350 en todos los casos
- Apariencia de la obra: acciones casi permanentes
 - 1/300 en todos los casos

Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos

- **Valores límite de desplazamientos horizontales:**

- Integridad de los elementos constructivos: acciones características
 - Desplome total: 1/500 de la altura total del edificio
 - Desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas
- Apariencia de la obra: acciones casi permanentes
 - Desplome relativo: 1/250

5. OTROS CONTENIDOS DEL DOCUMENTO BÁSICO SOBRE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

El cap. 4.3.4 del este documento aborda también la estudio del E.L.S. de vibraciones, estableciendo unos valores indicativos para las frecuencias propias de las estructuras.

El cap. 4.4 aborda los efectos del tiempo en las estructuras: durabilidad, fatiga y efectos reológicos.

El cap. 5 aborda las verificaciones basadas en los métodos experimentales.

Finalmente, el documento se complementa con cuatro anejos:

- Anejo A: Terminología
- Anejo B: Notaciones y unidades
- Anejo C: Principios de los métodos probabilistas explícito e implícito
- Anejo D: Evaluación estructural de edificios existentes

BASES DE CÁLCULO, ACCIONES, MATERIALES, DURABILIDAD Y RESISTENCIA AL FUEGO EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN EHE-08

1. BASES DE CÁLCULO (art.5 y 8, EHE-08; DB-SE, CTE)

La vida útil de una estructura es el período de tiempo a partir de su puesta en servicio, durante el que debe mantenerse unas condiciones de seguridad, funcionalidad y aspecto aceptables. Durante ese período requerirá una conservación normal adecuada pero no requerirá operaciones de rehabilitación.

La vida útil nominal deberá ser establecida por la Propiedad pero nunca será inferior a los valores siguientes:

- Estructuras de carácter temporal: 3-10 años
- Edificios agrícolas o industriales: 15-50 años
- Edificios de viviendas y oficinas: 50 años
- Edificios de carácter monumental o de importancia especial: 100 años

El proyectista podrá utilizar las prescripciones o requisitos indicados en el art.37 (ver apartado 4 de este documento) o satisfacer el Estado Límite de Durabilidad producido por las acciones físicas o químicas que pueden degradar al hormigón o a las armaduras hasta límites inaceptables, de forma que $t_L \geq t_d$ siendo t_L el tiempo necesario para que el agresivo produzca un ataque a degradación significativa y t_d el valor de cálculo de la vida útil

Las estructuras deben cumplir los siguientes requisitos:

- Seguridad y funcionalidad
- Seguridad en caso de incendio
- Higiene, salud y protección al medio ambiente

a) Requisito de seguridad estructural (art.5.1.1)

Las estructuras deberán proyectarse, construirse, controlarse y mantenerse de forma que se cumplan unos niveles mínimos de fiabilidad para cada exigencia.

- **Resistencia y estabilidad:** no se generen riesgos inadmisibles. Debe comprobarse que la estructura no supere ninguno de los Estados Límites Últimos (ELU) que engloban todos aquellos que producen una puesta fuera de servicio de la estructura, por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. Entre ellos, pueden citarse:
 - ✓ Fallo de equilibrio considerada la estructura como sólido rígido (ELU de Equilibrio)
 - ✓ Fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de estabilidad
 - Agotamiento por solicitaciones normales (momento flector, esfuerzo normal), esfuerzo cortante, torsión, punzonamiento, rasante,
 - Anclaje
 - Inestabilidad
 - ✓ Fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas (ELU de Fatiga)

Debe satisfacerse que $R_d \geq S_d$ siendo R_d el valor de cálculo de la respuesta estructura y S_d el valor de cálculo del efecto de las acciones (solicitaciones).

- **Aptitud al servicio:** no se produzcan vibraciones ni deformaciones inadmisibles; las aberturas de fisuras serán inferiores a los valores máximos w_{max} indicados en la tabla página siguiente.

Deben comprobarse que la estructura no supere ninguno de los Estados Límites de Servicio (E.L.S.) que engloban aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos. Entre ellos, pueden citarse:

- ✓ Estado Límite de Deformación
- ✓ Estado Límite de Fisuración
- ✓ Estado Límite de Vibraciones

Debe satisfacerse que $C_d \geq E_d$ siendo C_d el valor límite admisible (deformación, vibración, abertura de fisura) y E_d el valor de cálculo del efecto de las acciones

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{máx}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ 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.

- b) **Requisito de seguridad en caso de incendio** (art. 5.1.2, EHE-08 y DB-SI, CTE): la estructura debe mantener su resistencia frente al fuego durante el tiempo establecido en las correspondientes especificaciones técnicas
- c) **Requisito de higiene, salud y medio ambiente** (art. 5.1.3): debe cumplirse la exigencia medioambiental de la ejecución cuando así se haya establecido en el proyecto

2. ACCIONES (art. 9, 10, 11, 12 y 13)

(Nota: consultar CTE DB SE Acciones en edificación y el Documento AE1)

• Valores característicos (F_k)

El valor característico de una acción puede venir determinado por un valor medio, por un valor nominal o por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un periodo de referencia que tiene en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción

- ✓ Peso de la estructura:
 - Hormigón en masa: 23 kN/m³
 - Hormigón armado o pretensado: 25 kN/m³
- ✓ Pretensado (art.10.4.2)
- ✓ Otras acciones (Documento AE1 y DB-SE AE Acciones en edificación del CTE)

• Valores representativos

- ✓ Acciones permanentes: en general, corresponde al valor característico de la acción
- ✓ Acciones variables:
 - Valor de combinación $\Psi_0 Q_k$: es el valor de la acción cuando actúa con alguna otra acción variable
 - Valor frecuente $\Psi_1 Q_k$: es el valor de la acción variable que es sobrepasado en solo periodos de corta duración respecto a la vida útil de la estructura (1% del tiempo de referencia según CTE, Parte I)
 - Valor cuasipermanente $\Psi_2 Q_k$: es el valor de la acción variable que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura (50% del tiempo de referencia según CTE, Parte I)

El valor de los coeficientes ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 para edificación viene fijado en la tabla 4.2 de CTE DB SE (ver documento BC1), indicándose en la tabla adjunta los valores más usuales:

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga de uso: Zonas residenciales y administrativas	0.7	0.5	0.3
Sobrecarga de uso: Zonas destinadas al público y comerciales	0.7	0.7	0.6
Sobrecarga de uso: cubiertas accesibles para mantenimiento	0	0	0
Aparcamientos de vehículos ligeros	0.7	0.7	0.6
Sobrecarga de nieve (altitud < 1000 m)	0.5	0.2	0
Sobrecarga de nieve (altitud > 1000 m)	0.7	0.5	0.2
Sobrecarga de viento	0.6	0.5	0

- **Valores de cálculo:** $F_d = \gamma_f \psi_i F_k$ donde
 γ_f es el coeficiente parcial de seguridad
 $\psi_i F_k$ es el valor representativo de la acción

- **Coeficientes de seguridad**

Los coeficientes de seguridad en E.L.U., que han de aplicarse al valor característico de las acciones, son:

	Efecto desfavorable	Efecto favorable
Acciones permanentes (G_k)	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.00$
Acciones variables (Q_k)	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 0.00$
Acción del pretensado (P_k)	$\gamma_p = 1.00$	$\gamma_p = 1.00$

Los coeficientes de seguridad para las acciones en E.L.S. son:

	Efecto desfavorable	Efecto favorable
Acciones permanentes (G_k)	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Acciones variables (Q_k)	$\gamma_Q = 1.00$	$\gamma_Q = 0.00$
Acción del pretensado (P_k) con armaduras pretesas	$\gamma_p = 1.05$	$\gamma_p = 0.95$
Acción del pretensado (P_k) con armaduras postesas	$\gamma_p = 1.10$	$\gamma_p = 0.90$

- **Combinación de acciones**

Cada combinación de acciones estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante [$Q_{k,1}$], la acción del pretensado (P_k) y una o varias acciones variables concomitantes [$Q_{k,i}$]; cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

E.L.U.: las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\text{Situaciones permanentes o transitorias:} \quad \sum \gamma_G G_k + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales o sísmicas (consultar EHE, art.13.2)

E.L.S.: Para las estructuras de edificación, las combinaciones de acciones, con $\gamma_G = \gamma_Q = 1$, son:

$$\text{Combinación poco probable:} \quad \sum \gamma_G G_k + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{Combinación frecuente:} \quad \sum \gamma_G G_k + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$\text{Situación cuasipermanente:} \quad \sum \gamma_G G_k + \gamma_p P_k + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. MATERIALES

3.1 Tipos de cementos y designación

La Instrucción para la Recepción de Cementos RC-16 establece los distintos tipos de cementos que se designan con las siglas:

- CEM: cementos comunes
- I a V con A ó B: según % de adición
- S a LL en CEM II: según el tipo de adición
- Resistencia a 28 d, en MPa
- R ó N: resistencia inicial alta o normal, respectivamente (*L: resistencia inicial baja en cementos tipo III*).

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

La tabla siguiente muestra la clasificación de los cementos comunes con distintos tipos de adiciones:

(Ejemplos: CEM I 42,5 R; CEM II/A-L 32,5 N)

Tabla AI.1.1a Cementos comunes

Tipos	Denominación	Designación	Composición (proporción en masa ¹⁾⁵⁾										Componente minoritarios			
			Componentes principales													
			Clinker K	Escoria de horno alto S	Humo de Sílice D ²⁾	Puzolana Natural P	Natural calcinada Q	Cenizas volantes Síliceas V	Calcáreas W	Esquistos calcinados T	Caliza ⁴⁾					
								L	LL							
CEM I	Cemento pórtland	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
CEM II	Cemento pórtland con escoria	CEM II/A-S	80-94	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento pórtland con humo de sílice	CEM II/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento pórtland con puzolana	CEM II/B-P	65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-V	80-94	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento pórtland con ceniza volante	CEM II/B-V	65-79	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-W	80-94	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-W	65-79	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento pórtland con esquistos calcinados	CEM II/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	0-5
	Cemento pórtland con caliza	CEM II/B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5
	Cemento pórtland compuesto ³⁾	CEM II/A-M	80-88	-	-	-	-	-	-	-	12-20	-	-	-	-	0-5
CEM II/B-M		65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	0-5	
CEM III	Cemento de horno alto	CEM III/A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM IV	Cemento puzolánico ⁴⁾	CEM IV/A	65-89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11-35	0-5
		CEM IV/B	45-64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	36-55
CEM V	Cemento compuesto ⁵⁾	CEM V/A	40-64	18-30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18-30	0-5
		CEM V/B	20-38	31-49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	31-49

1) Los valores de la tabla se refieren a la suma de los componentes principales y minoritarios (núcleo de cemento).

2) El porcentaje de humo de sílice está limitado al 10%.

3) En cementos pórtland compuestos, CEM II/A-M y CEM II/B-M, en cementos puzolánicos, CEM IV/A y CEM IV/B, y en cementos compuestos, CEM V/A y CEM V/B, los componentes principales diferentes del clinker deben ser declarados en la designación del cemento (véase el apartado AI.1.2).

4) El contenido de carbono orgánico total (TOC), determinado conforme a la norma UNE-EN 13630, será inferior al 0,20% en masa para calizas LL, o inferior al 0,50% en masa para calizas L.

5) Los requisitos para la composición se refieren a la suma de todos los componentes principales y minoritarios adicionales. Se sobreentiende que el cemento final es la suma de los componentes principales y minoritarios adicionales más el sulfato de calcio necesario y cualquier aditivo.

S: escoria de horno alto

D: humo de sílice

P: puzolana natural

Q: puzolana natural calcinada

V: ceniza volante sílicea

W: ceniza volante calcárea

T: esquistos calcinados

L y LL: caliza (contenido en carbono orgánico $\leq 0.5\%$ en masa y $\leq 0.2\%$ en masa, respectivamente)

Las prescripciones relativas a las características mecánicas y físicas que deben cumplir los cementos comunes según las clases de resistencia se indican en la tabla siguiente:

Tabla AI.1.3 Prescripciones mecánicas y físicas de los cementos comunes

Clase de resistencia	Resistencia a compresión ⁽²⁾ UNE-EN 196-1 (N/mm ²)			Tiempo de principio de fraguado UNE-EN 196-3 (min)	Estabilidad de volumen UNE-EN 196-3 (Expansión, mm)	Calor de Hidratación ⁽³⁾ (J/g)	
	Resistencia inicial		Resistencia nominal 28 días			UNE-EN 196-9	UNE-EN 196-8
	2 días	7 días				41 horas	7 días
32,5 L ⁽¹⁾	-	$\geq 12,0$	$\geq 32,5$	$\leq 52,5$	≥ 75	≤ 10	≤ 270
32,5 N	-	$\geq 16,0$					
32,5 R	$\geq 10,0$	-					
42,5 L ⁽¹⁾	-	$\geq 16,0$	$\geq 42,5$	$\leq 62,5$	≥ 60		
42,5 N	$\geq 10,0$	-					
42,5 R	$\geq 20,0$	-					
52,5 L ⁽¹⁾	$\geq 10,0$	-	$\geq 52,5$	-	≥ 45		
52,5 N	$\geq 20,0$	-					
52,5 R	$\geq 30,0$	-					

⁽¹⁾ Clase de resistencia definida sólo para los CEM III.

⁽²⁾ 1 N/mm² = 1 MPa.

⁽³⁾ Solo para cementos de bajo calor de hidratación (LH).

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

A continuación, se incluye la tabla de los cementos comunes resistentes a sulfatos SR indicados en RC-16, según norma UNE-EN 197-1:

(Ejemplo: CEM I 42,5 R-SR 3)

Tipos principales	Denominación	Designación	Contenido de C ₃ A (%) ^(*)	Composición (proporción en masa ⁽¹⁾)				
				Componentes principales				Componentes minoritarios adicionales
				Clinker K	Escoria de homo alto S	Puzolana natural P	Ceniza volante silicea V	
CEM I	Cemento p ^o rtland resistente a los sulfatos.	CEM I-SR 0	= 0	95-100	-	-	-	0-5
		CEM I-SR 3	≤ 3					
		CEM I-SR 5	≤ 5					
CEM III ⁽²⁾	Cemento de homo alto resistente a los sulfatos.	CEM III/B-SR	-	20-34	66-80	-	-	0-5
		CEM III/C-SR	-	5-19	81-95	-	-	0-5
CEM IV	Cemento puzolánico resistente a los sulfatos ⁽³⁾	CEM IV/A-SR	≤ 9	65-79	-	21-35		0-5
		CEM IV/B-SR	≤ 9	45-64	-	36-55		0-5

(¹) Los valores de la tabla se refieren a la suma de los componentes principales y minoritarios adicionales.
(²) En los cementos puzolánicos resistentes a los sulfatos, los tipos CEM V/A-SR y CEM V/B-SR, los componentes principales además del clinker deben ser declarados en la denominación del cemento (véase apartado AI.1.2.).
(³) En el caso de los cementos de homo alto resistentes a los sulfatos, CEM III/B-SR y CEM III/C-SR, no existe requisito relativo al contenido de C₃A en el clinker.
(⁴) Analizado en el clinker.

A continuación, se incluye la tabla de los cementos resistentes a sulfatos SRC indicados en RC-16, según norma UNE 80303-1:

(Ejemplo: II/A-V 42,5 N/SRC)

Tipos	Denominaciones	Designaciones	Especificaciones del clinker de los cementos resistentes a los sulfatos (SRC)			
			C ₃ A%	C ₃ A% + C ₄ AF%		
II	Cementos p ^o rtland con adiciones, resistentes a sulfatos	Con escoria de homo alto (S)	≤ 6,0	≤ 22,0		
II		II/A-S				
II		II/B-S				
II		Con humo de sílice (D)				
II		II/A-D				
II		II/B-D				
II	Con Puzolana natural (P)	II/A-P	≤ 6,0	≤ 22,0		
II	II/B-P					
II	Con ceniza volante (V)	II/A-V				
II	II/B-V					
III	Cementos con adiciones, resistentes a sulfatos	Con escoria de homo alto (S)			≤ 8,0	≤ 25,0
V	Cementos compuestos (S+P+V)	V/A			≤ 8,0	≤ 25,0

Las prescripciones sobre C₃A y (C₃A + C₄AF) se refieren a porcentajes en masa de clinker. Los contenidos de C₃A y C₄AF se determinarán por cálculo, según la norma UNE 80304, a partir de los ensayos realizados sobre el clinker según la norma UNE-EN 196-2.

A continuación, se incluyen la tabla de los cementos resistentes al agua del mar MR indicados en RC-16, según norma UNE 80303-2.

(Ejemplos: II/B-P 42,5 N/MR; III/B 32,5 N/MR)

Tipos	Denominaciones	Designaciones	Especificaciones del clinker de los cementos resistentes a agua de mar (MR)			
			C ₃ A%	C ₃ A% + C ₄ AF%		
I	Cementos p ^o rtland resistentes a agua de mar	I	≤ 5,0	≤ 22,0		
II	Cementos p ^o rtland con adiciones, resistentes a agua de mar	Con escoria de homo alto (S)	≤ 8,0	≤ 25,0		
II		II/A-S				
II		II/B-S				
II		Con humo de sílice (D)				
II		II/A-D				
II		II/B-D				
II	Con puzolana natural (P)	II/A-P	≤ 8,0	≤ 25,0		
II	II/B-P					
II	Con ceniza volante (V)	II/A-V				
II	II/B-V					
III	Cementos con adiciones, resistentes a agua de mar	III/A			≤ 10,0	≤ 25,0
III		III/B			Ninguna	
III		III/C	Ninguna			
IV	Cementos Puzolánicos (D+P+V)	IV/A	≤ 8,0	≤ 25,0		
IV		IV/B	≤ 10,0	≤ 25,0		
V	Cementos compuestos (S+P+V)	V/A			≤ 10,0	≤ 25,0

Las prescripciones sobre C₃A y (C₃A + C₄AF) se refieren a porcentajes en masa de clinker. Los contenidos de C₃A y C₄AF se determinarán por cálculo, según la norma UNE 80304, a partir de los ensayos realizados sobre el clinker según la norma UNE-EN 196-2.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Los cementos resistentes a sulfatos SR y SRC son también resistentes al agua de mar.

En el anejo 8 de la Instrucción RC-16, se establecen las recomendaciones para la selección del tipo de cemento a emplear en estructuras de hormigón. Las dos tablas siguientes muestran las recomendaciones para elementos estructurales y para cimentaciones, respectivamente. [ver RC-16 Anejo 8 y EHE-08, Anejo 4 para más detalles].

Aplicación	Cementos recomendados
Hormigón en masa	Todos los cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T y CEM III/C. Cementos para usos especiales ESP VI-1 ⁽¹⁾
Hormigón armado	Todos los cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C y CEM V/B.
Hormigón pretensado incluidos los prefabricados estructurales	Cementos comunes ⁽²⁾ de los tipos CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M (V-P) ⁽³⁾
Elementos estructurales prefabricados de hormigón armado	Resultan muy adecuados los cementos comunes ⁽²⁾ de los tipos CEM I, CEM II/A y adecuado el cemento común tipo CEM IV/A cuando así se deduzca de un estudio experimental específico.
Hormigón en masa y armado en grandes volúmenes	Resultan muy adecuados los cementos comunes CEM III/B y CEM IV/B y adecuados los cementos comunes tipo CEM II/B, CEM III/A, CEM IV/A y CEM V/A. Cementos para usos especiales ESP VI-1. Es muy recomendable la característica adicional de bajo calor de hidratación (LH) y de muy bajo calor de hidratación (VLH), según los casos.
Hormigón de alta resistencia	Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM I y adecuados los cementos comunes tipo CEM II/A-D y CEM III/A 42,5 R. El resto de cementos comunes tipo CEM II/A pueden resultar adecuados cuando así se deduzca de un estudio experimental específico.
Hormigones para reparaciones rápidas de urgencia	Los cementos comunes tipo CEM I, CEM II/A-D, y el cemento de aluminato de calcio (CAC).
Hormigones para desencofrado y descimbrado rápido	Los cementos comunes ⁽²⁾ tipo CEM I, y CEM II.
Hormigón proyectado	Los cementos comunes tipo CEM I, y CEM II/A.
Hormigones con áridos potencialmente reactivos ⁽⁴⁾	Resultan muy adecuados los cementos comunes tipo CEM III, CEM IV, CEM V, CEM II/A-D, CEM II/B-S y CEM II/B-V, y adecuados los cementos comunes tipo CEM II/B-P y CEM II/B-M.

⁽¹⁾ En el caso de grandes volúmenes de hormigón en masa.
⁽²⁾ Dentro de los indicados son preferibles los de alta resistencia inicial.
⁽³⁾ La inclusión de los cementos CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M (V-P) como utilizables para la aplicación de hormigón pretensado es coherente con la posibilidad, contemplada en la Instrucción de Hormigón Estructural vigente, de la utilización de adición al hormigón pretensado de cenizas volantes en una cantidad no mayor del 20 % del peso de cemento.
⁽⁴⁾ Para esta aplicación son recomendables los cementos con bajo contenido en alcalinos o aquéllos citados en la tabla.

Aplicación	Cementos recomendados
Cimentaciones de hormigón en masa.	Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM IV/B, siendo adecuados el resto de cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T y CEM III/C.
	En todos los casos es recomendable la característica adicional de bajo calor de hidratación (LH). Es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a sulfatos (SR/SRC) ⁽¹⁾ o al agua de mar (MR) cuando corresponda.
Cimentaciones de hormigón armado.	Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM I y CEM II/A, siendo adecuados el resto de cementos comunes a excepción de los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/B, CEM III/C y CEM IV/B.
	Es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a sulfatos (SR/SRC) ⁽¹⁾ o al agua de mar (MR) cuando corresponda.

⁽¹⁾ De acuerdo con la norma UNE-EN 197-1 o UNE 80303-1, según corresponda.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

En la tabla siguiente, se recogen los cementos recomendados en RC-16 para fabricación de hormigones según las clases de exposición indicadas en la Instrucción EHE-08:

Clase de exposición	Tipo de proceso (Agresividad debida a)	Cementos recomendados
I	Ninguno.	Todos los recomendados según la aplicación prevista.
II	Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros.	CEM I, cualquier CEM II (preferentemente CEM III/A), CEM III/A, CEM IV/A.
III ⁽¹⁾	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino.	Muy adecuados los cementos CEM II/S, CEM II/V (preferentemente los CEM II/B-V), CEM II/P (preferentemente los CEM II/B-P), CEM II/A-D, CEM III, CEM IV (preferentemente los CEM IV/A) y CEM V/A.
IV	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino.	Preferentemente, los CEM I y CEM II/A y, además, los mismos que para la clase de exposición III.
Q ⁽²⁾	Ataque al hormigón por sulfatos.	Los mismos que para la clase de exposición III.
Q	Lixiviación del hormigón por aguas puras, ácidas, o con CO ₂ agresivo.	Cementos comunes de los tipos CEM II/P, CEM II/V, CEM II/A-D, CEM II/S, CEM III, CEM IV y CEM V.
Q ⁽³⁾	Reactividad álcali-árido.	Cementos de bajo contenido en alcalinos (óxidos de sodio y de potasio) en los que: $(Na_2O)_{eq} = Na_2O (\%) + 0,658 K_2O (\%) < 0,60$

⁽¹⁾ En esta clase de exposición es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR), tal y como establece la Instrucción de Hormigón Estructural vigente.

⁽²⁾ En esta clase de exposición es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a los sulfatos (SR/SRC, de acuerdo con la norma UNE-EN 197-1 o UNE 80303-1, según corresponda), en el caso de que la clase específica Qb o Qc, tal y como establece la Instrucción de Hormigón Estructural vigente. En los casos en que el elemento esté en contacto con agua de mar será necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR).

⁽³⁾ También son recomendables los cementos citados en la tabla AVIII.2.1 para hormigones con áridos potencialmente reactivos (que necesitarían cementos con bajo contenido en alcalinos).

3.2 Valores característicos y de cálculo de las resistencias (art. 15)

- Los valores característicos de resistencia de los materiales son cuantiles correspondiente a la probabilidad 0.05.
- Los valores de cálculo se obtienen a partir de los valores característicos divididos por un coeficiente parcial de seguridad (γ_c y γ_s)
 - Hormigón: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ (no mayor de 10 N/mm² si se aplica control indirecto; art. 31.4)
 - Armaduras: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (reducido un 25% si se aplica nivel de control reducido)

En general, los coeficientes de seguridad para los materiales en **E.L.U.** son:

- Hormigón: $\gamma_c = 1.50$ [1.40 (1.35 en prefabricación) con control de ejecución intenso y distintivo de calidad]
- Armaduras: $\gamma_s = 1.15$ [1.10 con control de ejecución intenso y distintivo de calidad]

En general, los coeficientes de seguridad para los materiales en **E.L.S.** son igual a la unidad.

3.3 Hormigón (art. 31 y 39)

- Resistencia característica a compresión f_{ck} : valor obtenido en ensayo normalizado en probeta cilíndrica de 150 x 300 mm. Se puede también emplear la probeta cúbica para el control de resistencias a través de factores de conversión (art.86.3.2)
- Resistencia del hormigón a tracción:
 - ✓ Valor medio de la resistencia a tracción: $f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$
 - ✓ Valor característico de la resistencia a tracción: $f_{ct,k} = 0.70 f_{ct,m} = 0.21 f_{ck}^{2/3}$
 - ✓ Resistencia media a flexo-tracción $f_{ct,m,fl}$: el máximo valor de:
 - $f_{ct,m}$
 - $[1.6 - h/1000] f_{ct,m}$, siendo h el canto en mm

- Módulo de deformación longitudinal secante E_{cm} : $E_{cm} = 8500 (f_{ck} + 8)^{1/3}$ para valores de $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$
- Fluencia: aumento considerable de la deformación (deformación diferida) respecto al valor instantáneo y ligera disminución de la resistencia en el hormigón, debida a la acción de las cargas de larga duración. Esta deformación es 1 a 6 veces la deformación instantánea (ver EHE-08, Tabla 39.8). La fluencia es tanto mayor cuando más joven es el hormigón a la edad de su puesta en carga, cuanto más seco es el ambiente en el que se encuentra la estructura, cuanto menor es el espesor de la pieza,...
- Tipificación del hormigón: **T-R/C/TM/A**, siendo:

T, tipo de hormigón:

- hormigón en masa (HM)
- hormigón armado (HA)
- hormigón pretensado (HP)
- hormigones con fibras (HMF, HAF, HPF; anejo 14)
- hormigones reciclados (HRM, HRA; anejo 15)
- hormigón ligero (HLE, anejo 16)
- hormigón de limpieza (HL, anejo 18)
- hormigón no estructural (HNE, anejo 18)

R, Resistencia característica a compresión a 28 días, expresada en N/mm^2 ; se recomienda la serie: 20 (solo HM), 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 70, 80, 90, 100.

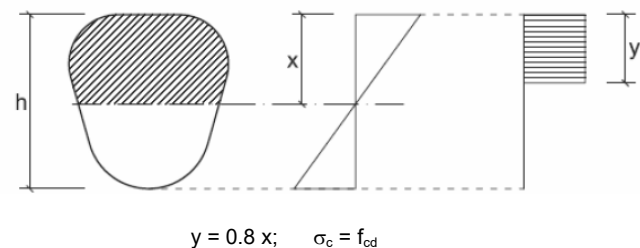
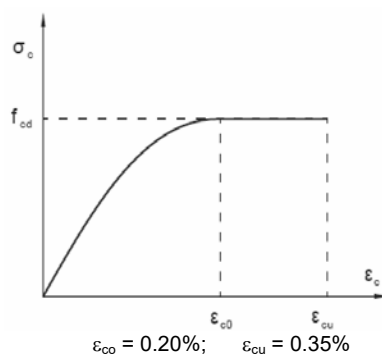
C, Tipo de consistencia:

- **Seca** (0-2 cm)
- **Plástica** (3-5 cm)
- **Blanda** (6-9 cm)
- **Fluida** (10-15 cm)
- **AC** (autocompactante, Anejo 17)

TM, Tamaño máximo del árido

A, Ambiente (art.8.2.1)

- Resistencia de cálculo a compresión $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ siendo α_{cc} es el factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. En general, se adopta $\alpha_{cc} = 1$ por considerar que el fenómeno de cansancio del hormigón se presenta raras veces en la práctica. No obstante, pueden adoptarse valores entre 0.85 y 1.0 cuando existan cargas elevadas de larga duración.
- Diagramas tensión-deformación de cálculo: parábola rectángulo y rectángulo



- Resistencia de cálculo a tracción $f_{ct,d} = \alpha_{ct} f_{ct,k} / \gamma_c$ siendo α_{ct} es el factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de tracción debido a cargas de larga duración. A falta de justificación experimental específica, se adopta $\alpha_{ct} = 1$.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN**3.4 Acero en armaduras** (art.32, 33 y 38)

- Módulo de elasticidad: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
- Barras corrugadas:
 - ✓ Diámetros: (6); 8; 10; 12; 14; 16; 20; 25; (32) y (40) mm
 - ✓ Tipos y características:

Tipo de acero	Acero soldable		Acero soldable con especiales características de ductilidad	
	B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Designación				
Límite elástico, f_{yk} [N/mm ²]	≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_s [N/mm ²]	≥ 440	≥ 550	≥ 480	≥ 575
Alargamiento de rotura (%)	≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Relación f_s/f_{yk}	≥ 1.05	≥ 1.05	$1.20 \leq f_s/f_{yk} \leq 1.35$	$1.15 \leq f_s/f_{yk} \leq 1.35$

- **Armadura pasiva (art.33):**

a) Armaduras normalizadas:

Mallas electrosoldadas:

- ✓ Diámetros: 5.0; 5.5; 6.0; 6.5; 7.0; 7.5; 8.0; 8.5; 9.0; 9.5; 10.0; 11.0; 12.0, 14 y 16 mm
[4.0 y 4.5 mm solo para mallas de reparto y control de la fisuración superficial].
- ✓ B 500 T: Límite elástico característico f_{yk} > 500 N/mm²
Carga unitaria de rotura f_s > 550 N/mm²
Alargamiento de rotura > 8%
Relación f_s / f_{yk} > 1.03

Armadura básica en celosía: estructura espacial electrosoldada formada por un cordón superior y uno o varios cordones inferiores, todos ellos de acero corrugado, y elementos transversales

b) Ferralla armada: armadura elaborada por procesos de enderezado, corte, doblado y atado mediante alambre o soldadura

- **Diagramas tensión-deformación de cálculo** (art.38)

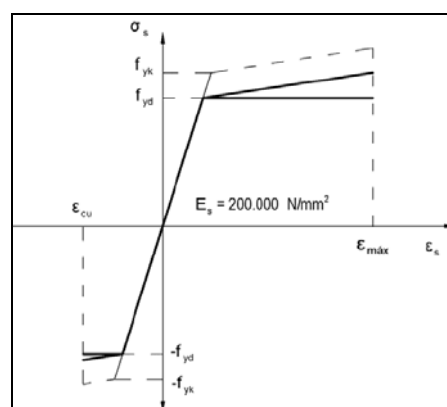
En general, es suficiente la utilización del diagrama bi-lineal con rama horizontal ($\epsilon_{\text{max.}} = 1.0\%$)

- **Adherencia hormigón-acero:**

Se homologará mediante:

- ✓ Ensayo del beam-test
- ✓ Control geométrico del área proyectada de corrugas.

La homologación de las armaduras por uno u otro método determinará respectivamente las longitudes de anclaje a considerar en el proyecto (art. 69.5).



4. DURABILIDAD (art. 8 y 37)

4.1 Introducción

Una estructura debe ser proyectada, construida y mantenida para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y el período de vida útil previsto en el proyecto así como por la agresividad del ambiente. La durabilidad de una estructura es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El proyectista podrá adoptar las estrategias indicadas en EHE (art.37) que se resumen en este apartado o, alternativamente, para los procesos de corrosión de las armaduras, podrá optar por comprobar el Estado Límite de Durabilidad (Anejo 9)

4.2 Estrategias para la durabilidad (art.37.2)

- Selección de la forma estructural: formas geométricas, detalles, accesibilidad, rápida evacuación del agua,
- Consecución de una calidad adecuada del hormigón [tipo de cemento y mínimo contenido de cemento (250-300 kg/m³); máxima relación agua/conglomerante (0.45-0.65); aire ocluido; etc.]
- Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras
- Control del valor máximo de abertura de fisura (E.L.S. de fisuración)
- Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos
- Adopción de medidas contra la corrosión de las armaduras (control del contenido en cloruros, inhibidores de corrosión, protección catódica, armaduras galvanizadas, armaduras de acero inoxidable, etc.)

4.3. Definición del tipo de ambiente

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto. Se obtiene por la combinación de una de las clases generales de exposición frente a la corrosión de las armaduras (art. 8.2.2) y las clases específicas de exposición relativas a los otros procesos de degradación que procedan para cada caso (art. 8.2.3)

Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras (Tabla 8.2.2)

- I: No agresiva: interiores de edificios no sometidos a condensación y elementos de hormigón en masa
- IIa: Normal con humedad alta (corrosión por carbonatación): interiores con humedades > 65% o condensaciones. Exteriores con precipitaciones medias anuales importantes (> 600 mm) y elementos enterrados (cimentaciones) o sumergidos.
- IIb: Normal con humedad baja (corrosión por carbonatación): exteriores en zonas con precipitación media baja (< 600mm).
- IIIa: Marina aérea (corrosión por cloruros): estructuras situadas a menos de 5 km de la costa
- IIIb: Marina sumergida (corrosión por cloruros): estructuras sumergidas permanentemente
- IIIc: Marina en zona de mareas (corrosión por cloruros): estructuras situadas en zona de carrera de mareas
- IV Con cloruros de origen diferente al marino: piscinas, aparcamientos en zonas de nieve (sales fundentes)

Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro (Tablas 8.2.3 a y b)

- Qa Agresividad química débil
- Qb Agresividad química media. Incluye elementos en contacto con agua de mar
- Qc Agresividad química fuerte
- H Heladas (sin sales fundentes): contacto con agua ó HR >75% y 50% probabilidad anual de alcanzar al menos una vez T < - 5°C
- F Heladas (con sales fundentes): tráfico de vehículos o peatones, >5 nevadas anuales o valor medio de T_{min} en meses de invierno < 0°
- E Erosión: elementos sometidos a desgaste superficial

Ejemplo de determinación del tipo de ambiente en soportes vistos en soportales exteriores de edificio en zona de frecuentes nevadas, en contacto con agua o HR>75%: IIa + H.

4.4 Recubrimientos (art.37.2.4)

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie del hormigón. Deberá ser igual o superior al diámetro de la barra y superior al **valor mínimo** indicado en las tablas que depende de:

- La vida útil establecida en proyecto para la estructura (se tabulan valores para 50 y 100 años de vida útil)
- Tipo de cemento y resistencia del hormigón, para las clases I y II
- Tipo de cemento y hormigón (HA, HP) para las clases III y IV
- Tipo de cemento y resistencia del hormigón para las clases H, F y E

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Como **valor nominal** del recubrimiento (el que tiene que incluirse en los planos) deberá adoptarse el valor mínimo especificado según la clase de exposición más un incremento igual a **5 mm** si el nivel de control es intenso o a **10 mm** en el resto de los casos. En prefabricados con nivel de control intenso, el valor nominal coincide con el valor mínimo.

Los valores mínimos serán superiores a:

- El indicado en las tablas siguientes
- El diámetro de la barra
- $0.80 t_{\max}$ del árido
- 70 mm, en hormigonados contra el terreno
- Dos diámetros, en dirección perpendicular al plano de la curva en barras dobladas.

Tabla 37.2.4.1.a
Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 37.2.4.1.b
Recubrimiento mínimo (mm) para las clases generales de exposición III y IV

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26°	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº 9, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

Tabla 37.2.4.1.c
Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _p), (años)	
			50	100
H	CEM III	25 ≤ f _{ck} < 40	25	50
		f _{ck} ≥ 40	15	25
	Otros tipos de cemento	25 ≤ f _{ck} < 40	20	35
		f _{ck} ≥ 40	10	20
F	CEM I I/A-D	25 ≤ f _{ck} < 40	25	50
		f _{ck} ≥ 40	15	35
	CEM III	25 ≤ f _{ck} < 40	40	75
		f _{ck} ≥ 40	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	25 ≤ f _{ck} < 40	20	40
		f _{ck} ≥ 40	10	20
E ⁽¹⁾	Cualquiera	25 ≤ f _{ck} < 40	40	80
		f _{ck} ≥ 40	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	—	40	55
	Resto de cementos utilizables	—	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	—	(2)	(2)

(*) Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos.

⁽¹⁾ Estos valores corresponden a condiciones moderadamente duras de abrasión. En el caso de que se prevea una fuerte abrasión, será necesario realizar un estudio detallado.

⁽²⁾ El Autor del proyecto deberá fijar estos valores de recubrimiento mínimo y, en su caso, medidas adicionales, al objeto de que se garantice adecuadamente la protección del hormigón y de las armaduras frente a la agresión química concreta de que se trate.

Los valores de los recubrimientos mínimos de las tablas están asociados al cumplimiento simultáneo de las especificaciones de dosificación de la tabla 37.3.2a

Tabla 37.3.2.a Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	Ila	Ilb	IIla	IIlb	IIlc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Máxima Relación a/c	masa	0,65	-	-	-	-	-	-	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
		pretensado	0,60	0,60	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50
Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)	masa	200	-	-	-	-	-	-	275	300	325	275	300	275
	armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
		pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325

La tabla 37.3.2b indica las resistencias mínimas que puede considerarse compatibles con las especificaciones anteriores

Tabla 37.3.2.b Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad (*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN										
		IIb	IIla	IIlb	IIlc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
resistencia (N/mm ²)	masa	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
	armado	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
		pretensado	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30

(*) Estos valores reflejan las resistencias que pueden esperarse con carácter general cuando se emplean áridos de buena calidad y se respetan las especificaciones estrictas de durabilidad incluidas en esta Instrucción. Se trata de una tabla meramente orientativa, al objeto de fomentar la deseable coherencia entre las especificaciones de durabilidad y las especificaciones de resistencia. En este sentido, se recuerda que en algunas zonas geográficas en las que los áridos sólo pueden cumplir estrictamente las especificaciones definidos para ellos en esta Instrucción, puede ser complicado obtener estos valores.

A continuación, se incluye la información del Anejo 9 (EHE) sobre la contribución de los morteros de revestimiento al recubrimiento de las armaduras:

El Articulado permite tener en cuenta la contribución de revestimientos que sean compactos impermeables, definitivos y permanentes. A este respecto, en las clases generales de exposición IIa, IIb y IIIa, sin clase específica de exposición, pueden emplearse diversas alternativas. En el caso de uso de morteros de revestimiento, se define como “factor de equivalencia de recubrimiento (λ)” el valor por el que hay que multiplicar el espesor colocado de mortero para determinar el recubrimiento equivalente que puede sumarse al recubrimiento real de hormigón. Las tablas A.9.6 y A.9.7 presentan los valores de λ para los ambientes más habituales en el caso de estructuras de edificación. En ningún caso, podrán emplearse espesores de revestimiento superiores a 20 mm.

Tabla A.9.6. Factor de equivalencia de recubrimiento para morteros en ambientes IIa y IIb

Velocidad de carbonatación, (mm/día ^{1/2})	λ
$\leq 2,0$	0,5
$\leq 1,0$	1,0
$\leq 0,7$	1,5
$\leq 0,5$	2,0

Tabla A.9.7. Factor de equivalencia de recubrimiento para morteros en ambiente IIIa

Velocidad de penetración de cloruros, (mm/día ^{1/2})(*)	λ
$\leq 3,4$	0,5
$\leq 1,7$	1,0
$\leq 1,1$	1,5
$\leq 0,9$	2,0

(*) Para la determinación de la velocidad de penetración de cloruros, y a falta de una normativa específica, se recomienda seguir las condiciones de ensayo descritas en el capítulo 3 de la norma AASTHO T259-80, manteniendo las mismas hasta edades no inferiores a 90 días y determinando la velocidad de penetración de cloruros mediante algún procedimiento adecuado (como por ejemplo, mediante la determinación colorimétrica del frente de penetración de cloruros con AgNO_3 , a diferentes edades intermedias).

Alternativamente, para el ambiente IIIa puede emplearse también el criterio de factor de equivalencia establecido en la tabla A.9.8.

Tabla A.9.8 Factor de equivalencia de recubrimiento para morteros en ambiente IIIa

Capilaridad (kg/m ² h ^{1/2}) según Recomendación RILEM CPC 11.2.	λ
$\leq 0,40$	0,5
$\leq 0,20$	1,0
$\leq 0,15$	1,5
$\leq 0,10$	2,0

Para que un mortero pueda ser empleado de acuerdo con lo indicado en este Artículo, sus componentes (cemento, áridos, aditivos, adiciones, etc.) deberán cumplir, en su caso, lo especificado para cada uno de ellos en la presente Instrucción. Además, independientemente del valor de su factor de equivalencia, deberá cumplir también las especificaciones de la tabla A.9.9.

5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN SOMETIDAS A ACCIÓN DE FUEGO (Anejo 6, EHE-08)

5.1 Exigencia básica de resistencia de la estructuras frente al fuego

La estructura deberá mantener su resistencia frente al fuego durante el tiempo establecido en las correspondientes reglamentaciones específicas que sean aplicables [para edificación: CTE DB – SI], de manera que se facilite la evacuación de los ocupantes y la intervención de los equipos de rescate y extinción de incendios.

Las estructuras de hormigón deben cumplir las condiciones siguientes cuando están expuestas a la acción del fuego [Anejo 6, EHE-08]:

- Evitar un colapso prematuro de la estructura (función portante).
- Limitar la propagación del fuego (llamas, gases calientes, calor excesivo) fuera de áreas concretas (función separadora).

5.2 Definiciones

Resistencia al fuego de una estructura o parte de ella: capacidad para mantener durante un período de tiempo determinado la función portante que le sea exigible, así como la integridad y/o el aislamiento térmico.

Resistencia normalizada al fuego de una estructura o parte de ella (usualmente sólo elementos aislados): resistencia al fuego normalizado, dado por la curva de tiempo-temperatura UNE 23093:98.

Periodo de resistencia al fuego normalizado: Tiempo máximo de exposición de la estructura al fuego, hasta que resulta inminente la pérdida de capacidad para satisfacer las funciones requeridas. Se expresa en minutos. Los períodos nominales de resistencia al fuego normalizado se ajustarán a la serie: 30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos.

Para la clasificación del comportamiento frente al fuego, se establecen tres criterios:

- Por capacidad portante de la estructura (**R**)
- Por estanqueidad al paso de llamas y gases calientes (**E**)
- Por aislamiento térmico en caso de fuego (**I**)

5.3 Métodos de comprobación

Método general

El método general consiste en la comprobación de los distintos Estados Límite Últimos, teniendo en cuenta, tanto en la obtención de esfuerzos de cálculo como en el análisis de la respuesta estructural, la influencia de la acción de fuego.

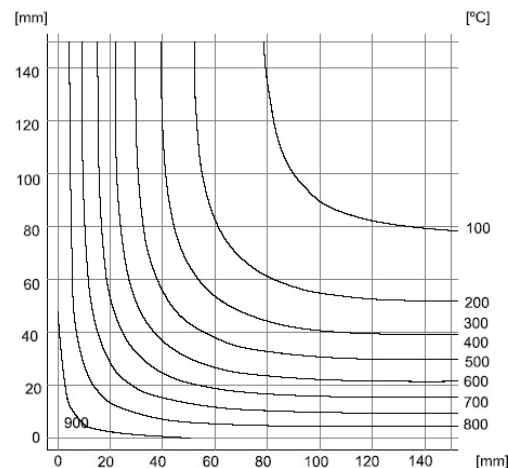
El modelo para el análisis estructural debe representar adecuadamente las propiedades del material en función de la temperatura, incluyendo la rigidez, la distribución de temperatura en los distintos elementos de la estructura y el efecto de las dilataciones y deformaciones térmicas (acciones indirectas debidas al fuego). Por otra parte, la respuesta estructural debe tener en cuenta las características de los materiales para las distintas temperaturas que pueden producirse en una misma sección transversal o elemento estructural.

Método simplificado de la isoterma 500° (Apartado 7, Anejo 6, EHE-08).

Este método es aplicable a elementos de hormigón armado y pretensado de resistencia característica $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, solicitados por esfuerzos de compresión, flexión o flexocompresión.

La comprobación de la capacidad portante de una sección de hormigón armado mediante el método de la **isoterma 500** (ver ejemplo en la figura correspondiente a sección de 300x300 mm y R-60) se realiza considerando:

- una **sección reducida de hormigón**, obtenida eliminando a efectos de cálculo las zonas que hayan alcanzado una temperatura superior a los 500° C durante el periodo de tiempo considerado. Las gráficas contenidas en el Anejo 7 de la Instrucción (Isotermas) establecen la distribución de temperaturas en el interior de cuartos de sección de hormigón, para distintos tiempos de exposición a fuego normalizado.
- que las **características mecánicas del hormigón** de la sección reducida no se ven afectadas por la temperatura, conservando sus valores iniciales en cuanto a resistencia y módulo de elasticidad.



- que las **características mecánicas de las armaduras** se reducen de acuerdo con la temperatura que haya alcanzado su centro durante el tiempo de resistencia al fuego considerado (ver tabla siguiente). Se consideran todas las armaduras, incluso aquéllas que queden situadas fuera de la sección transversal reducida de hormigón.

Temperatura (°C)		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
Acero de armar	Laminado en caliente	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78	0,47	0,23	0,11	0,06	0,04	0,00
	Estirado en frío	1,00	1,00	1,00	0,94	0,67	0,40	0,12	0,11	0,08	0,05	0,00
Acero de pretensar	Estirado en frío	0,99	0,87	0,72	0,46	0,22	0,10	0,08	0,05	0,03	0,00	0,00

Método simplificado de comprobación mediante tablas (Apartado 5, Anejo 6, EHE-08)

Se trata de comprobar mediante tablas la resistencia de los distintos elementos estructurales a la acción de fuego normalizado, en función de:

- las dimensiones del elemento estructural
- la distancia mínima equivalente desde la/s cara/s expuesta/s al eje de las armaduras. Se define como **distancia equivalente al eje [a_m]**, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} f_{yki} (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} f_{yki}}$$

A_{si} área de cada una de las armaduras i, pasiva o activa;

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i, al paramento expuesto más próximo;

f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i;

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego. De forma simplificada, para acero de armar y situaciones con nivel de control normal, puede tomarse Δa_{si} = 0 [excepto en zonas de almacén]. Ver más información en el apartado 5.1 [Anejo 7, EHE].

Los valores dados en las tablas son aplicables a hormigones de densidad normal, de resistencia característica f_{ck} ≤ 50 N/mm², y confeccionados con áridos de naturaleza silíceo. En vigas y losas, cuando se empleen áridos calizos, pueden admitirse reducciones del 10% en las dimensiones mínimas y en las distancias mínimas equivalentes al eje.

Las tablas siguientes muestran algunos ejemplos (ver más información y tablas en Anejo 6, EHE-08):

Soportes

Resistencia al fuego	Dimensión mínima b _{min} /Distancia mínima el eje a _{min} (mm) ^(*)
R60	200 ^(**) /20
R90	250/30
R120	250/40

(*) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores

(**) La dimensión mínima cumplirá lo indicado en el art. 54 (250 mm)

Para resistencias al fuego superiores a R-90 y con cuantías de armado > 2%, dicha armadura se distribuirá en todas las caras

Vigas con tres caras expuestas al fuego

Resistencia al fuego	Dimensión mínima b _{min} / Distancia mínima equivalente al eje a _{min} [mm]				Ancho mínimo del alma b _{0,min} [mm] (*)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 60	100/30	150/25	200/20	-	100
R 90	150/40	200/35	250/30	400/25	100
R 120	200/50	250/45	300/40	500/35	120

(*) Ancho mínimo del alma en una longitud L ≥ h a cada lado de los apoyos

Para R-90 o mayor, se recomienda que en vigas continuas la armadura de negativos se prolongue hasta el 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en apoyos.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN**Losas**

La tabla siguiente facilita los valores para losas que deban cumplir una función de compartición de incendios (criterios R, E e I). No será necesario cumplir el espesor mínimo si la losa no hace una función de compartición.

Resistencia al fuego	Espesor mínimo (***) h_{min} (mm)	Distancia mínima equivalente al eje a_{min} (mm) (*)		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			$l_y/l_x^{(**)}$ ≤ 1.5	$1.5 < l_y/l_x^{(**)}$ ≤ 2.2
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30

(*) Los recubrimientos por durabilidad puede requerir valores superiores

(**) l_x y l_y son las luces de la losa con $l_y > l_x$.

(***) Puede considerarse el espesor del solado

En losas sobre apoyos lineales y en los casos de resistencia al fuego R-90 o mayor, el 25% de la armadura de negativos requerida en apoyos deberá prolongarse un 33% de la longitud del vano.

Para losas sobre apoyos puntuales y para R-90 o mayor, el 20% de la armadura superior sobre soportes se distribuirá en toda la longitud del vano y se dispondrá en la banda de soportes.

Las vigas planas con macizados laterales mayores de 100 mm se pueden asimilar a losas unidireccionales.

Forjados bidireccionales

Resistencia al fuego	Ancho mínimo de nervio b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_m [mm]			Espesor mínimo h_s de la capa de compresión [mm] (*)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	
REI 60	100/30	150/25	200/20	80
REI 90	120/40	200/30	250/25	100
REI 120	160/50	250/40	300/25	120

(*) El espesor deberá ser al menos el indicado en la tabla si el forjado debe cumplir una función de compartimentación de incendios y puede considerarse el espesor del solado.

En forjados reticulares sobre apoyos puntuales y para R-90 o mayor, el 20% de la armadura superior sobre soportes se distribuirá en toda la longitud del vano y se dispondrá en la banda de soportes. Si el forjado reticular se dispone sobre apoyos lineales, el 25% de la armadura de negativos requerida en apoyos deberá prolongarse un 33% de la longitud del vano.

En el caso de forjados con elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R-120 o inferior, bastará con que se cumpla el valor de recubrimiento mecánico mínimo para losas macizas.

Forjados unidireccionales

En el caso de forjados con elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R-120 o inferior, bastará con que se cumpla el valor de recubrimiento mecánico mínimo para losas macizas. Si el forjado tiene una función de compartición, su canto total deberá ser superior al valor indicado en dicha tabla.

Para una resistencia al fuego R-90 o mayor, la armadura de negativos de los forjados continuos se debe prolongar hasta el 33% de la longitud del tramo, con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en los extremos

Para valores superiores a R-120 o cuando las bovedillas no sean ni cerámicas ni de hormigón o falte el revestimiento inferior, deberán cumplirse en cada nervio las condiciones establecidas para viga sometida al fuego por las tres caras.

Pueden computarse los espesores del solado y, en el caso del tercer párrafo, los de las piezas de entrevigado hasta R-120 (las bovedillas cerámicas pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a dos veces su espesor)

Capas protectoras

Para resistencias al fuego R-120 o inferior, los revestimientos de yeso pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a 1,8 veces su espesor real.

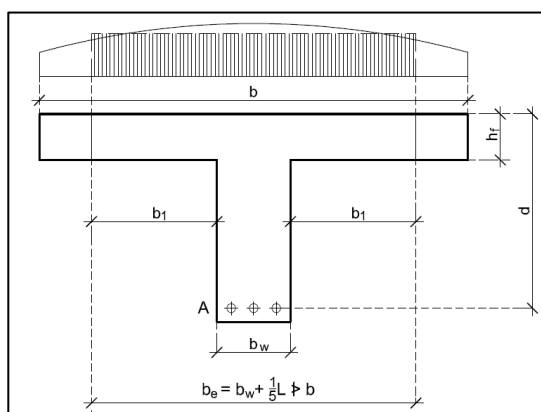
ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS

1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis global de la estructura puede realizarse, en la mayoría de los casos, utilizando las secciones brutas de los elementos. En algunos casos, cuando se desee mayor precisión en la verificación de los E.L.S., podrán utilizarse en el análisis las secciones neta u homogeneizada.

- Sección bruta: la que resulta de las dimensiones reales de la pieza, sin deducir el área de las armaduras.
- Sección neta: la obtenida a partir de la sección bruta deduciendo el área de las armaduras.
- Sección homogeneizada: la que se obtiene a partir de la sección neta, sumándole el área de las armaduras multiplicada por el coeficiente de equivalencia (E_s/E_c).
- Sección fisurada: la formada por la zona comprimida del hormigón y el área de las armaduras multiplicadas por el coeficiente de equivalencia (E_s/E_c).

En las vigas en T se supone, para las comprobaciones a nivel de sección, que las tensiones se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas llamado ancho eficaz. De forma simplificada, el ancho eficaz del ala b_e en la cabeza comprimida es igual al ancho del nervio b_w más un quinto (un décimo para vigas de borde) de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar la anchura real del ala b . (art.18.2)



En general, se considerará como luz de cálculo de las piezas la distancia entre ejes de apoyo.

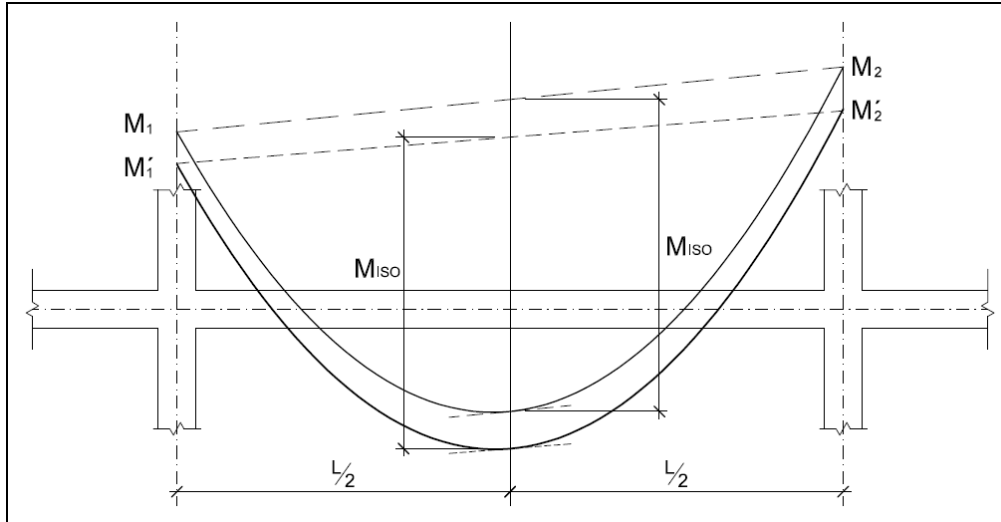
Tipos de análisis (art.19 y 21)

- **Análisis lineal:** Es el basado en un comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar para el cálculo de solicitaciones la sección bruta de hormigón. El análisis lineal elástico se considerará adecuado para los E.L.S. y E.L.U. cuando los efectos de segundo orden sean despreciables.

La utilización del análisis lineal para la obtención de los esfuerzos en ELU implica aceptar que las secciones críticas tienen una cierta ductilidad que permite la distribución supuesta sin que se produzca la rotura local (se sugiere dimensionar las secciones críticas con una *profundidad de la fibra neutra* $x \leq 0.45 d$)

- **Análisis no lineal:** Es el que tiene en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en situación deformada (efectos de segundo orden). El comportamiento no lineal lleva intrínseco la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad contemplado en EHE no es aplicable directamente en el análisis no lineal. (*Este método requiere conocer a priori las secciones de hormigón y armaduras*)
- **Análisis plástico:** Es aquel basado en un comportamiento plástico, elasto-plástico o rígido-plástico de los materiales y que cumple al menos unos de los teoremas básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior o el de unicidad. Su aplicación es válida para la comprobación de E.L.U. en estructuras poco sensibles a los efectos de segundo orden pero debe asegurarse que la ductilidad en las secciones críticas es suficiente para garantizar la formación del mecanismo de colapso planteado en el cálculo.

- **Análisis lineal con redistribución limitada:** Para la comprobación de los E.L.U. pueden adoptarse como ley de esfuerzos, equilibrada con los esfuerzos exteriores, una que se obtiene partiendo de la determinada en un análisis lineal a la que posteriormente se le aplican redistribuciones (incrementos o disminuciones).



En la figura adjunta, M_1 y M_2 son los momentos flectores del análisis lineal y M'_1 y M'_2 los del análisis lineal con redistribución limitada, siendo:

$$\begin{aligned} M'_1 &= M_1 (1 - r/100) \\ M'_2 &= M_2 (1 - r/100) \end{aligned}$$

El porcentaje máximo de redistribución "r" del momento en la sección crítica será para vigas y placas continuas y para dinteles de estructuras sensiblemente intraslacionales es igual a (EHE, art.21):

$$r = 56 - 125 (x/d) \quad \text{con}$$

$$\begin{aligned} r &\leq 20\% \quad \text{para aceros tipo S (ductilidad normal)} \\ r &\leq 30\% \quad \text{para aceros tipo SD (alta ductilidad)} \end{aligned}$$

siendo:

x, profundidad de la fibra neutra en rotura la sección crítica
d, canto útil de la sección crítica

Ejemplos de porcentajes de redistribución y profundidades de la fibra neutra:

$$\begin{aligned} r &= 0\% \quad \text{para } x = 0.45 d; (\mu = 0.29 \text{ en secciones rectangulares sin contar con la armadura comprimida}) \\ r &= 10\% \quad \text{para } x = 0.37 d; (\mu = 0.25 \text{ en secciones rectangulares sin contar con la armadura comprimida}) \\ r &= 20\% \quad \text{para } x = 0.29 d; (\mu = 0.20 \text{ en secciones rectangulares sin contar con la armadura comprimida}) \end{aligned}$$

Comentario: las rotaciones para el análisis plástico requieren secciones con profundidades de fibra neutra $x \leq 0.25 d$ (equivalen a momentos reducidos $\mu \leq 0.18$ en secciones rectangulares sin contar con la armadura comprimida) para redistribuciones de solicitaciones $r \leq 25\%$

El valor de la profundidad de la fibra neutra en secciones rectangulares con ω_1 (cuantía mecánica de armadura traccionada) y ω_2 (cuantía mecánica de armadura comprimida) puede obtenerse de forma simplificada mediante las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} 0.10 \leq (\omega_1 - \omega_2) \leq 0.18 & \quad x/d = 1.1 (\omega_1 - \omega_2) + 0.06 \\ 0.18 \leq (\omega_1 - \omega_2) \leq 0.42 & \quad x/d = 1.45 (\omega_1 - \omega_2) \end{aligned}$$

siendo

$$\begin{aligned} \omega_1 &= A_1 f_{yd} / (b d f_{cd}) \\ \omega_2 &= A_2 f_{yd} / (b d f_{cd}) \end{aligned}$$

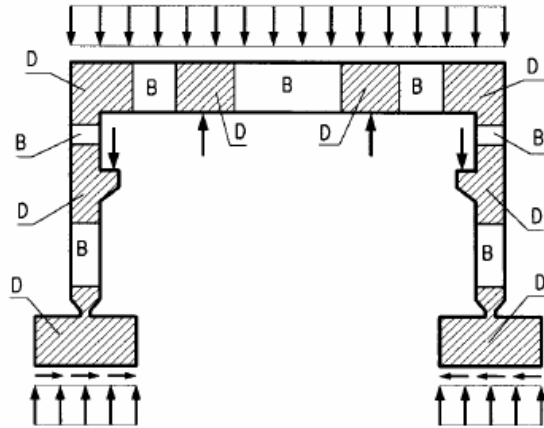
A_1 , armadura en la cara traccionada
 A_2 , armadura en la cara comprimida
b, ancho de la sección
d, canto útil de la sección

(Ver EHE-08, art. 21, comentarios para las secciones en T)

2. MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES (art. 24 y art. 40)

Se diferencia en las estructuras entre las regiones D y las regiones B

- Las regiones D (regiones de discontinuidad) son aquellas es que no es válida la teoría general de flexión. Ejemplos: zonas de cambios bruscos de geometría, cargas concentradas, vigas de gran canto, ménsulas cortas, zapatas rígidas.
- Las regiones B son aquellas en las que se cumple la teoría general de flexión.



En el análisis mediante el método de bielas y tirantes, se sustituye la estructura o parte de la misma que constituya la región D por una estructura de barras articuladas formadas por bielas (hormigón), tirantes (armaduras) y nudos.

El esquema de barras debe trazarse utilizando modelos estáticamente determinados en los que para la obtención de las fuerzas en las barras no se necesite plantear condiciones de compatibilidad

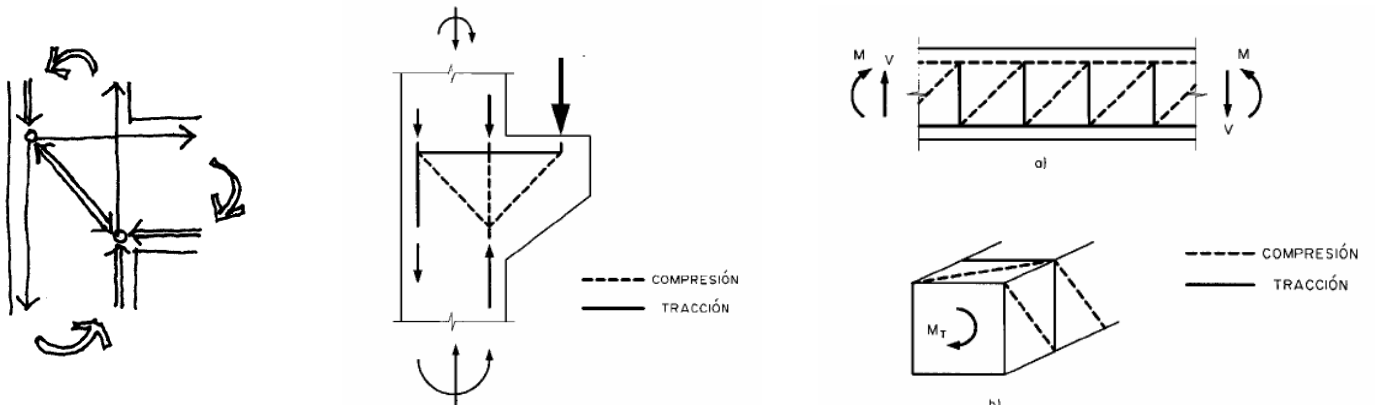
Este tipo de análisis se aplica a la comprobación en ELU y:

- Se supone un comportamiento plástico perfecto
- Se plantea el equilibrio para obtener las fuerzas en las barras

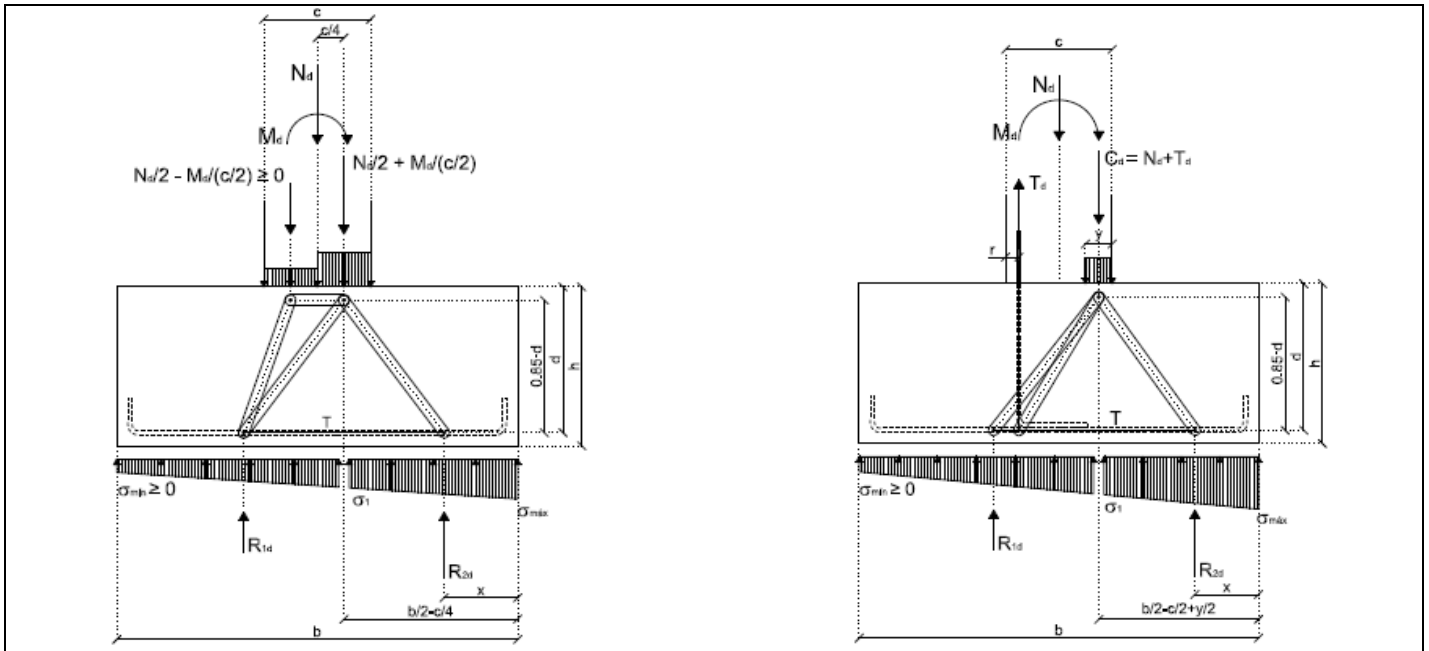
No se aplica a las comprobaciones en ELS que implícitamente pueden quedar satisfechas si:

- El modelo se orienta con los resultados del análisis lineal
- La tensión de tracción en las armaduras se limita a $f_{yd} \leq 400$ MPa.

El método se utiliza no sola en las zonas D (nudos en pórticos, ménsulas cortas, zapatas rígidas, etc) sino también en las regiones B para explicar el comportamiento de elementos lineales sometidos a cortante o torsión.



En las figuras siguientes se incluye el esquema de bielas y tirantes en dos casos de zapatas rígidas (más detalles en el Documento EE6)



3. ANALISIS DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES (art. 19, 21 y anejo 12)

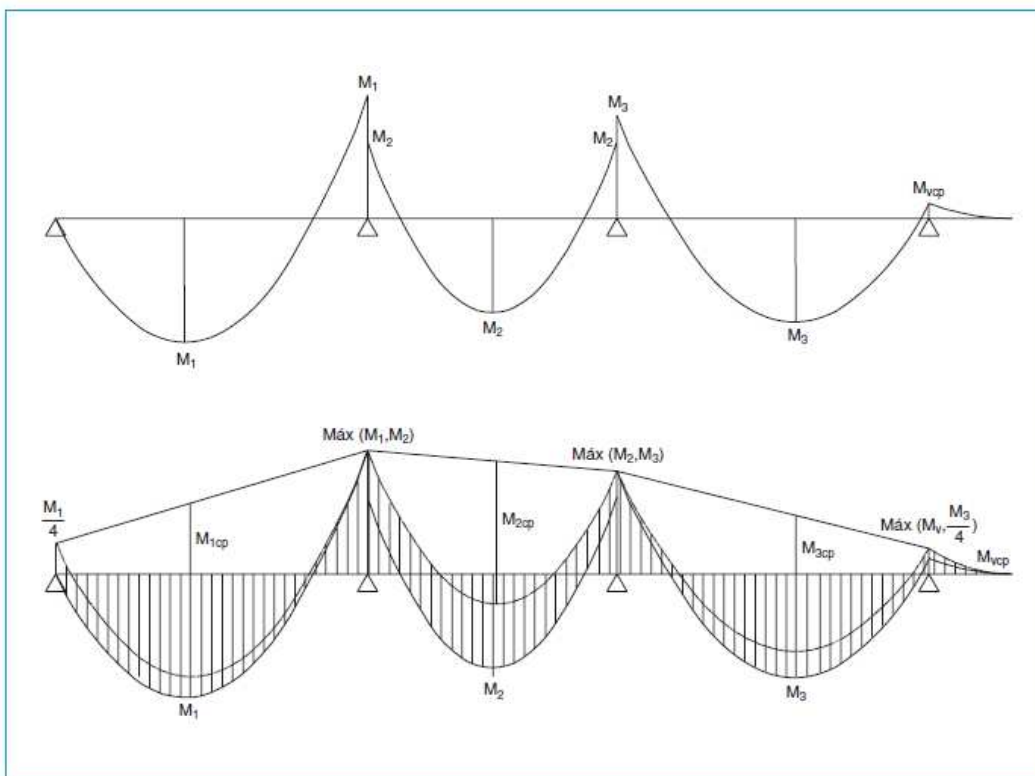
El cálculo de las solicitaciones se efectuará mediante:

- cálculo lineal (ELU y ELS)
- cálculo lineal con redistribución (ELU)
- cálculo plástico (ELU)

En general, se tomará como luz de cálculo en cada tramo la distancia entre los ejes de los elementos de apoyo (eje que pasa por el centro de los soportes). Se considerará la hipótesis de viga continua con inercia constante apoyada en las vigas sobre las que descansa.

Método simplificado para la redistribución de esfuerzos (Anejo12, apartado 4)

Las solicitaciones con las redistribuciones máximas admitidas para forjados pueden obtenerse de acuerdo a lo indicado en las figuras siguientes



PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Nota: el momento flector M_3 en vano contiguo a un voladizo puede obtenerse mediante la expresión siguiente, siendo M_v el momento en el voladizo sometido a las cargas permanentes:

$$M_3 = [1.5 + M_v / (\rho_3 l_3^2) - [2 + 4 M_v / (\rho_3 l_3^2)]^{0.5}] \rho_3 l_3^2$$

Gráficas de M_d^+ :

- En los tramos extremos, se toma un momento igual al de su apoyo extremo M_1 ó M_3
- En los tramos intermedios, se toma un momento M_2 igual al de ambos apoyos
- En el apoyo exterior se tomará cero si no hay voladizo o si lo hay, el momento debido a las cargas permanentes del mismo M_{vcp}

Todos los vanos deben dimensionarse de forma que resistan al menos un momento positivo igual al 50% del momento isostático

Gráficas de M_d^- :

- En los apoyos interiores, se toma el mayor momento positivo de los tramos adyacentes
- En los apoyos exteriores, se toma un momento igual al cuarto del momento positivo del vano adyacente $M_1/4$ o el momento del voladizo M_v debido a la carga total
- La gráfica de momentos se obtiene descolgando de los valores M_d^- en apoyos la gráfica correspondiente de cada tramo debida a la carga permanente

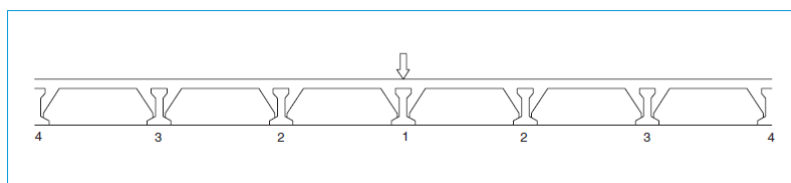
Gráfica de cortantes:

- Se obtiene mediante equilibrio a partir de los M_d^- y las cargas totales en cada tramo
Nota: A los efectos de la obtención de la gráfica de cortantes, se sugiere no considerar el momento $M_1/4$ en el extremo articulado, toda vez que dicho momento es una forma de estimar una armadura mínima de cosido entre forjado y viga.

Los forjados con elementos prefabricados sin sopandas y, en especial, las losas alveolares pretensadas, bajo el peso propio del forjado, incluida la capa de compresión vertida en obra, deben considerarse como elementos bi-apoyados y se tomará en cuenta la continuidad entre tramos solo para el resto de las cargas

Reparto transversal de cargas lineales y puntuales en forjados de viguetas (Anejo 12, apartado 5.1)

El reparto de cargas puntuales (situadas sensiblemente en centro de vano de un nervio) o de cargas paralelas a los nervios puede obtenerse simplificadaamente multiplicando la carga por los coeficientes de la tabla para obtener los valores en cada nervio del forjado



Vigueta	1	2	3	4
Coefficiente	0,30	0,25	0,15	0

La capa de compresión hormigonada en obra debe dimensionarse para resistir un momento:

- Carga lineal: $M_d = 0.3 P_d$
- Carga puntual: $M_d = 0.125 P_d$

La armadura de la capa de compresión debe extenderse en la dirección de los nervios hasta una distancia $L/4$ de la carga puntual y o de los extremos de la carga lineal y en la dirección perpendicular a los nervios hasta alcanzar el nervio nº4.

Reparto transversal de cargas lineales y puntuales en forjados de losas alveolares pretensadas

(ver EHE, Anejo 12, apartado 5.2)

4. ANÁLISIS DE FORJADOS CON LOSA MACIZA O ALIGERADA APOYADA SOBRE SOPORTES

El análisis de estructuras formadas por soportes y forjados sin vigas (losas macizas o forjados reticulares) puede llevarse a efecto mediante:

- Modelos de barras en tres dimensiones
- Emparrillados planos para modelizar el forjado, simulándose las coacciones de apoyos producidas por los soportes
- Pórticos virtuales planos en las dos direcciones si los soportes están sensiblemente alineados
- Líneas de rotura

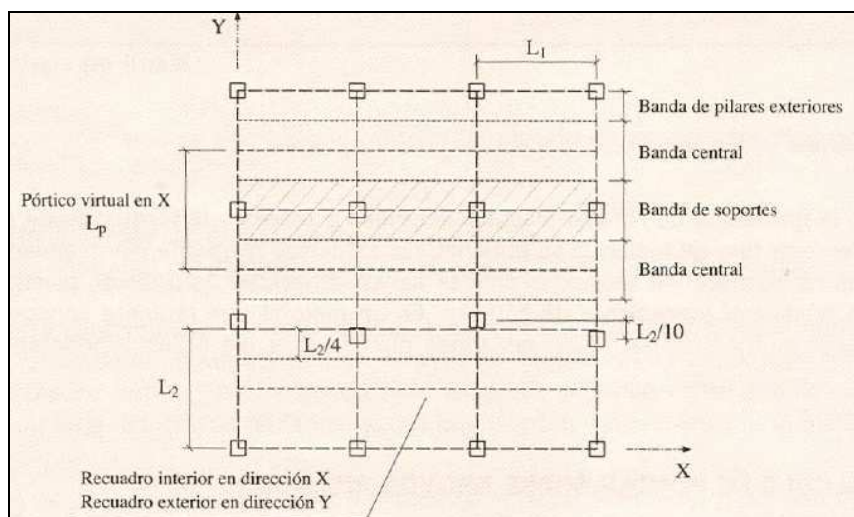
En este apartado, se comenta el método de los pórticos virtuales apto para estructuras en la que existe una cierta alineación de los soportes, que requiere:

- La obtención de las solicitaciones mediante el análisis de pórticos “virtuales” en cada dirección
- La distribución de las solicitaciones de las vigas virtuales de estos pórticos entre los nervios de las bandas de soportes y bandas centrales, de forma empírica, como se indica en la segunda tabla del apartado 4.1.

La hipótesis fundamental reside en la no interacción entre pórticos virtuales. Por ello, en las situaciones en que la interacción pueda ser significativa, no deberá utilizarse. La interacción entre los pórticos puede aparecer en las siguientes situaciones:

- Asimetrías notables en planta o en alzado (de geometría y rigidez)
- Existencia de brochales
- Estructuras sensiblemente traslacionales
- Existencia de elementos de rigidización transversal (pantallas, núcleos)
- Acciones no gravitatorias en estructuras no uniformes
- Fuertes descompensación de cargas y luces

Se denomina banda de soportes a una franja de forjado de ancho $0.25L_2$ a cada lado del soporte (siendo L_2 la luz en la dirección perpendicular a la dirección de estudio) y banda central a la delimitada entre dos bandas de soportes. Se entiende por pórtico virtual al elemento constituido por una fila de soportes y el forjado de ancho $L_p = L_2$ igual a una banda de soportes y dos semibandas centrales, una a cada lado, para el análisis a carga vertical.



La distribución de momentos flectores en las secciones críticas del forjado, entre banda de soportes y banda central, en el pórtico virtual es:

	Soporte interior	Vano	Soporte exterior
M^- en banda soportes	75%		100%
M^- en banda central	25%		20%
M^+ en banda soportes		60%	
M^+ en banda central		40%	

Nota: A falta de criterios más precisos, la distribución de esfuerzos cortantes en los nervios del forjado reticular a la salida del macizado puede llevarse a cabo con los coeficientes de la tabla anterior correspondientes a los momentos flectores en el vano. Si las luces son similares a ambos lados de soportes interiores y en ambas direcciones, puede estimarse el esfuerzo cortante por nervio dividiendo el cortante total alrededor del ábaco por el número de nervios que lo acometen.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN**4.1 Análisis a carga vertical. Método directo de pórticos virtuales**

Referencia: *Guía para la aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural. Edificación (versión 2014, apartado 3.4.3.3.2)*

Para cargas verticales, los forjados reticulares pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales, mediante el método directo siempre que:

- La malla definida en planta por los soportes sea sensiblemente ortogonal (desviaciones inferiores a 10% L)
- Relación entre lados mayor y menor del recuadro inferior a 2
- La diferencia de longitud entre dos vanos consecutivos inferior al 0.33 del mayor
- Deberán existir tres vanos como mínimo en cada dirección

Los esfuerzos en las secciones críticas se obtendrán a partir del momento isostático de cada vano del pórtico virtual:

$$M_0 = \frac{[(g_d + q_d) L_2 (L_1)^2]}{8} \quad (L_2 \text{ es el ancho del forjado considerado en el pórtico virtual})$$

A partir de M_0 , se estiman los momentos en las secciones críticas sin ser necesario realizar el análisis de forma explícita:

	Vanos extremos		Vanos intermedios
	Forjado con unión rígida soporte exterior/forjado	Forjado apoyado en el borde	
M ^r en apoyo (exterior)	30% (*)	0	65%
M ^r en vano	52%	63%	35% (**)
M ^r en apoyo interior	70%	75%	65%

(*) Momento que debe también resistir el soporte extremo

(**) Para sobrecargas > 0.5 veces el valor de la carga permanente y con soportes muy flexibles, conviene tener en cuenta el posible aumento de los momentos positivos al estar cargado el vano mencionado y descargados los adyacentes. Por ejemplo, para sobrecarga igual a la carga permanente, los valores se multiplicarán por un coeficiente del orden de 1.10 a 1.15 (ver García Meseguer-Morán-Arroyo, 26.13.2)

Para apoyos interiores se tomará como momento del forjado sobre el apoyo el mayor de los dos determinados según vanos contiguos.

Los soportes extremos deberá resistir el momento $0.30 M_0$. Los soportes interiores se dimensionarán para resistir un momento desequilibrado entre vanos contiguos L_{11} y L_{12} dado por la expresión:

$$M_d = 0.07 [(g_d + 0.5 q_d) L_2 (L_{11})^2 - g_d L_2 (L_{12})^2]; \quad \text{siendo } L_2 \text{ el ancho del pórtico virtual}$$

En todos los soportes, a cada tramo (superior e inferior) le corresponderá una fracción del momento a resistir proporcional a su rigidez.

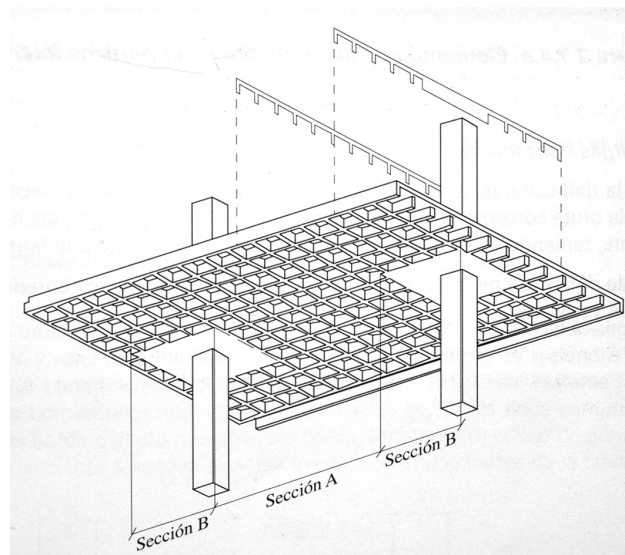
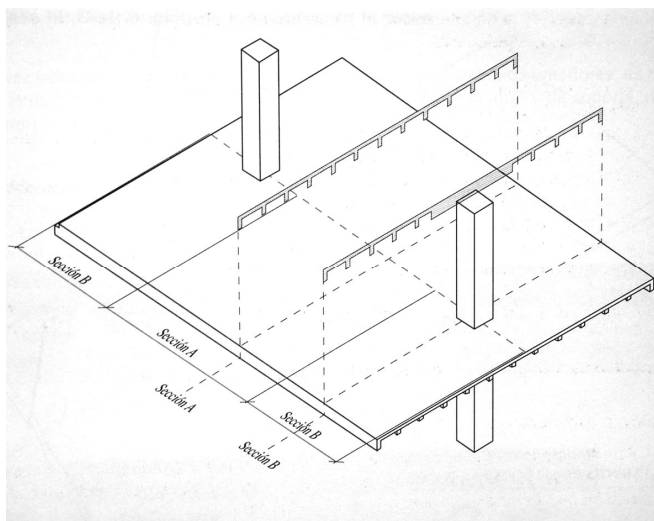
Los soportes si dimensionarán de forma independiente para cada pareja de valores de esfuerzo normal N_d y momento flector M_d obtenida en el análisis de los pórticos virtuales de cada dirección.

4.2 Análisis a carga vertical y horizontal (pórticos virtuales)

Referencias:

- *Instrucción antigua EHE 1998, art. 22.4.4*
- *Guía para la aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural. Edificación (versión 2014, apartado 3.4.3; versión 2002, apartado 2.7.4)*
- *Los forjados reticulares: diseño, análisis, construcción y patología, cap. 7.1.7. Florentino Regalado.*
- *Hormigón Armado (García Meseguer, Morán y Arroyo. Editorial GG. Febrero 2010, cap. 26.13)*

Si el método directo no es de aplicación y/o existen acciones horizontales actuando sobre la estructura, deberá realizarse un análisis de los pórticos virtuales en las dos direcciones.



4.2.1 Rigidez del forjado

En las hipótesis de carga vertical, el ancho del forjado corresponde al ancho del pórtico virtual (semisuma de las luces de los vanos adyacentes perpendiculares al pórtico). La sección del forjado reticular se define en tres tramos por vano (ver figuras). Se considerará el momento de inercia de la sección bruta aligerada (sección A) y el de la sección bruta compuesta por zonas macizadas y aligeradas (zonas B).

Algunos autores sugieren simplificar este procedimiento y definir un forjado reticular de sección constante en todo el vano. Por ejemplo, F. Regalado propone definir todo el vano del forjado reticular con la sección aligerada mientras que García Meseguer-Morán-Arroyo proponen considerar una sección constante igual a 1.2 veces la correspondiente a la sección aligerada.

En la hipótesis de carga horizontal, se considera el forjado de ancho igual al 35% del ancho del pórtico virtual, teniendo en cuenta la variación de rigidez existente a lo largo del vano en el forjado reticular. Al igual que en el caso de la carga vertical, puede simplificarse el procedimiento considerando una rigidez constante a lo largo de todo el vano.

4.2.2 Rigidez de los soportes

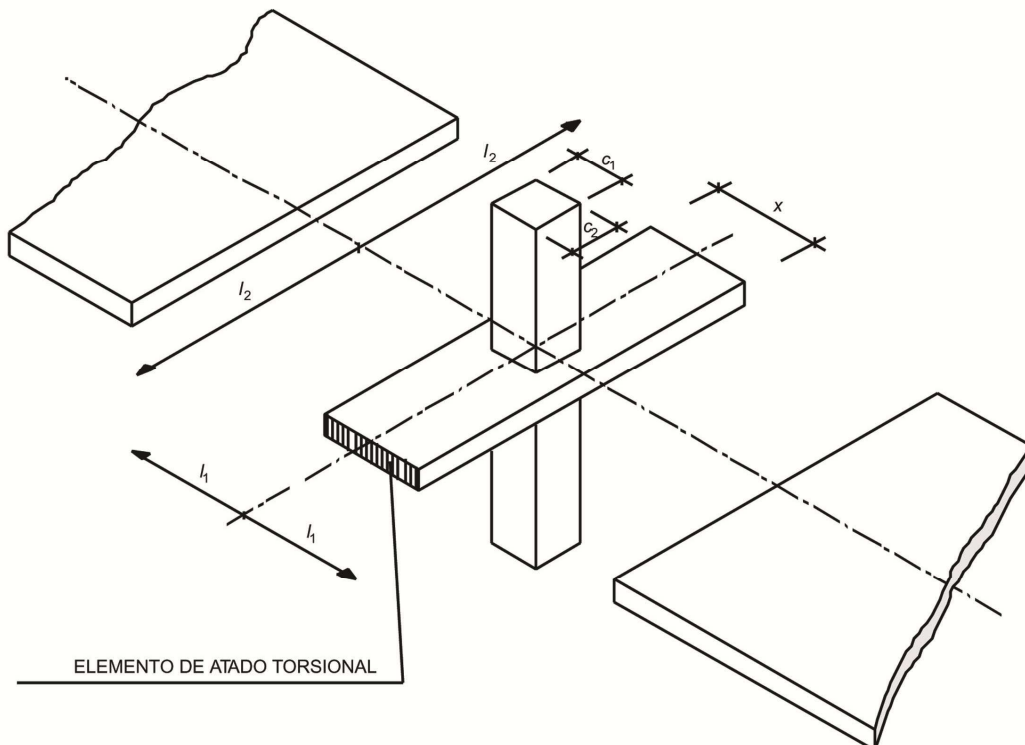
Para definir las rigideces de los soportes, debe tomarse en consideración el efecto producido por el atado torsional conferido transversalmente por el forjado, mediante la utilización de la rigidez equivalente K_{eq} , siendo: $\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t}$

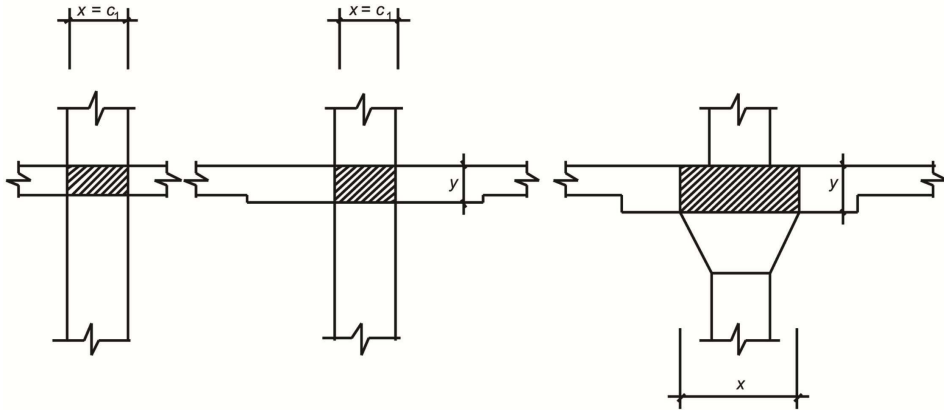
K_c la rigidez bruta del soporte $K_c = \frac{4E_c I_c}{H}$; con H igual a la altura entre plantas

K_t la rigidez de los elementos de atado torsional, definido como tal la zona de la losa de ancho igual a la dimensión c_1 del soporte y de longitud igual al ancho del pórtico virtual

$$K_t = \sum \left[\frac{9 E_c C}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3} \right] \text{ siendo:}$$

E_c : módulo deformación longitudinal del hormigón
 C : rigidez a torsión del elemento de atado torsional
 l_2 : dimensión transversal del recuadro adyacente al soporte considerado
 c_2 : dimensión perpendicular al pórtico virtual del soporte considerado





Para los pórticos interiores (con recuadros a ambos lados), K_t es la suma de las rigideces a torsión de los elementos de atado torsional existentes a ambos lados del soporte considerado. Para pórticos exteriores (pórtico según los soportes de fachada), K_t es la rigidez a torsión del elemento de atado torsional del único recuadro adyacente al soporte considerado. Para la obtención de C puede adoptarse la expresión:

$$C = \left[\left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) x^3 \left(\frac{y}{3} \right) \right] \text{ siendo } x < y;$$

Con el objeto de hacer más operativo lo anterior, G. Meseguer-Morán-Arroyo proponen la siguiente expresión para el momento de inercia equivalente de los soportes:

$$I_e = \frac{c_2 (c_1)^3}{12 + \frac{\lambda l_2 (c_1)^2 c_2}{H h^3}} \text{ siendo:}$$

- h*: canto del forjado
l₂: ancho del pórtico virtual
c₁ y *c₂*: lados del soporte en dirección paralela y perpendicular al pórtico virtual
H: altura del soporte
λ: un coeficiente según la tabla siguiente

c_1	λ (*)
h	2.89
1.5 h	1.84
2.0 h	1.56
2.5 h	1.43
3.0 h	1.35

(*) Valores incluidos en el libro Hormigón Armado (García Meseguer, Morán y Arroyo. Editorial GG. Febrero 2010), siendo $\lambda = 0.356/\alpha$ y $\alpha = (1 - 0.63h/c_1)/3$.

De forma simplificada, F. Regalado sugiere adoptar un valor del momento de inercia equivalente de los soportes igual a $0.8 I_{bruta}$ o el criterio de la versión antigua de la Instrucción EH 91 ($2/3 I_{bruta}$).

ANEJO

COMENTARIOS ACERCA DEL ANÁLISIS CON EL PROGRAMA CYPECAD

Se resumen algunos aspectos sobre análisis de estructuras con el programa CYPECAD, con comentarios obtenidos de la publicación "CYPECAD. Memoria de Cálculo. CYPE Ingenieros, tomando en consideración la versión CYPECAD 2008.1.m".

Análisis

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D por métodos matriciales, formando todos los elementos que definen la estructura: soportes, pantallas, muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad y la indeformabilidad del plano de cada planta para simular el comportamiento rígido del forjado impidiendo desplazamientos relativos del mismo (cada planta solo puede desplazarse y girar lo que equivale a tres grados de libertad).

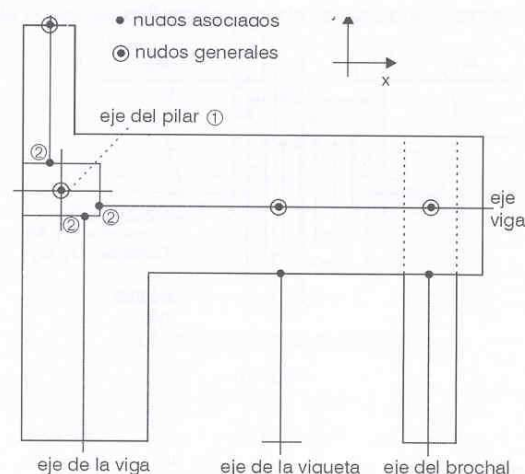
Se realiza un cálculo estático para cada combinación de acciones y se asume un comportamiento lineal de los materiales para la obtención de las solicitaciones (esfuerzos y movimientos).

Discretización de la estructura

- **Soportes:** barras verticales entre cada planta o desde la coronación de la cimentación, siendo su eje el de la sección transversal. Se consideran las excentricidades debidas a la variación de sección del soporte de una planta a otra.
- **Vigas:** barras horizontales con nudos en las caras de los soportes y en la intersección con los ejes de los nervios del forjado
- **Forjados unidireccionales:** barras con nudos en los bordes y ejes de las vigas que intersectan
- **Forjados de placas aligeradas:** forjados unidireccionales que se discretizan con barras cada 400 mm
- **Losa maciza:** se discretizan con mallas formadas por barras de tamaño ≤ 250 mm
- **Forjados reticulares:** se discretizan con mallas formadas por barras cuyo tamaño es de un tercio del intereje entre nervios. La inercia de los nervios a flexión es la mitad de la correspondiente a la zona maciza y la inercia a torsión el doble de la de flexión.
- **Muros:** se discretizan mediante elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional triangular

Tamaño de los nudos

Se crean un conjunto de nudos generales rígidos de dimensión finita en la intersección de soportes y vigas cuyos nudos asociados son los definidos en las intersecciones de los ejes de los nervios de los forjados en los bordes de las vigas y de todos ellos en las caras de los soportes. En la figura adjunta se representa un esquema de los nudos en eje de soportes, vigas y forjados.



Redondeo de las gráficas de solicitaciones en apoyos

Dentro de cada soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por las vigas y aplicadas en el nudo, realizándose un redondeo parabólico de las gráficas de momentos flectores en las vigas sobre los apoyos en los soportes.

Dentro del soporte se considera que el canto e la viga aumenta de forma lineal, de acuerdo con una pendiente 1:3 hasta el eje del soporte, por lo que la consideración conjunta del tamaño de los nudos, redondeo parabólico de la gráfica de momentos flectores y aumento de canto dentro del soporte, conduce a un ahorro de armaduras ya que la cuantía máxima se produce entre secciones situadas entre la cara y el eje del soporte, siendo lo más habitual en la cara, en función de la geometría introducida.

Redistribuciones de solicitaciones

- **Redistribución de momentos negativos en vigas y viguetas:** el programa admite hasta un 30% si bien se recomienda no pasar del 15% en vigas y del 25% en forjados. Esto último equivale aproximadamente a igualar los momentos positivos y negativos en los forjados (Ver *Entrada de vigas* → *Obra* → *Opciones generales* → *Coefficientes de redistribución de negativos*). Además, pueden definirse unos valores de momentos mínimos positivos y negativos para dimensionar la armadura.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- **Unión soportes con vigas de la última planta:** opcionalmente, puede redistribuirse los momentos en la unión entre la cabeza del soporte de la última planta con el extremo de la viga, adoptando un valor comprendido entre 0 (articulación) y 1 (unión rígida). El valor por defecto es 0.3.

Nota: esta opción permite tomar en consideración la dificultad de establecer un adecuado anclaje de las armaduras en la unión del soporte superior con la viga extrema lo que puede aconsejar reducir el momento flector que proporciona el cálculo lineal

- **Extremos de soportes:** puede adoptarse en cada extremo un valor comprendido entre 0 (articulación) y 1 (unión rígida) en cada extremo del soporte. Este coeficiente se multiplica por el coeficiente definido en el párrafo anterior para la cabeza del soporte superior extremo (Ver *Entrada de pilares* → *Introducción* → *Pilares, pantallas y arranques* → *Coeficiente de empotramiento*).
- **Extremos de vigas y viguetas:** puede también adoptarse en cada extremo un valor comprendido entre 0 (articulación) y 1 (unión rígida) en cada extremo del soporte. A este respecto, ver:
 - *Entrada de vigas* → *Vigas/Muros* → *Articular/desconectar*, para articular los extremos de las vigas
 - *Entrada de vigas* → *Vigas/muros* → *Empotramiento*, para conocer el coeficiente de empotramiento en caras de vigas
 - *Entrada de vigas* → *Paños* → *Gestión paños* → α *Coeficiente de empotramiento* (con continuidad, sin continuidad, empotramiento parcial)

Rigideces consideradas

Se definir las rigideces de las barras en el programa:

- **Rigidez a flexión** EI/L: se adopta la correspondiente a la sección bruta de la sección de hormigón a excepción de los zunchos de borde en que dicha rigidez se multiplica por 10^{-15} .
- **Rigidez a torsión** GJ/L: se adopta el correspondiente a la sección bruta multiplicada por un coeficiente opcional x. Siendo los valores por defecto (Ver *Entrada de vigas* → *Obra* → *Opciones generales* → *Coeficientes reductores de rigidez a torsión*):
 - Viguetas: $x = 10^{-3}$
 - Vigas en las que apoyan viguetas: $x = 10^{-3}$
 - Vigas en las que apoyan losa maciza o forjado reticular: $x = 0.20$
- **Rigidez axial** EA/L: se adopta un valor ∞ excepto en soportes en los que se adopta el valor EA/L de la sección bruta, afectado de un coeficiente de rigidez variable entre 1 y 99.99 para poder simular el proceso constructivo de la estructura y su influencia en los acortamientos de los soportes. El valor aconsejable es entre 2 y 3, siendo 2 el valor por defecto.

Valores mínimos de los momentos flectores

- **Vigas:** puede adoptarse un momento mínimo ql^2/x tanto para momentos positivos como negativos, siendo $x \geq 8$. Por defecto, el programa no considera ningún valor mínimo. Estos valores pueden establecerse para toda la estructura o para una zona y pueden ser diferentes para cada viga. Se recomienda dimensionar la armadura para un momento $\geq ql^2/32$ en negativos y $\geq ql^2/20$ en positivos. (Ver *Entrada de vigas* → *Obra* → *Opciones de vigas* → *Momentos mínimos a cubrir con armadura en vigas*).
- **Forjados:** igual que las vigas. Se aconseja adoptar un valor mínimo a momentos positivos igual al 50% del isostático ($ql^2/16$). (Ver *Entrada de vigas* → *Obra* → *Opciones de forjados* → *Momentos mínimos a cubrir con armadura en forjados*).

Estas consideraciones funcionan correctamente con cargas lineales y aproximadamente con cargas puntuales

Otras opciones

- Reducción de la longitud de anclaje de las armaduras en soportes: la longitud de anclaje se calcula para la tensión f_{yd} en las armaduras. Opcionalmente, puede reducirse dicha longitud de anclaje teniendo en cuenta la tensión real de las armaduras.

Efectos de segundo orden

Un análisis en teoría de segundo orden exige plantear el equilibrio de la estructura en su posición deformada, lo que no es habitual llevar a cabo en estructuras de edificación.

Efecto de traslación de las plantas (P-delta)

CYPECAD permite considerar la amplificación de esfuerzos de primer orden (efectos de segundo orden), tomando en consideración de forma simplificada el efecto debido al desplazamiento horizontal de las plantas a causa de la acción del viento. Frente a la actuación de acciones horizontales, los soportes pierden la verticalidad, con lo cual el esfuerzo normal debido a la carga gravitatoria produce un momento respecto a la base del pilar (efecto P-delta), cuyo resultado es la amplificación de la acción horizontal. Este efecto puede llegar a ser muy importante en el caso de estructuras esbeltas y es conveniente tenerlo en cuenta en cualquier caso.

El procedimiento previsto permite amplificar los momentos de primer orden debido a los efectos de segundo orden a partir de los desplazamientos de primer orden de cada planta, pudiendo éstos últimos amplificarse por un coeficiente corrector para tomar en consideración la pérdida de rigidez de los elementos con secciones fisuradas.

Ver *Obra* → *Datos generales* → *Acciones* → *Con acción de viento* → *CTE DB-SE AE (España)* → *Sin efectos de 2º orden*:

- Consideración de los efectos de 2º orden
- Valor para multiplicar los desplazamientos
- Factor de amplificación

Efecto local (ondulación del soporte entre plantas)

Los efectos de segundo orden debido a la deformada de cada tramo del soporte se obtienen mediante el método simplificado incluido en EHE a partir de una longitud de pandeo del soporte en cada dirección igual a αl (βl en el programa CypeCad). Si se ha optado por considerar el efecto de traslación de las plantas indicado en el apartado anterior, parece razonable calcular α para estructuras intraslacionales ($\alpha \leq 1$), siendo el valor por defecto en CypeCad $\alpha=1$ ($\beta=1$).

Ver *Entrada de pilares* → *Introducción* → *Pilares, pantallas y arranques* → *Coeficiente de pandeo*, para hacerlo en cada soporte; o ver *Obra* → *Datos generales* → *Coeficientes de pandeo*, para todos los soportes.

ELU. Estados Límites Últimos

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO RESISTENTE A TENSIÓN NORMAL (Momento flector)

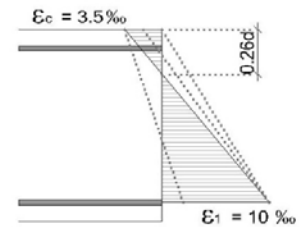
1. ALCANCE DE ESTE DOCUMENTO

Las hipótesis generales del comportamiento de secciones de hormigón sometidas a momento flector en ELU se resumen en el apartado 2 de este documento. En los apartados 3 y 4, se expone el caso particular del dimensionado de secciones rectangulares en las que no se dispone armadura A_2 en la cara comprimida mientras que se asegure la ductilidad de la sección y que la armadura A_1 en la cara traccionada tenga un alargamiento $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_{yd}$, siendo $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$, con lo que su tensión $\sigma_1 = f_{yd}$. Además, tanto la formulación del apartado 3 como las curvas adimensionales del apartado 4 corresponden al dimensionado de secciones rectangulares con el bloque rectangular de tensiones de compresión en el hormigón. El apartado 5 plantea el dimensionado de la armadura traccionada A_1 en una sección cuando se define previamente la armadura comprimida A_2 . Finalmente, el apartado 6 expone el dimensionado de secciones en T.

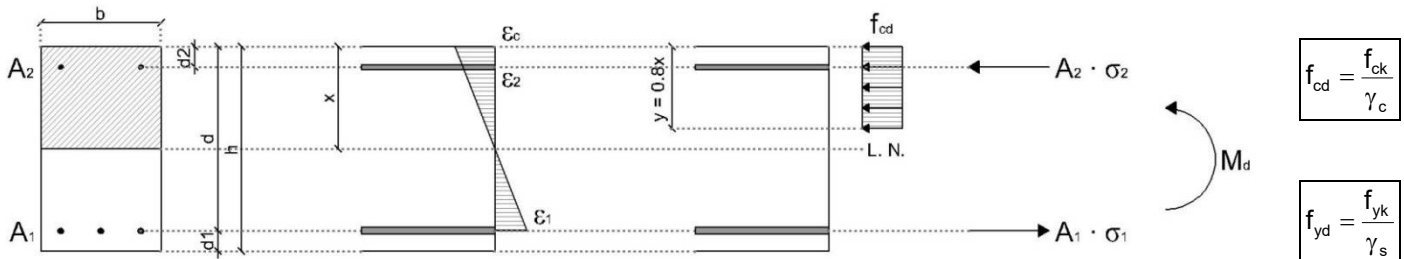
2. HIPÓTESIS

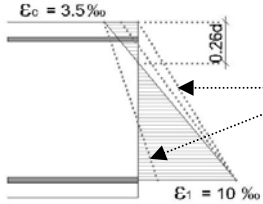
En general, el dimensionado de las armaduras a partir de un momento M_d o la evaluación del momento último o de rotura M_u de una sección armada deberá obtenerse a partir de las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones en la sección, tanteando la posición del plano de deformación de rotura a partir de:

- La deformación nula en la fibra neutra situada a una distancia "x" de la fibra más comprimida.
- La deformación última o de rotura, que puede corresponder a:
 - **rotura dúctil** por la armadura traccionada ($\varepsilon_1 = 0.010$) si $x \leq 0.26d$
 - **rotura frágil** por el hormigón comprimido ($\varepsilon_c = 0.0035$) si $x > 0.26d$



A continuación, se resumen las hipótesis generales de comportamiento de secciones de hormigón sometidas a momento flector,



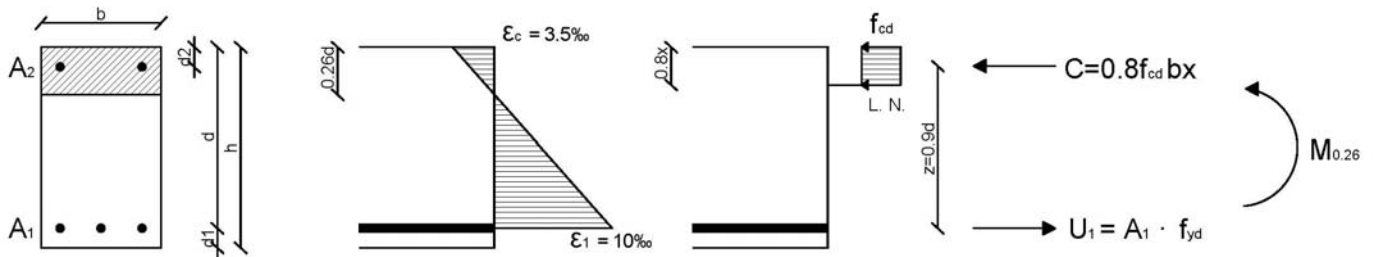
HIPÓTESIS	FORMULACIÓN	
1) ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO	$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_2}{x - d_2} = \frac{\varepsilon_1}{d - x}$	
2) DEFORMACIÓN PLANA		
3) LEYES CONSTITUTIVAS	- Acero	$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{yd}$
	- Hormigón (bloque rectangular)	$\sigma_c = f_{cd}$ (en 80% de zona comprimida)
4) AGOTAMIENTO RESISTENTE: plano de deformación límite	 <p>Ejemplos de planos de deformación límite en flexión simple</p> <p style="text-align: center;">$\varepsilon_1 = 0.010; \varepsilon_c = 0.0035$</p>	
5) EQUILIBRIO (*)	$\Sigma F = 0$	$0.8 f_{cd} b x + A_2 \sigma_2 - A_1 \sigma_1 = 0$
	$\Sigma M = 0$	$0.8 f_{cd} b x (d - 0.4x) + A_2 \sigma_2 (d - d_2) = M_u \geq M_d$

(*) Las ecuaciones de equilibrio indicadas en esta tabla corresponden a la sección rectangular de ancho constante "b"

3. ESTRATEGIA DE ARMADO PARA SECCIONES RECTANGULARES

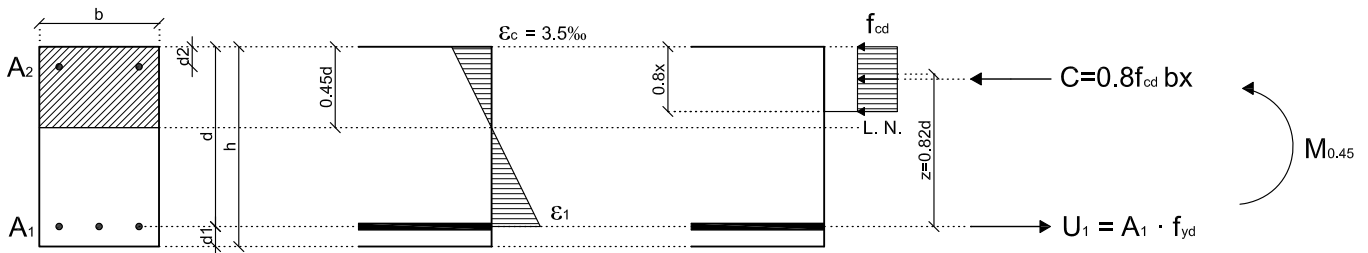
Las secciones de hormigón con profundidades de la fibra neutra $x \leq 0.26d$ fallan en la situación de rotura por la armadura traccionada y muestran un buen comportamiento dúctil.

$$x = 0.26d \quad z = 0.9d \quad C = 0.21 b d f_{cd} \quad M_{0.26} = 0.19 b d^2 f_{cd} \quad \mu = \mu_{0.26} = 0.19$$



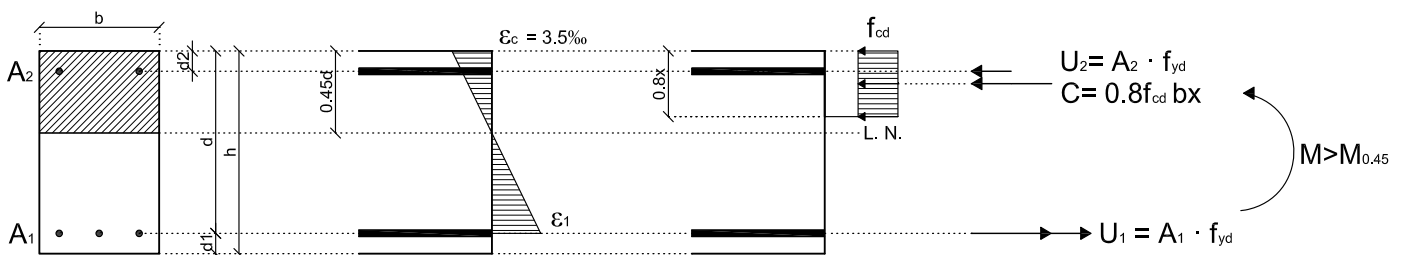
Al dimensionar las secciones de hormigón para momentos $M_d > M_{0.26}$ se recomienda introducir armadura A_2 en la cara comprimida y considerarla en el cálculo de A_1 para dotar a las secciones críticas de cierta ductilidad. Sin embargo, no será necesario introducirla mientras la sección mantenga cierta ductilidad para obtener las solicitaciones mediante un análisis lineal sin redistribución, lo que corresponde a secciones con profundidades de la fibra neutra $x \leq 0.45d$ y momentos $M_d \leq M_{0.45}$ ($\mu_d \leq \mu_{0.45} = 0.29$) (EHE-08, Comentarios al art.19.2.1 y al art.21; Documento BC3, apartado 1)

$$x = 0.45d \quad z = 0.82d \quad C = 0.36 b d f_{cd} \quad M_{0.45} = 0.29 b d^2 f_{cd} \quad \mu = \mu_{0.45} = 0.29$$



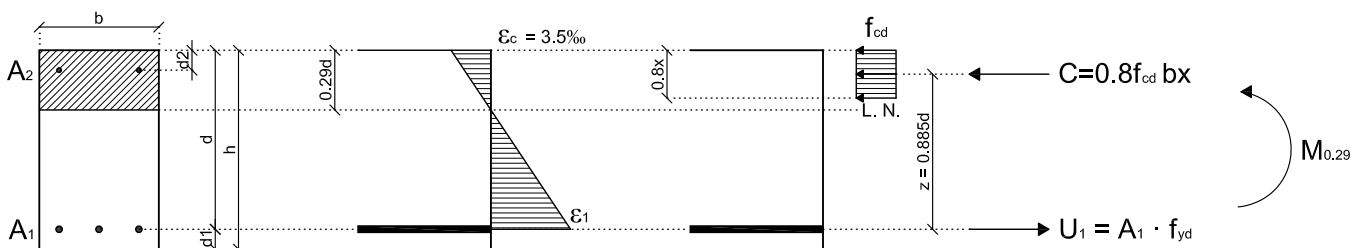
Si el momento actuante sobre la sección llevase a profundidades de la fibra neutra superiores a $0.45d$ se introducirá la armadura comprimida en el cálculo a partir de valores $\mu_d = \mu_{0.45} = 0.29$ manteniéndose $x = 0.45d$.

$$x = 0.45d \quad C = 0.36 b d f_{cd} \quad M_d > M_{0.45} = 0.29 b d^2 f_{cd} + U_2 (d-d_2) \quad \mu = 0.29 + w_2 (1-d/d_2)$$



Si se utiliza un análisis con redistribución limitada del 20% ($r = 20$), correspondiente a la máxima admisible para aceros de ductilidad normal, no será necesario introducir la armadura comprimida A_2 mientras $M_d \leq M_{0.29}$, siendo:

$$x = 0.29d \quad z = 0.89d \quad C = 0.23 f_{cd} b d \quad M_{0.29} = 0.20 b d^2 f_{cd} \quad \mu = \mu_{0.29} = 0.20$$



PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

A título informativo, en los casos de utilizar hormigones H25 y armaduras B500, la cuantía de armadura traccionada para distintas profundidades de fibra neutra sería:

- $x = 0.26 d$; $\rho_1 = 0.008$
- $x = 0.45 d$; $\rho_1 = 0.014$

La tabla siguiente resume las expresiones adimensionales para la obtención de las armaduras A_1 y A_2 para dos tipos de análisis:

- Análisis lineal sin redistribución
- Análisis lineal con redistribución del 20%

siendo: $\mu = \frac{M_d}{bd^2f_{cd}}$ $\omega_1 = \frac{A_1f_{yd}}{bdf_{cd}}$ $\omega_2 = \frac{A_2f_{yd}}{bdf_{cd}}$

		$\mu_d < 0.20$	$0.20 \leq \mu_d < 0.29$	$\mu_d \geq 0.29$	Notas (*)
SIN REDISTRIBUCIÓN	ω_2	0		$\frac{\mu - 0.29}{1 - \frac{d_2}{d}}$	En este caso, siendo $\sigma_1 = f_{yd}$, $\sigma_2 = f_{yd}$
	ω_1	$1 - \sqrt{1 - 2\mu}$		$0.36 + \omega_2$	
CON REDISTRIBUCIÓN ≤ 20%	ω_2	0	$\frac{\mu - 0.20}{1 - \frac{d_2}{d}}$		En este caso no es posible asegurar siempre $\sigma_2 = f_{yd}$, debiendo comprobarse para cada caso particular (en especial, en vigas planas)
	ω_1	$1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	$0.23 + \omega_2$		

(*) La tensión de cálculo en las armaduras es igual a f_{yd} si su deformación es igual superior al valor de la deformación correspondiente al quiebro del diagrama tensión-deformación, de valor:

- Acero B400 $\varepsilon_1 = (400/1.15) / 200.000 = 0.00174$
- Acero B500 $\varepsilon_1 = (500/1.15) / 200.000 = 0.00217$

La deformación de la armadura traccionada correspondiente a la profundidad $x = 0.45 d$ es $\varepsilon_1 = 0.0043$ por lo que $\sigma_1 = f_{yd}$

En el apartado siguiente, se representan las curvas adimensionales que relacionan los momentos resistidos por una sección rectangular y sus armaduras:

Apartado 4.1:

- Bloque rectangular de tensiones de compresión en el hormigón
- Curvas aplicables a solicitaciones en ELU, obtenidas mediante análisis lineal sin redistribución de momentos (ver EHE, Comentarios art.21 y documento BC3, apartado 1).

Apartado 4.2:

- Bloque rectangular de tensiones de compresión en el hormigón
- Curvas aplicables a solicitaciones en ELU, obtenidas mediante análisis lineal con redistribución de momentos de hasta un 20% (ver EHE, Comentarios art.21 y documento BC3, apartado 1).

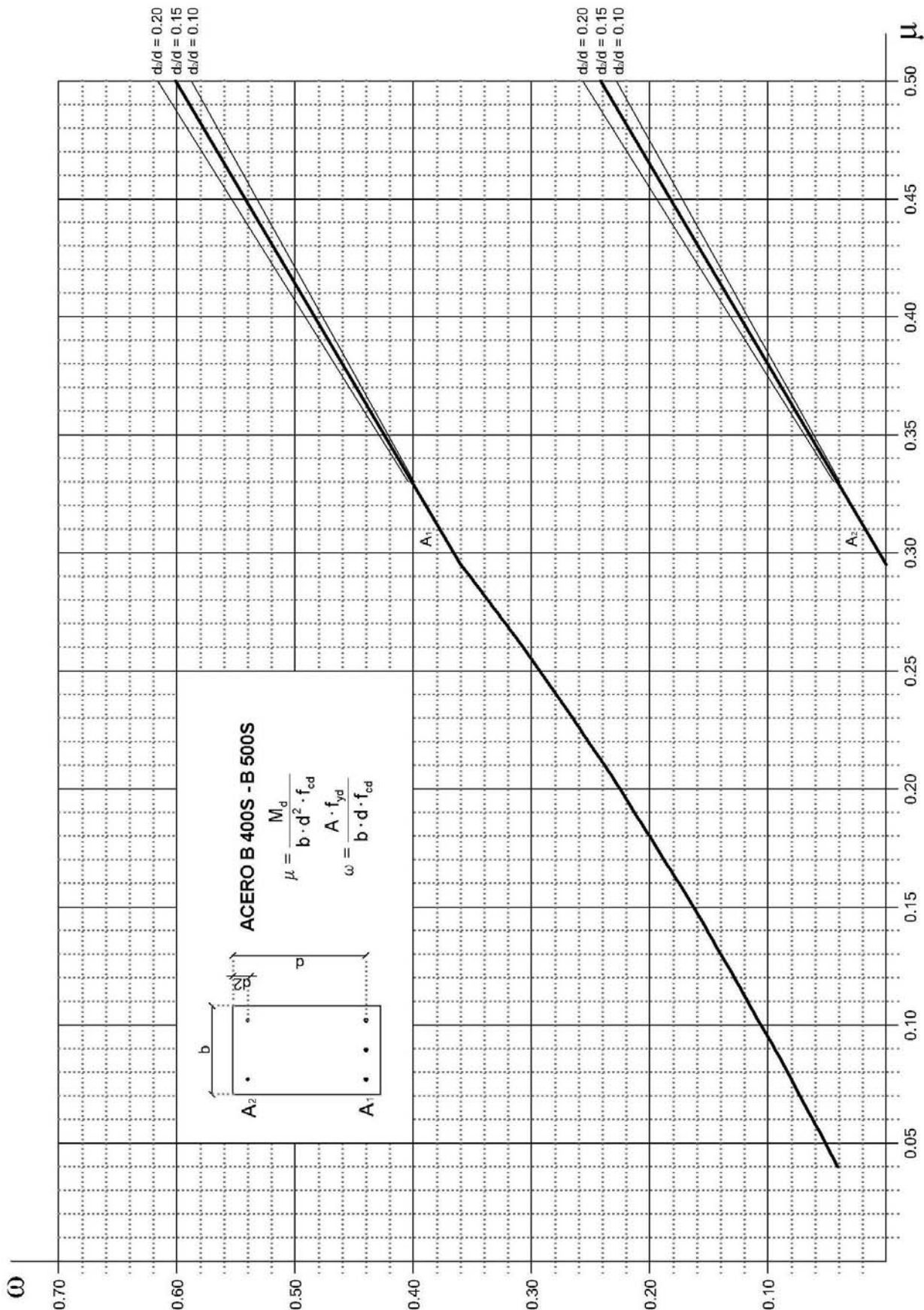
Apartado 4.3:

- Bloque parábola-rectángulo de tensiones de compresión en el hormigón
- Curvas aplicables a solicitaciones en ELU, obtenidas mediante análisis lineal sin redistribución de momentos. (ver EHE, Comentarios art.21 y documento BC3, apartado 1).

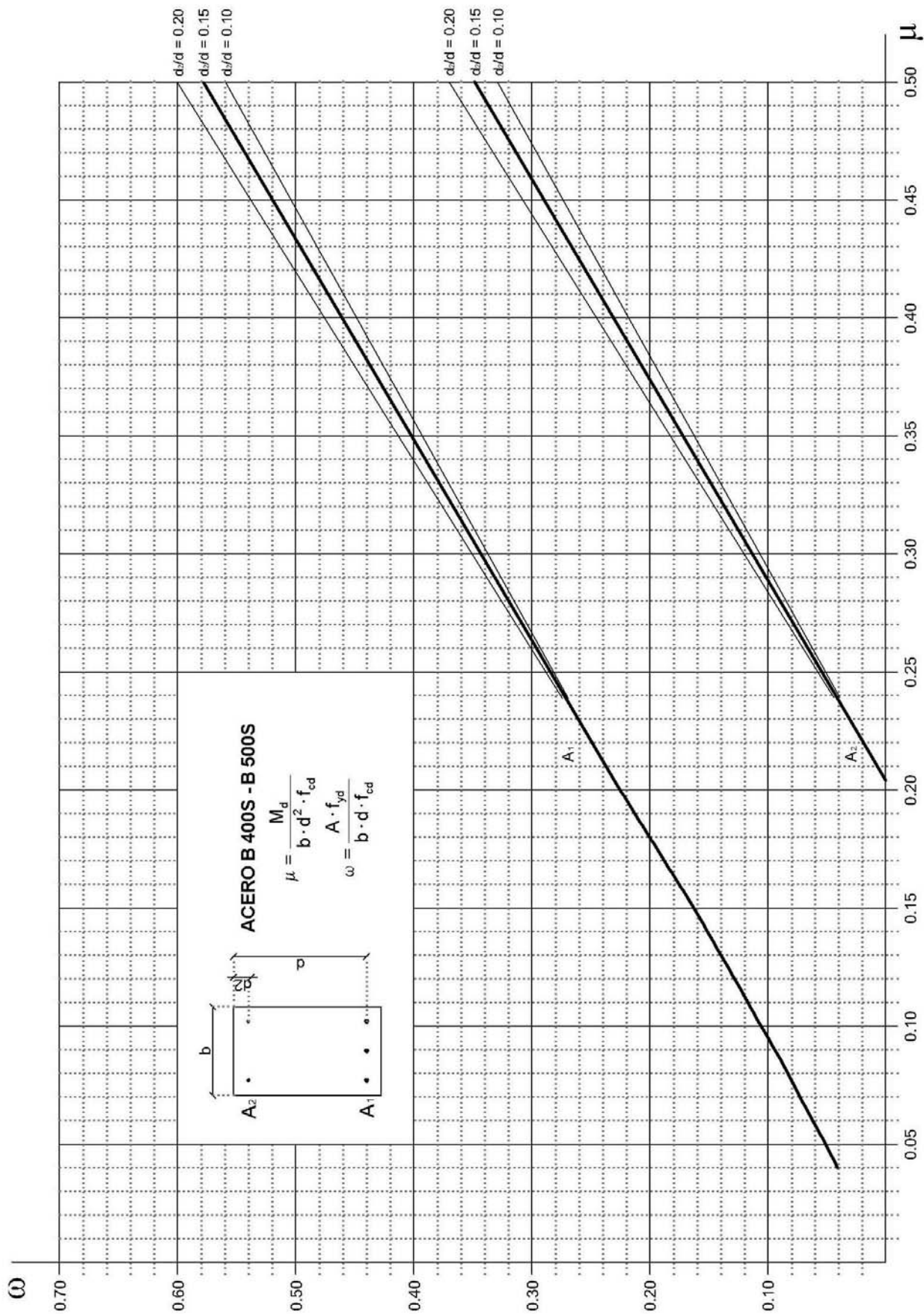
Nota: estas curvas se han obtenido del libro Hormigón Armado (García Meseguer, Morán y Arroyo. Editorial GG. Febrero 2010)

4. ÁBACOS DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN SIMPLE

4.1 **ÁBACO 1 (bloque rectangular de tensiones de compresión):** Curvas aplicables a solicitaciones en ELU, obtenidas mediante análisis lineal sin redistribución de momentos (ver EHE, Comentarios art.21 y documento BC3, apartado 1).



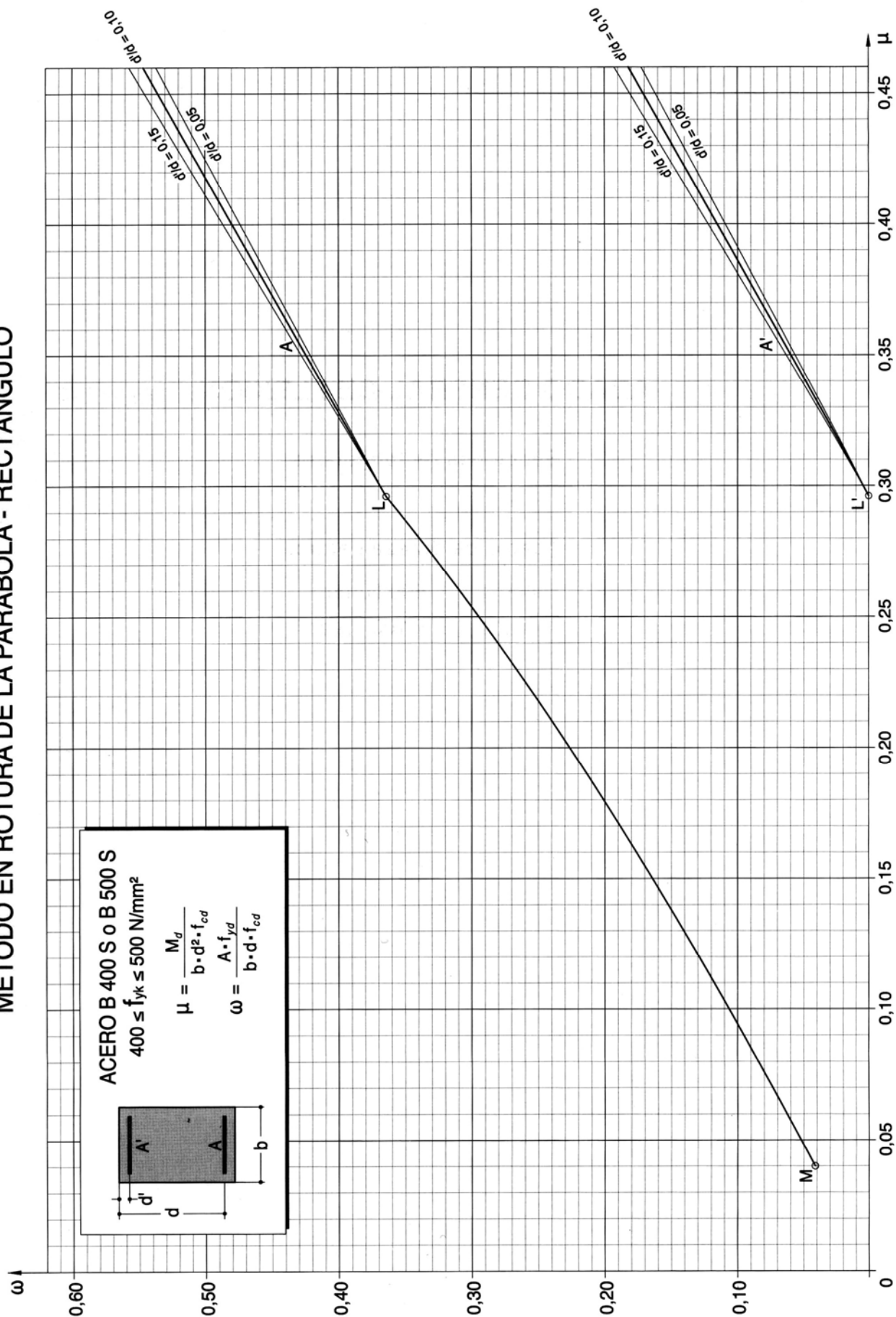
4.2 ÁBACO 2 (bloque rectangular de tensiones de compresión): Curvas aplicables a solicitaciones en ELU, obtenidas mediante **análisis lineal con redistribución** de momentos de hasta un 20% (ver EHE, Comentarios art.21 y documento BC3, apartado 1).



4.3 ÁBACO 3 (bloque parábola-rectángulo de tensiones de compresión): Curvas aplicables a sollicitaciones en ELU, obtenidas mediante análisis lineal sin redistribución de momentos. (ver EHE, Comentarios art.21 y documento BC3, apartado 1).

Nota: Este ábaco ha sido obtenido del libro Hormigón Armado (García Meseguer, Morán y Arroyo. Editorial GG. Febrero 2010)

SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN
MÉTODO EN ROTURA DE LA PARÁBOLA - RECTÁNGULO



5. CASO PARTICULAR DE ARMADO: OBTENCIÓN DE LA ARMADURA TRACCIONADA A_1 EN UNA SECCIÓN CON ARMADURA COMPRIMIDA DADA A_2

En general, las secciones de hormigón tendrán armaduras tanto en la cara traccionada como en la comprimida. La armadura de la cara comprimida puede venir fijada por consideraciones de:

- El armado de la propia sección en estudio (armadura calculada si $M_d > M_{0.45}$, o armadura mínima si $M_d < M_{0.45}$)
- El armado de otras secciones próximas de la misma viga, en que su armadura traccionada debe prolongarse y anclarse en secciones adyacentes en las que la gráfica de momentos flectores haya variado de signo pasando estas armaduras a estar comprimidas en la sección en estudio.

Así, sea en el caso de armadura mínima o de armadura determinada por las solicitaciones en secciones próximas, puede surgir el interés de calcular la armadura traccionada en una sección con armadura comprimida previamente definida.

5.1 PLANTEAMIENTO GENERAL

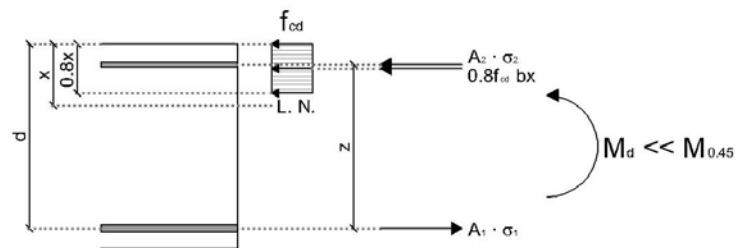
En general, ante una pareja de valores cualesquiera M_d (momento solicitante) y A_2 (armadura comprimida) se desconoce la tensión del acero en ambas caras y no puede afirmarse con certeza que $\sigma_1 = \sigma_2 = f_{yd}$.

Por ello, el cálculo "riguroso" de la armadura traccionada A_1 en una sección sometida a un momento M_d y con una armadura A_2 en la cara comprimida previamente definida debe llevarse a cabo a partir de las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad expuestas en el planteamiento general (apartado 2).

5.2 PLANTEAMIENTO SIMPLIFICADO

- **Momento flector solicitante claramente inferior al momento para $x = 0.45d$ ($M_d \ll M_{0.45}$):** el cálculo de la armadura traccionada A_1 puede llevarse a cabo suponiendo $A_2 = 0$ ya que:

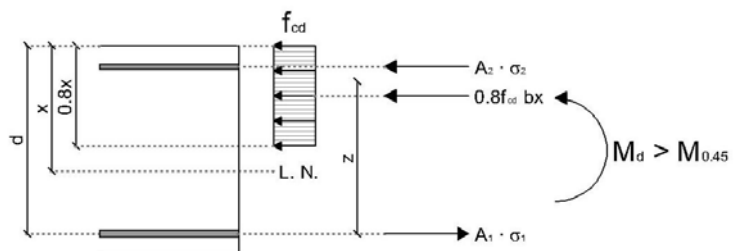
- Considerar la contribución de la armadura comprimida A_2 apenas influiría en el resultado del cálculo de la armadura traccionada A_1 ya que variaría poco el valor del brazo mecánico z y, consecuentemente, la armadura traccionada ($A_1 f_{yd} = M_d / z$).
- Tomar en consideración la contribución de la armadura comprimida A_2 complica el cálculo del corte longitudinal de armaduras.



- **Momento flector solicitante cercano al valor del momento para $x = 0.45d$ ($M_d \approx M_{0.45}$):** el cálculo de la armadura traccionada A_1 puede llevarse a cabo conservadoramente suponiendo $A_2 = 0$ aunque en este caso el error sería mayor al no ser despreciable el aumento del brazo z que proporciona la contribución de la armadura comprimida A_2 .

- **Momento flector solicitante superior al momento para $x = 0.45d$ ($M_d > M_{0.45}$):**

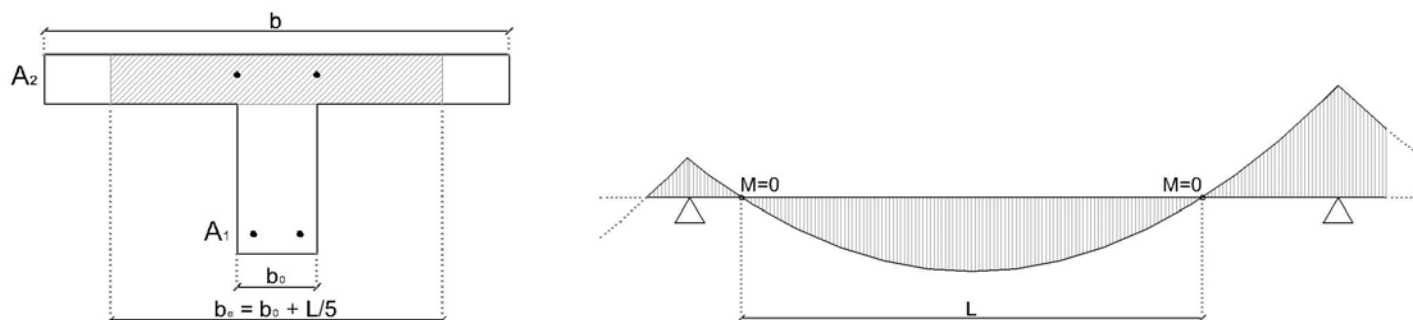
- Se tomará en cuenta parte de la armadura comprimida existente A_2 para hacer frente al momento $M_d - M_{0.45}$, calculando la armadura A_1 por el procedimiento indicado en las ecuaciones deducidas anteriormente o mediante las curvas adimensionales.
- Si la armadura comprimida necesaria según los cálculos fuese superior a la existente, se aportará armadura adicional en la cara comprimida hasta alcanzar el valor requerido por el cálculo.



6. ARMADO DE SECCIONES EN T

Las hipótesis y estrategia de armado expuestas en los apartados 3 y 4 pueden aplicarse al caso de las secciones en T con algunas matizaciones:

- **Reducción del ancho de la cabeza comprimida**, debiendo tomar en algunos casos un “ancho eficaz” del ala menor que el ancho real (ver EHE 18.2.1 y Documento BC3, apartado 1). Se define **ancho eficaz (b_e)** como el ancho ($b_e < b$) en el que puede admitirse que la distribución de tensiones en el hormigón es constante en todos los puntos del ala situados a la misma distancia de la fibra neutra.



- En **flexión positiva**, la sección puede estudiarse como sección rectangular de ancho igual al ancho b del ala siempre que el bloque de compresiones no penetre en la zona del alma (fig.1). En caso contrario, deberá estudiarse la sección a partir de las hipótesis generales, pero no será de aplicación ni la formulación de la sección rectangular ni las curvas adimensionales antes mencionadas (fig.2).

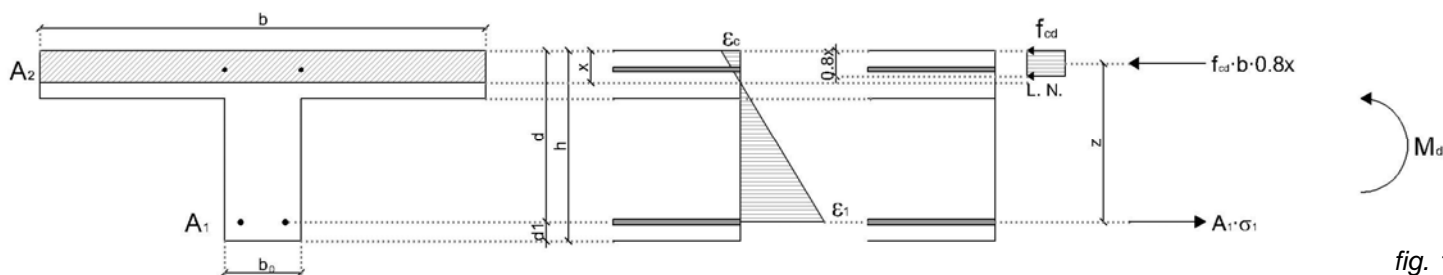


fig. 1

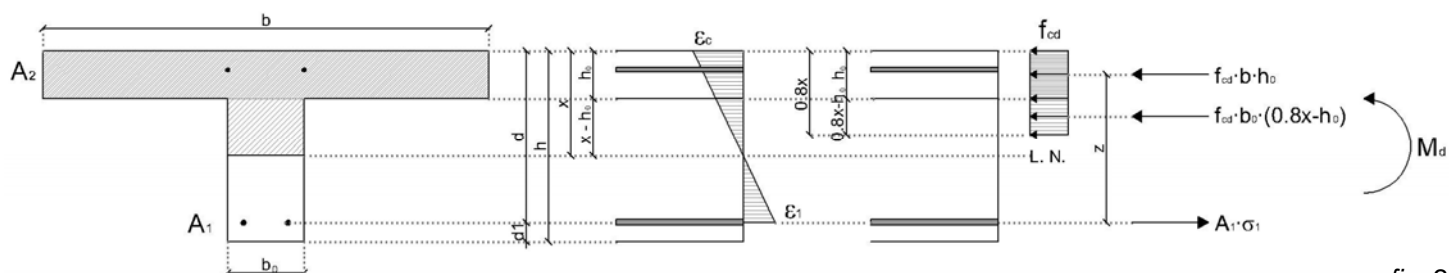


fig. 2

- En **flexión negativa**, la sección puede estudiarse como sección rectangular de ancho igual al ancho del alma siempre que el bloque de compresiones no penetre en la zona del ala (fig.3). En caso contrario, deberá estudiarse la sección a partir de las hipótesis generales, pero no será de aplicación ni la formulación de la sección rectangular ni las curvas adimensionales antes mencionadas.

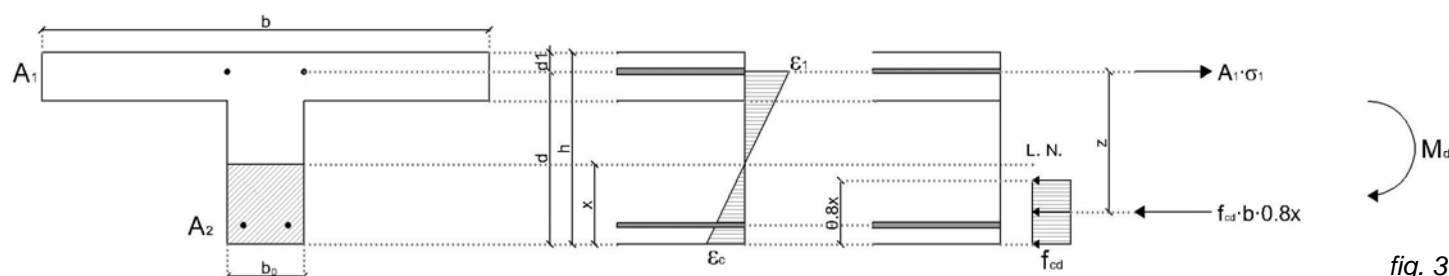


fig. 3

- En general, la formulación deducida para las secciones rectangulares no es válida para las secciones en T debiendo utilizarse las expresiones de la profundidad de la fibra neutra $x = 0,45d$ ó $x = 0,29d$ en lugar de las expresiones de los momentos flectores $M_{0,45} = 0,29 f_{cd} b d^2$ y $M_{0,29} = 0,20 f_{cd} b d^2$ para decidir la introducción de armadura comprimida en estas secciones.

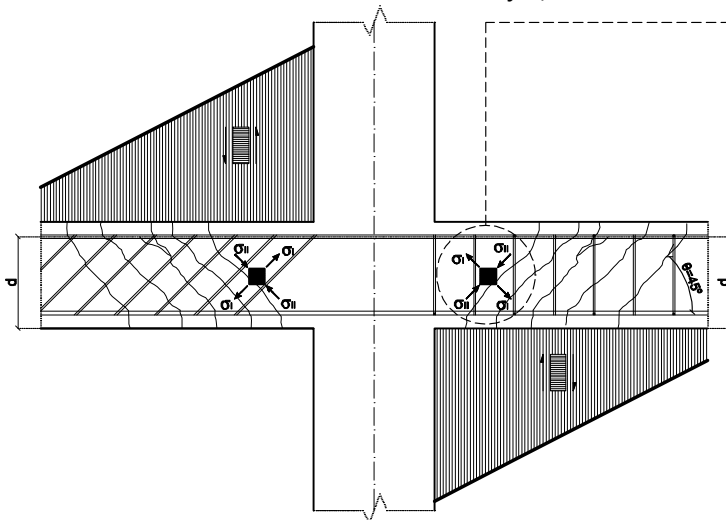
ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO A TENSIÓN TANGENCIAL (CORTANTE Y PUNZONAMIENTO)

A. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO A ESFUERZO CORTANTE (EHE-08)

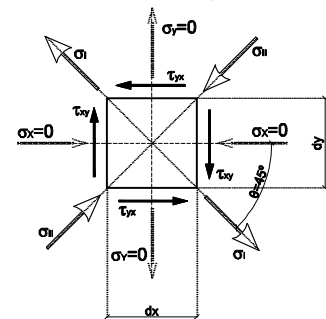
1. INTRODUCCIÓN

Se resumen las prescripciones contenidas en la EHE-08 (art.44), aplicables al estudio del E.L.U de agotamiento por cortante en elementos lineales de hormigón armado de sección constante sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axil (compresión o tracción). Se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cinco veces dicho canto.

Nota: Todas las expresiones contenidas en este documento son sólo válidas para cercos verticales ($\alpha=90^\circ$) y bielas comprimidas en el hormigón con inclinación $\theta=45^\circ$. Para otros valores de α y θ , consultar EHE-08, art.44.



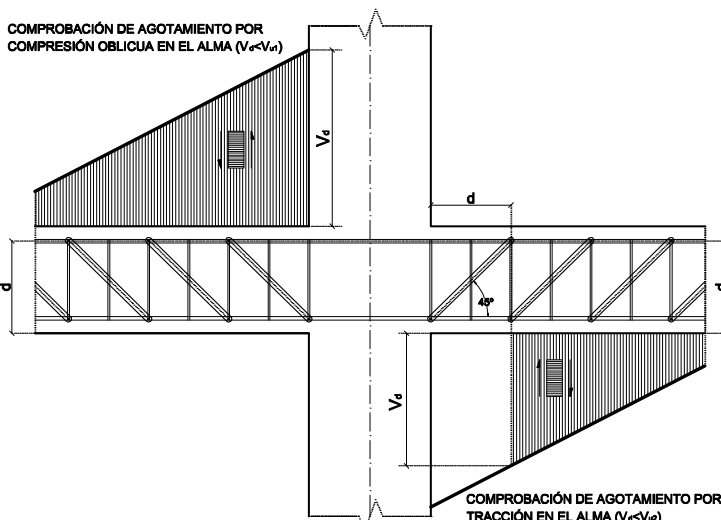
Dirección de las fisuras por cortante y cosido de las mismas mediante cercos verticales y a 45° . Tensiones en las direcciones principales: σ_I (tensiones de tracción) y σ_{II} (tensiones de compresión)



Tensiones normales y tangenciales (paralelas y perpendiculares a la directriz de la pieza) y de las tensiones principales

2. COMPROBACIONES QUE ES NECESARIO REALIZAR EN E.L.U. DE AGOTAMIENTO POR CORTANTE

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo, en vigas de sección constante, a partir del valor de cálculo del esfuerzo cortante V_d producido por las acciones exteriores. Este Estado Límite de Agotamiento puede alcanzarse por el agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{u1}), o por agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}):



Comprobación del agotamiento por compresión oblicua en el alma:

$$V_d \leq V_{u1}$$

Esta comprobación se realizará en el borde del apoyo. En piezas sin armadura a cortante no resulta necesaria esta comprobación pues se alcanza antes el agotamiento por tracción en el alma.

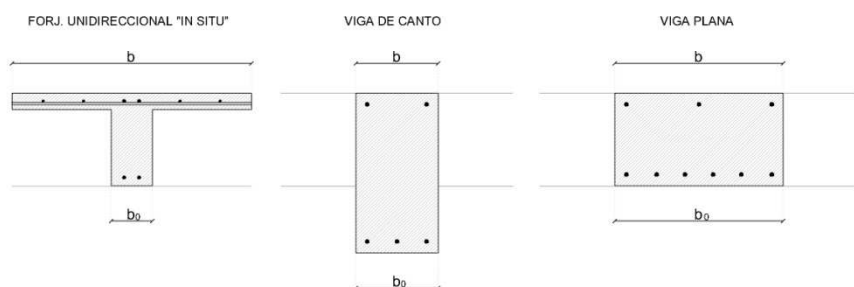
Comprobación del agotamiento por tracción en el alma:

$$V_d \leq V_{u2}$$

Esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia de un canto útil "d" del borde del apoyo directo.

3. ESFUERZO CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL ALMA V_{u1}

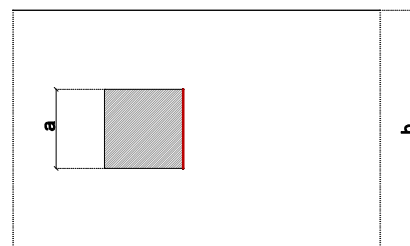
El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:



$$V_{u1} = 0.30 f_{cd} b_0 d$$

- b_0** anchura mínima del alma en una altura igual "0.75d" medida a partir de la armadura traccionada.
- d** canto útil de la sección, en mm
- f_{cd}** resistencia de cálculo a compresión del hormigón, en N/mm²

Aunque EHE-08 no lo indica, en la comprobación a esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma V_{u1} de las vigas planas de ancho b , en secciones próximas a los soportes, se recomienda tomar como ancho b_0 el ancho del soporte $a \leq b$, puesto que las compresiones deben entrar al soporte principalmente por la cara del mismo



4. ESFUERZO CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN DEL ALMA V_{u2} (ver EHE 44.2.3.2.)

4.1 Piezas sin armadura de cortante

4.1.1 Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas ($M_d \leq M_{fis,d}$)

En piezas con zonas no fisuradas y con el alma comprimida, la resistencia a cortante debe limitarse según la resistencia a tracción del hormigón, y vale:

$$V_{u2} = \frac{l b_0}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_l \sigma'_{cd} f_{ct,d}}$$

Esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal que pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45° que parte del borde del apoyo.

4.1.2 Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ($M_d > M_{fis,d}$)

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y de alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

- M_d** Momento de cálculo de la sección.
- $M_{fis,d}$** Momento de fisuración de la sección, calculado con $f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c$
- I** Momento de inercia de la sección transversal.
- b_0, d** ver apartado 3
- S** Momento estático de la sección transversal.
- $f_{ct,d}$** Resistencia de cálculo a tracción del hormigón, en N/mm²
- γ_c** Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón.
- α_l** Factor que tiene en cuenta la introducción progresiva de las tensiones transmitidas por el pretensado al hormigón en el caso de piezas pretensadas con anclaje por adherencia
- $\alpha_l = l_x / (1,2 \cdot l_{bpt}) \leq 1$ para tendones pretensados
 $= 1$ para otros tipos de pretensado
- $l_{bpt} = \phi \sigma_p / 21$ σ_p Tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm²
 ϕ Diámetro de la armadura activa, en mm.
- l_x** Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.
- ξ** $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, con d en mm
- ρ_1** Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada anclada a una distancia $\geq "d"$ a partir de la sección de estudio:
 $\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0.02$
- $A_s + A_p$** Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia $\geq "d"$ a partir de la sección de estudio
- σ'_{cd}** Tensión media de compresión en el alma de la sección
 $\sigma'_{cd} = (N_d / A_c) < 0.30 f_{cd} \leq 12 \text{ Mpa}$
- f_{ck}** Resistencia característica a compresión del hormigón, en N/mm²

4.2 Piezas con armadura de cortante

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

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

-Contribución del hormigón:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_1 \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

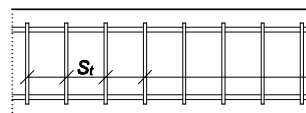
-Contribución de la armadura (cercos a 90°):

$$V_{su} = 0.9 d A_{90} f_{y90,d}$$

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

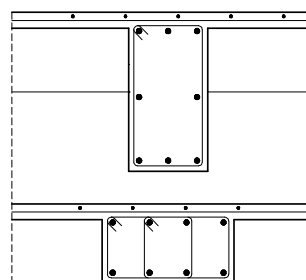
V_{su} Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante

A_{90} Área de armaduras en el alma (cercos a 90°) por unidad de longitud del elemento.



ALZADO VIGA

cercos de diámetro ϕ



SECCIÓN - cercos simples

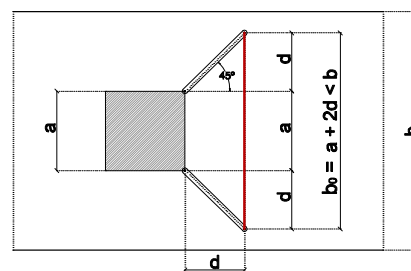
$$A_{90} = \frac{2}{s_t} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}$$

SECCIÓN - cercos dobles

$$A_{90} = \frac{4}{s_t} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$f_{y90,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura de los cercos a 90°, no mayor que 400 N/mm² para un control adecuado del estado tensional de la armadura en servicio (E.L.S.).

Aunque EHE no lo indica, en la comprobación a esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma V_{u2} de las vigas planas en secciones próximas a los soportes, se debe tomar como ancho $b_o = a + 2d \leq b$, siendo "a" el ancho del soporte y "d" el canto útil de la viga.



5. DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

5.1 Armaduras transversales

- Todo elemento lineal debe llevar una armadura transversal compuesta por barras paralelas a las caras laterales del alma y ancladas de forma efectiva en una y otra cabeza.
- En todos los casos, se prolongará la colocación de armadura transversal en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente deja de ser necesaria. En el caso de apoyos, la armadura transversal se dispondrá hasta el borde de los mismos.
- La separación s_t entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$s_t \leq 0.75 d (\leq 600\text{mm})$	si	$V_d \leq 0.20 V_{u1}$
$s_t \leq 0.60 d (\leq 450\text{mm})$	si	$0.20 V_{u1} < V_d \leq 0.66 V_{u1}$
$s_t \leq 0.30 d (\leq 300\text{mm})$	si	$V_d > 0.66 V_{u1}$

Si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, la separación s_t será inferior a 15ϕ (ϕ es el diámetro de la armadura longitudinal comprimida) y a la menor dimensión de la sección de la pieza.

- La separación transversal $s_{t, trans}$ entre ramas de armaduras transversales en una sección deberá cumplir la condición siguiente:

$$s_{t, trans} \leq d \leq 500 \text{ mm} \quad \text{En vigas con } h \leq 300 \text{ mm, } s_{t, trans} \leq 2d \leq 350 \text{ mm}$$

- La cuantía mínima de la armadura transversal formada por cercos a 90° debe ser tal que cumpla la relación:

$$A_{90} f_{y90,d} \geq \frac{f_{ct,m} b_o}{7.5}$$

con: $f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$
 $(f_{ct,m} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \text{ para HA-25})$
 $(f_{ct,m} = 2.90 \text{ N/mm}^2 \text{ para HA-30})$

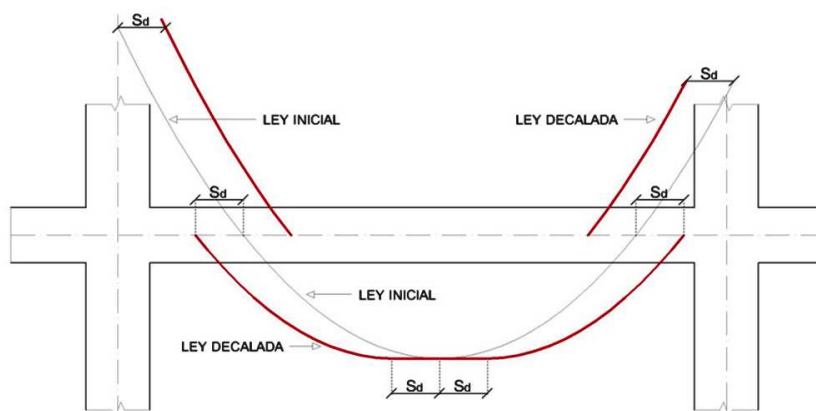
- Cuando se somete una viga a una carga colgada, aplicada a un nivel tal que quede fuera de la cabeza de compresión de la viga, se dispondrán las correspondientes armaduras transversales, armaduras de suspensión, convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente a aquella cabeza de compresión.

5.2 Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales de flexión deberán ser capaces de resistir un incremento de tracción respecto a la producida por el momento M_d , debido al esfuerzo cortante.

Esta prescripción se cumple del lado de la seguridad decalando la ley de momentos de cálculo M_d una magnitud igual al canto útil "d":

$$s_d = d$$



B. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO (EHE-08)

1. INTRODUCCIÓN

Se resume el contenido de EHE-08 (art.46) acerca del ELU relacionado con la capacidad de transmisión de tensiones tangenciales en la unión losa/soporte. Su estudio se realiza utilizando una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica al soporte. Este procedimiento puede aplicarse también al estudio de cargas concentradas.

2. SUPERFICIE CRÍTICA DE PUNZONAMIENTO

El área crítica se define a una distancia igual a $2d$ desde el perímetro del soporte, siendo d el canto útil del forjado, y se obtiene como el producto del perímetro crítico u_1 por el canto útil d . La determinación del perímetro crítico u_1 se realiza según las figuras 1, 2 y 3 para soportes interiores, de borde o de esquina respectivamente.

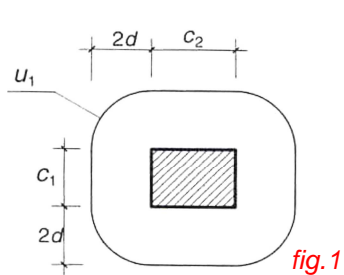


fig.1

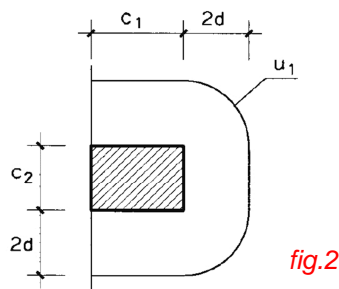


fig.2

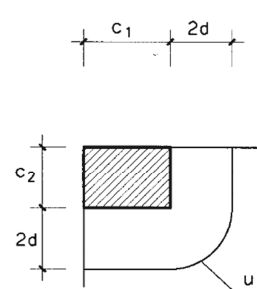


fig.3

En otros soportes o áreas cargadas el perímetro crítico se determina a partir de su línea envolvente, según la figura 4. En el caso de que existan en la losa aberturas, huecos o aligeramientos (tales como bovedillas o casetones) situados a una distancia menor que $6d$, se eliminará de u_1 la zona comprendida entre las tangentes al hueco trazadas desde el centro de gravedad del pilar o área cargada, según la figura 5.

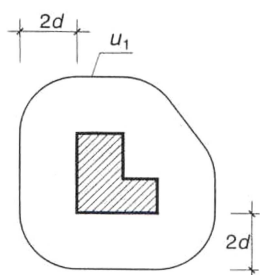


fig.4

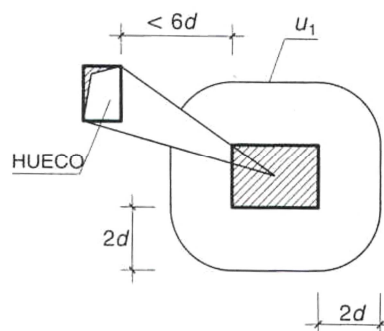


fig.5

3. LOSAS DE H.A. SIN ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

No será necesaria la armadura a punzonamiento si se verifica que $\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$, siendo:

- Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico:

$$\tau_{sd} = \beta \frac{F_{sd}}{u_1 d}$$

- Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico:

$$\tau_{rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}$$

con un valor mínimo de:

$$\tau_{rd} = \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

F_{sd} Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Se obtendrá como la reacción del soporte, pudiendo descontarse las cargas exteriores que actúan dentro del perímetro situado a $h/2$ de la sección del soporte, siendo h el canto total de la losa. En zapatas, F_{sd} puede reducirse descontando la fuerza neta que actúa en el interior del perímetro crítico, debida a la presión del terreno dentro de dicho perímetro.

u_1 Perímetro crítico, definido en las figuras anteriores

β Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Simplificadamente, cuando existen momentos transferidos entre losa y soporte, β puede tomarse igual a 1,15 en soportes interiores, 1,40 en soportes de borde y 1,50 en soportes de esquina.

ξ $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d en mm

f_{ck} Resistencia característica del hormigón a compresión, en N/mm^2

ρ_1 Cuantía geométrica de armadura longitudinal principal de tracción de la losa: $\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$, siendo ρ_x y ρ_y las cuantías en dos direcciones perpendiculares. En cada dirección la cuantía a considerar es la existente en un ancho igual a la dimensión del soporte más $3d$ a cada lado del soporte o hasta el borde de la losa, si se trata de un soporte de borde o esquina.

Si $\tau_{sd} > \tau_{rd}$ es necesario disponer armadura transversal en el forjado para punzonamiento a base de cercos, horquillas verticales o barras dobladas

4. LOSAS DE H.A. CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Cuando es necesaria disponer armadura de punzonamiento deben realizarse tres comprobaciones: en la zona adyacente al soporte o carga, en la zona con armadura transversal dentro del perímetro de punzonamiento y en la zona exterior a dicho perímetro.

4.1 Zona adyacente al soporte o carga

Debe comprobarse que el esfuerzo máximo de punzonamiento cumple la limitación:

$$\frac{\beta F_{sd}}{u_0 d} \leq 0,30 f_{cd}$$

Si esta comprobación no se cumpliera habría que aumentar la sección del soporte, el canto de la losa y/o la resistencia del hormigón f_{ck} de la losa.

4.2 Zona con armadura transversal de punzonamiento

En la zona con armadura de punzonamiento se dispondrán estribos verticales que se calcularán de forma que se satisfaga la ecuación siguiente:

$$\tau_{sd} \leq 0.75 \tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} f_{ya,d} \sin \alpha}{s u_1}$$

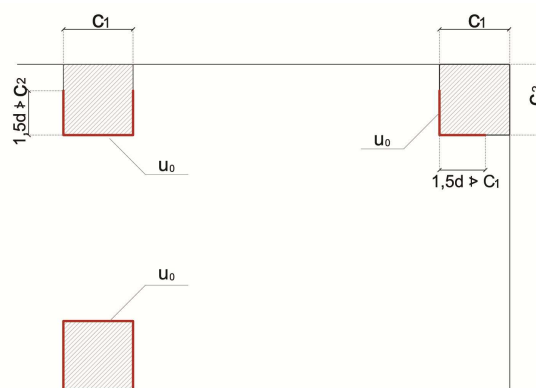


fig.6

F_{sd}, β Ver apartado 3.

f_{cd} Resistencia de cálculo a compresión del hormigón, en N/mm^2

u_0 Perímetro de comprobación (figura 6):

- En soportes interiores, u_0 es el perímetro de la sección transversal del soporte.

- Para soportes de borde:

$$u_0 = C_1 + 3d \leq C_1 + 2C_2;$$

donde c_1 y c_2 son las dimensiones del soporte.

- Para soportes de esquina

$$u_0 = 3d \leq C_1 + C_2$$

4.3 Zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es necesario comprobar que no se requiere dicha armadura.

$$F_{sd} \leq \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d$$

A_{sw}	Área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada, en mm ²
$f_{y\alpha,d}$	Resistencia de cálculo de la armadura A_s en N/mm ² , no mayor que 400 N/mm ² .
α	Ángulo de inclinación de las armaduras
S	Distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura. (figuras 7, 8 y 9), en mm o entre el perímetro y la cara del soporte, si sólo hay uno.
$u_{n,ef}$	Perímetro definido en la figuras 7, 8 y 9.

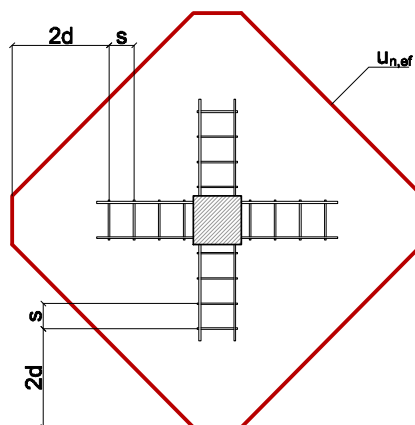


fig.7

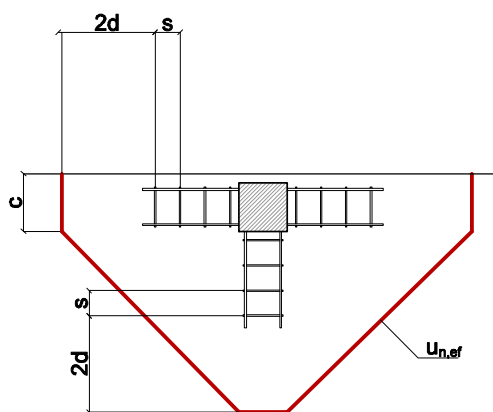


fig.8

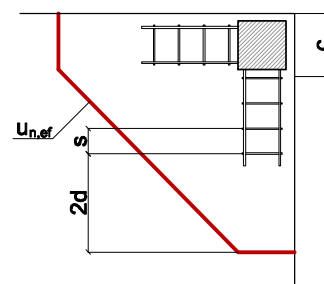


fig.9

5. DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

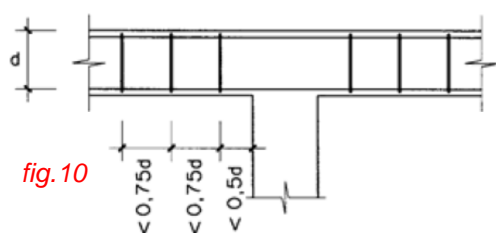


fig.10

La armadura de punzonamiento debe definirse de acuerdo con los siguientes criterios:

- Estará constituida por cercos, horquillas verticales o barras dobladas.
- Un ejemplo de las disposiciones constructivas en planta se muestra en las figuras 7, 8 y 9.
- Las disposiciones constructivas en alzado deberán cumplir las especificaciones de las figuras 10 y 11.
- La armadura de punzonamiento debe anclarse a partir del centro de gravedad del bloque comprimido y por debajo de la armadura longitudinal de tracción. El anclaje de la armadura de punzonamiento debe estudiarse cuidadosamente, sobre todo en losas de poco espesor.

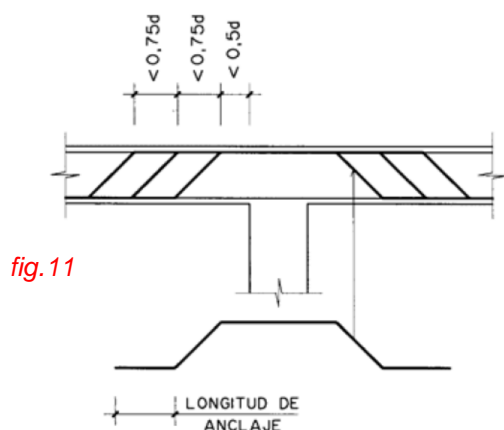


fig.11

ELU DE AGOTAMIENTO RESISTENTE A TENSIÓN NORMAL (Esfuerzo normal y momento flector)

1. ALCANCE DE ESTE DOCUMENTO

Las hipótesis generales de comportamiento de secciones de hormigón sometidas a momento flector M_d (flexión simple) se resumen en el documento ELU1. Estas hipótesis son también válidas para secciones sometidas a momento flector M_d y esfuerzo normal N_d con parte de la sección traccionada (flexión compuesta) pero requieren ser parcialmente modificadas para su aplicación al estudio de las secciones sometidas a momento flector M_d y esfuerzo normal N_d con toda la sección comprimida (compresión compuesta), lo que se hace en el apartado 2 de este documento. Además, en este documento, se incluyen:

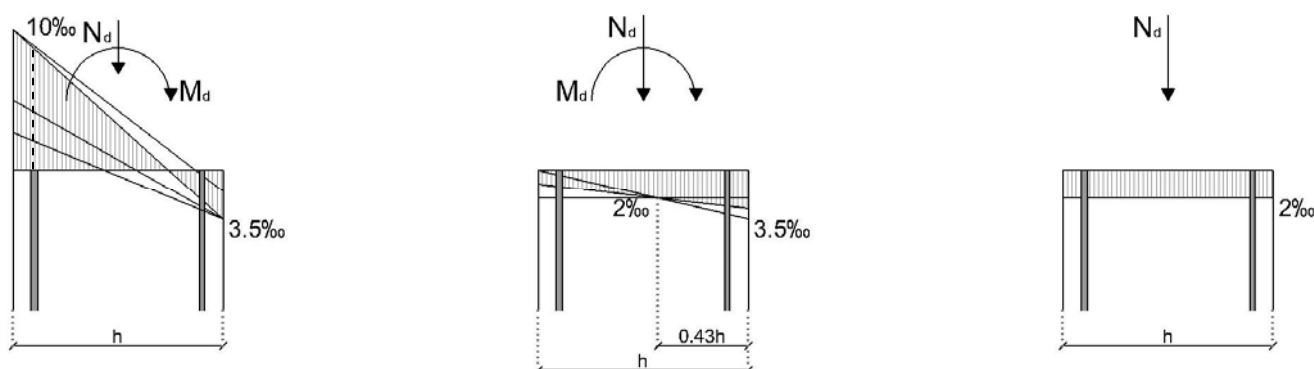
- Un método de dimensionado a flexión compuesta con armadura asimétrica, en el apartado 3
- El dimensionado de secciones a flexo-compresión esviada, en el apartado 4
- El Estado Límite Último de Inestabilidad o Pandeo (EHE-08, art.43), en el apartado 5
- Las curvas adimensionales (v , μ) y (v , μ_x , μ_y) del libro Hormigón Armado (García Meseguer, Morán y Arroyo) para el dimensionado de secciones a flexo-compresión, en el apartado 6

2. SECCIONES DE HORMIGÓN EN ELU SOMETIDAS A N_d y M_d (FLEXO-COMPRESIÓN RECTA)

Las secciones rectangulares pueden dimensionarse con diferentes distribuciones de sus armaduras:

- Armado simétrico a dos caras (ver ecuaciones [5] y [6] en este apartado y curvas adimensionales en apartado 6)
- Armado simétrico a cuatro caras, muy adecuado también en soportes a flexo-compresión esviada (ver apartado 4 y curvas adimensionales en apartado 6)
- Armado asimétrico (ver apartado 3)

Las figuras representan algunos ejemplos de planos de deformación de la sección en ELU para los casos de flexión compuesta, compresión compuesta y compresión simple.



La capacidad resistente última de las secciones se obtiene mediante las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad, a partir de las hipótesis siguientes:

- En flexión compuesta, de acuerdo con las hipótesis expuestas en el documento ELU1
- En compresión compuesta, se aplican las hipótesis anteriores con las modificaciones siguientes:
 - Plano de deformación de rotura: aquel que pasa por la deformación del 0.002 en los puntos de la sección situados a una distancia $0.43h$ de las fibras más comprimidas, lo que supone una transición entre los planos de rotura correspondientes a la flexión compuesta con deformación nula en las fibras traccionadas y a la compresión simple (acotamiento uniforme del 0.002), respectivamente.
 - Bloque de compresiones en el hormigón: diagrama parábola-rectángulo o diagrama rectangular equivalente al parábola-rectángulo con $\sigma_c = f_{cd}$ y con profundidad del bloque igual a "0.8x" para valores de $x \leq 1.25h$ e igual a "h" para valores de $x > 1.25h$.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

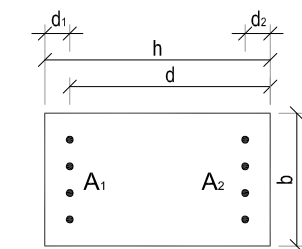
En general, se parte de la geometría de la sección de hormigón, de la relación entre A_1 y A_2 (armadura simétrica, etc.) y de las solicitaciones N_d y M_d , obteniéndose la profundidad de la fibra neutra x , las tensiones de las armaduras σ_1 y σ_2 y el área de las armaduras A_1 y A_2 .

En algunos casos, interesa proceder al revés obteniéndose las parejas de valores N_u y M_u que agotan la sección a partir de las armaduras A_1 y A_2 y la profundidad de la fibra neutra x . Las curvas N_u , M_u , que representan el lugar geométrico de las parejas de valores que resiste una sección, se deducen para una determinada sección con un armado (distribución y cuantía) haciendo variar la profundidad de la fibra neutra x entre menos infinito (tracción simple) y más infinito (compresión simple), representándose solo en las curvas los valores N_u , M_u correspondientes a compresiones (soportes) y no representándose los de tracciones (tirantes).

Las curvas adimensionales del apartado 6 (pag. 10, 11 y 12) representan los valores ν , μ de secciones rectangulares y circulares sometidas a flexo-compresión compuesta recta (bloque de tensiones parábola-rectángulo).

A continuación, se incluyen las ecuaciones para secciones rectangulares con armadura a dos caras (bloque rectangular):

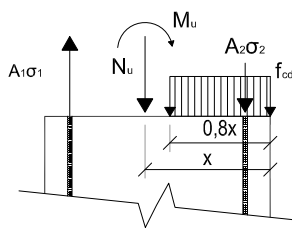
a) $0.26 d \leq x \leq h$; flexo-compresión compuesta; rotura por el hormigón; $\varepsilon_u = \varepsilon_c = 0.0035$



Ecuaciones de equilibrio:

$$N_u = 0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + A_2 \sigma_2 - A_1 \sigma_1 \quad [1]$$

$$M_u = 0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x (0.5h - 0.4x) + A_2 \sigma_2 (0.5h - d_2) + A_1 \sigma_1 (0.5h - d_1) \quad [2]$$

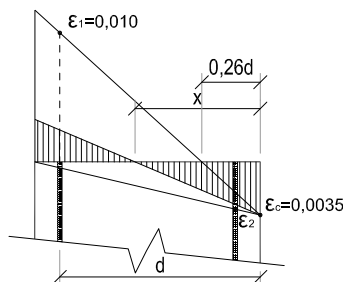


Ecuaciones de compatibilidad de deformaciones:

$$\frac{\varepsilon_1}{d-x} = \frac{0.0035}{x} = \frac{\varepsilon_2}{x-d_2}; \text{ de donde se deduce que:}$$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 \frac{h-d_1-x}{x}$$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 \frac{x-d_2}{x}$$



Leyes constitutivas del acero:

$$\sigma_1 = E_S \varepsilon_1 = E_S \cdot 0.0035 \frac{h-d_1-x}{x} \leq f_{yd} \quad [3]$$

$$\sigma_2 = E_S \varepsilon_2 = E_S \cdot 0.0035 \frac{x-d_2}{x} \leq f_{yd} \quad [4]$$

Aplicación al caso de armadura simétrica a dos caras y ecuaciones adimensionales, siendo:

$$\nu = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \text{con } A_1 = A_2 = \frac{A_{tot}}{2}$$

$$\frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{0.8 \cdot x}{h} + \frac{A_2 \cdot \sigma_2}{b \cdot h \cdot f_{cd}} - \frac{A_1 \cdot \sigma_1}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \left[\frac{0.8 \cdot x}{h} \right] \cdot \left[0.5 - \frac{0.4 \cdot x}{h} \right] + \left[\frac{A_2 \cdot \sigma_2}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \right] \cdot \left[0.5 - \frac{d_2}{h} \right] + \left[\frac{A_1 \cdot \sigma_1}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \right] \cdot \left[0.5 - \frac{d_1}{h} \right]$$

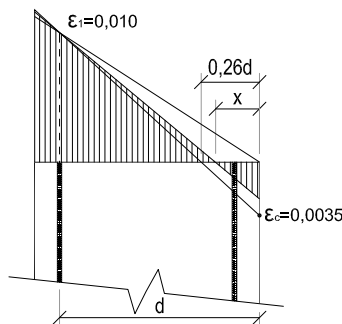
$$\nu = \frac{0.8 \cdot x}{h} + \frac{0.5 \cdot \omega \cdot \sigma_2}{f_{yd}} - \frac{0.5 \cdot \omega \cdot \sigma_1}{f_{yd}} \quad [5]$$

$$\mu = \left[\frac{0.8 \cdot x}{h} \right] \cdot \left[0.5 - \frac{0.4 \cdot x}{h} \right] + \left[\frac{0.5 \cdot \omega \cdot \sigma_2}{f_{yd}} \right] \cdot \left[0.5 - \frac{d_2}{h} \right] + \left[\frac{0.5 \cdot \omega \cdot \sigma_1}{f_{yd}} \right] \cdot \left[0.5 - \frac{d_1}{h} \right] \quad [6]$$

Las ecuaciones [5] y [6] se representan en el apartado 6 (curvas adimensionales en sección rectangular con armadura simétrica a dos caras) aunque en aquellas curvas el modelo adoptado para las compresiones en el hormigón es el parábola-rectángulo. La curva para $\omega=0$ (términos en negrilla en las ecuaciones [5] y [6]) representa la capacidad resistente a flexo-compresión de la sección de hormigón sin armaduras.

Aunque las ecuaciones [5] y [6] se expresan en función de ω esto no conlleva que las armaduras A_1 y A_2 están sometidas en cada caso a la tensión f_{yd} , sino a las tensiones σ_1 y σ_2 , respectivamente, motivo por el que aparecen en dichas ecuaciones los factores σ_1/f_{yd} y σ_2/f_{yd} .

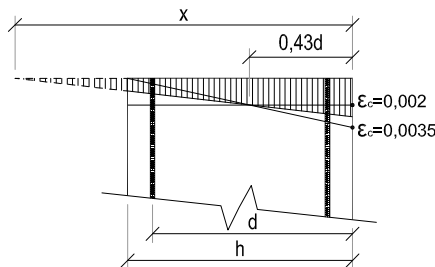
b) $0 \leq x \leq 0.26d$; flexo-compresión compuesta; rotura por la armadura traccionada; $\varepsilon_u = \varepsilon_1 = 0.010$



Las ecuaciones [1] y [2] siguen siendo válidas.

Las ecuaciones [3] y [4] deben modificarse teniendo en cuenta que en este caso los planos de roturas vienen definidos por $\varepsilon_1 = 0.010$

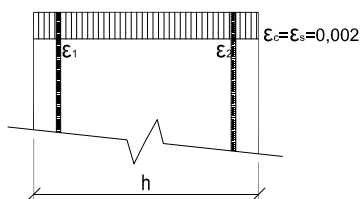
c) $x > h$; compresión compuesta; rotura por el hormigón



Las ecuaciones [1] y [2] deben variarse debido a la profundidad del bloque de compresiones ($0.8x \leq h$)

Las ecuaciones [3] y [4] deben modificarse teniendo en cuenta que en este caso los planos de roturas vienen definidos por $\varepsilon_c = 0.002$ para las fibras situadas a la profundidad igual a $0.43d$

d) $x = \infty$; compresión simple; rotura por el hormigón; $\varepsilon_u = \varepsilon_c = 0.002$



$$N_u = b \cdot h \cdot f_{cd} + A_{tot} \cdot \sigma_s$$

$$M_u = 0$$

$$\nu = 1.0 + \frac{\omega \cdot \sigma_s}{f_{yd}}$$

$$\mu = 0$$

siendo:

$$\sigma_s = \sigma_1 = \sigma_2 = E_s \cdot \varepsilon_s = 200.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.002 = 400 \text{ N/mm}^2$$

con la limitación: $\sigma_s \leq f_{yd}$

EHE-08 no considera la compresión simple ya que los soportes sometidos a una sollicitación normal de compresión N_d deben ser capaces de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de $h/20$ y 20 mm (EHE, art.42.1.1):

$$M_d \geq N_d \cdot \frac{h}{20}$$

$$M_d \geq N_d \cdot 20\text{mm}$$

Dicha excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y sólo en una de ellas.

3. ARMADO ASIMÉTRICO DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA

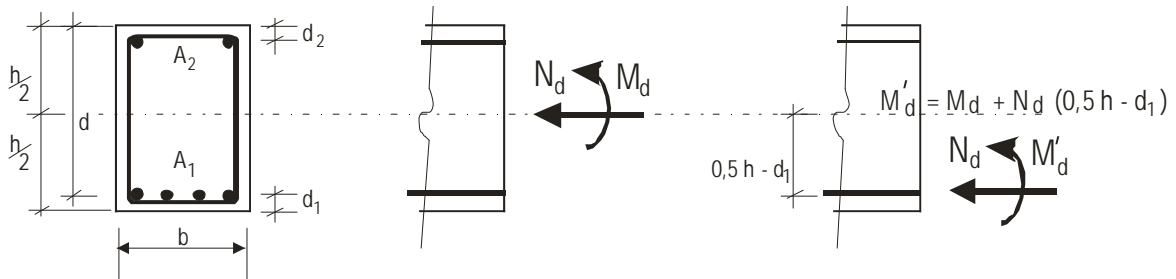
En general, el armado simétrico no es competitivo cuando la sección de hormigón está sometida a un momento importante M_d con un valor pequeño del esfuerzo normal N_d (es el caso de una fuerza pequeña aplicada con grandes excentricidades).

Para estos casos, puede ser preferible un armado asimétrico que se obtiene mediante:

- Métodos de dimensionado con armado asimétrico (manuales o mediante programas informáticos)
- Ábacos con curvas N_u, M_u o curvas adimensionales v, μ obtenidas a partir de disposiciones asimétricas de las armaduras

A continuación, se resume uno de los métodos manuales para el dimensionado con armado asimétrico: (ver Hormigón Armado: Jiménez Montoya, Meseguer y Morán, cap. 16.4)

- Todo problema de flexión compuesta puede reducirse a uno de flexión simple, sin más que considerar como momento M'_d el momento debido a las acciones y referido a la armadura traccionada A_1 (teorema de Ehlers):



- **Cálculo de las armaduras**, siendo $\mu' = \frac{M'_d}{bd^2 f_{cd}}$; $\mu_{0.45} = 0.29$; $v = \frac{N_d}{bdf_{cd}}$

○ $\mu' \leq \mu_{0.45}$ $\omega_2 = 0$ $\omega_1 = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} - v$

si $\omega_1 < 0$, se adoptará la armadura mínima.

○ $\mu' > \mu_{0.45}$ $\omega_2 = \frac{\mu - 0.29}{1 - \frac{d_2}{d}}$ $\omega_1 = 0.36 + \omega_2 - v$

Si $\omega_1 < 0$ se tomará $\omega_1 = 0$ y el cálculo de ω_2 se llevará a cabo a partir de las condiciones de equilibrio:

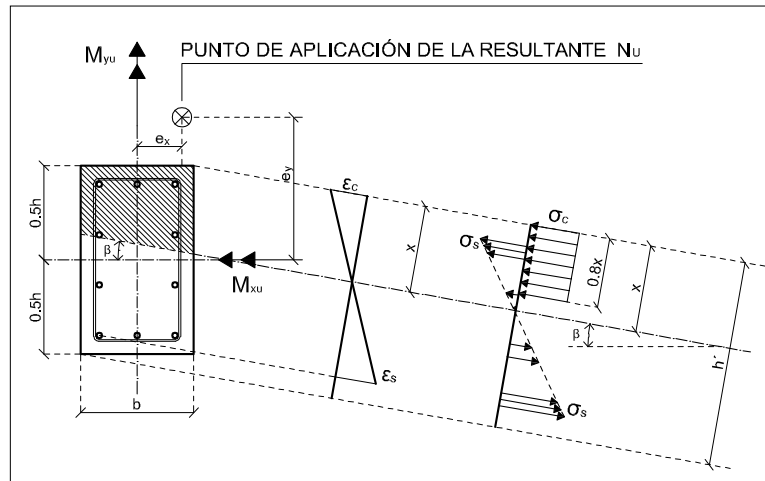
$$v = 0.8 \frac{x}{d} + \omega_2$$

$$\mu = 0.8 \frac{x}{d} \left(1 - 0.4 \frac{x}{d} \right) + \omega_2 \left(1 - \frac{d_2}{d} \right)$$

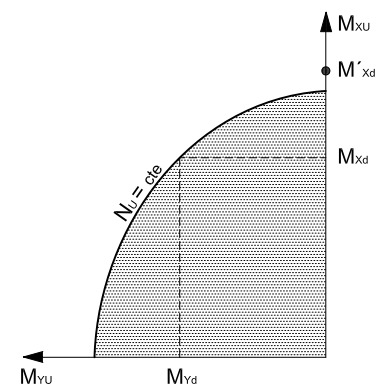
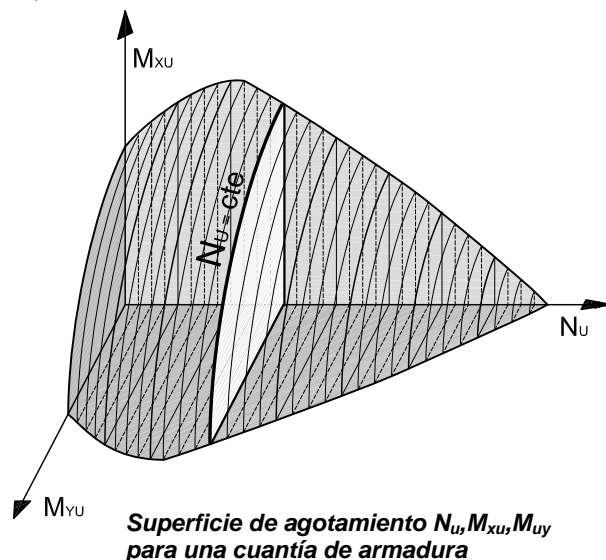
4. FLEJO-COMPRESIÓN ESVIADA EN SECCIÓN RECTANGULAR (EHE Anejo 7, apartado 6)

El cálculo de secciones de hormigón sometidas a flexo-compresión esviada pueden llevarse a cabo mediante un método general de acuerdo con las hipótesis de comportamiento de la sección expuesta en el apartado 2 de este documento o mediante métodos simplificados que asimilan la flexo-compresión esviada a un estado de flexocompresión recta que proporcione una armadura del lado de la seguridad.

- Método general:** el desarrollo de las ecuaciones de equilibrio para las solicitaciones N_d , M_{xd} , M_{yd} , conduce a una representación gráfica tridimensional de los valores de agotamiento N_u , M_{xu} , M_{yu} para una sección de hormigón con una armadura definida, tanto su distribución como su cuantía (ver figura inferior izquierda). Las tríos de valores N_u , M_{xu} , M_{yu} se obtienen en cada caso de forma similar a las parejas de valores N_u , M_u en flexo-compresión recta, haciendo variar la posición de la fibra neutra tanto su profundidad x como el ángulo β



Dada la dificultad del uso de superficies en 3d para el dimensionado, se recurre a representaciones de curvas planas obtenidas mediante el corte de dichas superficies por planos paralelos correspondientes a valores fijos de N_u (ver figura inferior). Suele ser habitual su representación mediante ábacos de roseta (ver página 13 del presente documento), representando las curvas de los valores ω para 8 valores de ν en los correspondientes octantes de un único ábaco, dada la simetría de dichas curvas.



- Métodos simplificados:** existen diferentes métodos simplificados en la literatura que asimilan la flexo-compresión esviada a un estado de flexocompresión recta que proporcione una armadura del lado de la seguridad.

Su estrategia consiste en desplazarse por la curva M_{ux} M_{uy} correspondiente a la sollicitación del esfuerzo normal $N_u=N_d$ hacia su intersección con uno de los ejes coordenados (flexo-compresión recta) para sustituir la pareja de valores M_{xd} , M_{yd} por el momento de valor más significativo. Al hacerlo de forma simplificada y del lado de la seguridad se obtiene un valor M'_{xd} algo superior al correspondiente sobre la curva M_{xu} , M_{yu} (ver figura superior derecha).

El método simplificado que se incluye a continuación fue desarrollado por Jiménez Montoya y se recoge en el anejo 7.6 de la Instrucción EHE. Este método simplificado permite el cálculo de secciones rectangulares, con armadura simétrica en sus cuatro esquinas y armaduras iguales en las cuatro caras, mediante la reducción del problema a uno de flexión compuesta recta con un momento ficticio, tal y como se define seguidamente:

Solicitaciones actuantes: N_d, M_{xd}, M_{yd}

Solicitaciones en el método simplificado:

$$\text{Si } \frac{M_{xd}}{M_{yd}} \geq \frac{h}{b} :$$

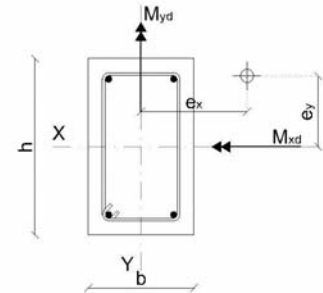
N_d

$$M'_{xd} = M_{xd} + \beta (h/b) M_{yd}$$

$$\text{Si } \frac{M_{xd}}{M_{yd}} \leq \frac{h}{b} :$$

N_d

$$M'_{yd} = M_{yd} + \beta (b/h) M_{xd}$$



El valor de β se define en la tabla siguiente en función del valor del esfuerzo normal reducido $v = N_d / (b h f_{cd})$:

v	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	≥ 0.8
β	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5

Para cuantías grandes ($\omega > 0.6$) los valores indicados para β se aumentarán 0.1, y para valores pequeños de cuantía ($\omega < 0.2$) se disminuirán 0.1.

Nota: En EHE-08, el planteamiento se hace en términos de excentricidad en lugar de en términos de momentos, siendo las solicitaciones N_d y $N_d [e_y + \beta (h/b) e_x]$, con: $e_x = M_{yd} / N_d$; $e_y = M_{xd} / N_d$; $(e_y / e_x) \geq (h / b)$.

5. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE INESTABILIDAD (EHE, art.43)

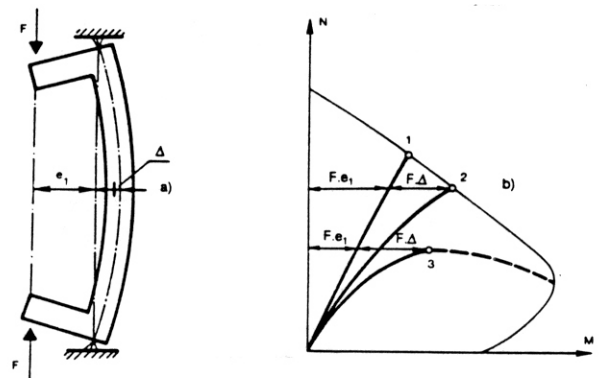
5.1 INTRODUCCIÓN

El valor de la deformación y, por lo tanto, de la sollicitación de segundo orden depende de las características de deformabilidad de la pieza. Si los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, no es necesaria la comprobación a pandeo (caso 1 de la figura).

En piezas sometidas a compresión puede considerarse que los efectos de 2º orden son despreciables si la pérdida de la capacidad resistente, respecto a la de la sección transversal, es inferior al 10%.

En caso contrario, dichos efectos pueden producir:

- una deformación que, sumada a la excentricidad de primer orden, provoca el agotamiento de la sección crítica (caso 2 en la figura);
- el agotamiento por inestabilidad, ya que para el estado de cargas analizado el soporte alcanza un estado de equilibrio inestable (caso 3 en la figura).



5.2 DEFINICIONES

- **Estructura intraslacional:** aquella cuyos nudos, bajo sollicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados, desde el punto de vista del conjunto. Pueden considerarse intraslacionales las estructuras porticadas provistas de muros o núcleos de cortaviento, dispuestos de forma que aseguren la rigidez torsional de la estructura, que cumplan la condición:

$$N_d \leq k_1 \frac{n}{n + 1.6} \frac{\sum EI}{h^2}$$

donde:

N_d	Carga vertical mayorada que llega a la cimentación con la estructura totalmente cargada
n	Número de plantas
h	Altura total de la estructura, medida desde la cara superior de la cimentación
ΣEI	Suma de rigideces a flexión de los elementos contraviento en la dirección considerada, tomando I la inercia bruta de la sección
k_1	Constante de valor 0.62 (0.31 si los elementos contraviento han fisurado en ELU)

- **Estructura traslacional:** aquella cuyos nudos, bajo las solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.

Nota: Las definiciones dadas de estructuras intraslacionales o traslacionales no pretenden establecer una clasificación rígida, sino ofrecer dos términos de referencia. Corresponde al proyectista decidir al respecto (Ver Documento EE2).

- **Longitud de pandeo l_0 :** distancia entre los puntos de inflexión de la deformada de un soporte. En pórticos planos las longitudes de pandeo l_0 en el plano considerado, son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como $l_0 = \alpha \cdot l$, donde α puede obtenerse de las fórmulas, y l es la longitud real del elemento:

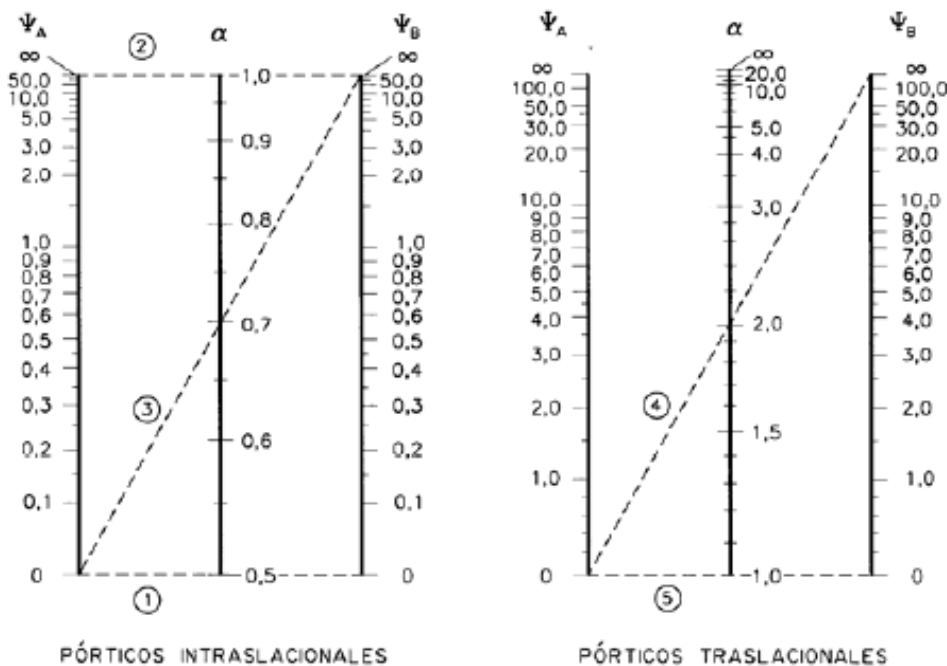
o Estructuras intraslacionales:

$$\alpha = \frac{0.64 + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 3\psi_A \cdot \psi_B}{1.28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3\psi_A \cdot \psi_B}$$

o Estructuras traslacionales:

$$\alpha = \sqrt{\frac{7.5 + 4(\psi_A + \psi_B) + 1.6\psi_A \cdot \psi_B}{7.5 + (\psi_A + \psi_B)}}$$

siendo ψ la relación entre $\Sigma EI/L$ de los soportes a $\Sigma EI/L$ de las vigas, en los extremos A y B. En la unión del soporte con la cimentación, $\Psi = 0$. Estos coeficientes “ α ” pueden también obtenerse de forma gráfica mediante las siguientes figuras:



- **Esbeltez mecánica λ :** Cociente entre la longitud de pandeo l_0 del soporte y el radio de giro i de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada: $\lambda = l_0/i$. En soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite λ_{inf} asociada a una pérdida de capacidad portante del soporte del 10% respecto de un soporte no esbelto. Esta esbeltez λ_{inf} puede obtenerse por la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$$

Nota: En el caso de conocer la cuantía mecánica de armadura, por ejemplo en comprobación, la esbeltez límite puede ajustarse más mediante la expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{A\omega + 0.12}{\nu} \left[1 + \frac{B}{e_2/h} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$$

siendo:

- e₂** Excentricidad de primer orden en el extremo con mayor momento del soporte, considerada positiva
e₁ Excentricidad de primer orden en el extremo con menor momento del soporte, positiva si tiene el mismo signo que e₂
 En estructuras traslacionales, se tomará e₁/e₂ = 1
h Canto total de la sección, en el plano de flexión considerado
ω Cuantía mecánica total de armadura
A, B, C Coeficientes que dependen de la disposición de armaduras, cuyos valores son:

	A	B	C
Armado simétrico a 2 caras	0.40	$\frac{0.40\omega + 0.12}{\omega + 0.56}$	0.24
Armado simétrico a 4 caras	0.27	$\frac{0.27\omega + 0.12}{0.93\omega + 0.56}$	0.20
Armado simétrico en 2 caras laterales	0.14	$\frac{0.14\omega + 0.12}{0.85\omega + 0.56}$	0.16

5.3 COMPROBACIONES

- **Método general:** La comprobación general de una estructura debe hacerse mediante análisis no lineal. Deben considerarse en el cálculo las incertidumbres asociadas a la predicción de los efectos de segundo orden y, en particular, los errores de dimensión e incertidumbres en la posición y línea de acción de las cargas axiales.
- **Método aproximado:**
 - Para las **estructuras intraslacionales** el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse según la teoría de primer orden. A partir de los esfuerzos así obtenidos, se comprobarán los efectos de segundo orden de cada soporte aisladamente.
 - Para las **estructuras traslacionales** usuales en edificación de menos 15 plantas en la que el desplazamiento máximo en cabeza bajo las cargas horizontales características calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones brutas no supere el 1/750 de la altura total, basta con comprobar cada soporte aisladamente con la longitud de pandeo definida anteriormente y con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden.

5.4 COMPROBACIÓN DE SOPORTES AISLADOS

- Los soportes con esbeltez inferior a λ_{inf} no requieren un estudio de los efectos de segundo orden.
- Los soportes con esbeltez comprendida entre λ_{inf} y 100 pueden estudiarse mediante el método aproximado.
- Los soportes con esbeltez mecánica comprendida entre 100 y 200 deben comprobarse mediante un método general (análisis no lineal).
- La instrucción EHE-08 no cubre los casos en que la esbeltez mecánica de los soportes es superior a 200.

5.5 MÉTODO APROXIMADO. FLEXIÓN RECTA

Para soportes de sección y armadura constante deberá dimensionarse la sección para una excentricidad igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2 \quad e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_{yd} + 0.0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \frac{I_0^2}{50i_c}$$

siendo:

- e_a es la excentricidad ficticia utilizada para representar los efectos de segundo orden (la excentricidad e_a no tiene sentido físico, es una excentricidad ficticia).

- e_e es la excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:
 - $e_e = e_2$ en los soportes traslacionales
 - $e_e = 0.60 e_2 \pm 0.40 e_1, \geq 0.4 e_2$ en soportes intraslacionales.
- l_o es la longitud de pandeo
- i_c es el radio de giro de la sección, en la dirección considerada
- h es el canto de la sección, en la dirección considerada
- $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$
- β , factor de armado, igual a 1 (armado simétrico 2 caras); 1.5 (armado simétrico 4 caras); 2 (sección circular).

5.6 MÉTODO APROXIMADO. FLEXIÓN ESVIADA

Para soportes de sección rectangular y armadura constante se podrá realizar una comprobación separada, según los dos planos principales de simetría, si las excentricidades cumplen:

$$[(e_x / b) / (e_y / h)] \leq 0.25 \quad \text{ó} \quad [(e_y / h) / (e_x / b)] \leq 0.25.$$

Cuando no se cumplen las condiciones anteriores, podrá comprobarse el soporte esbelto si cumple la siguiente condición:

$$(M_{xd} / M_{xu}) + (M_{yd} / M_{yu}) \leq 1,$$

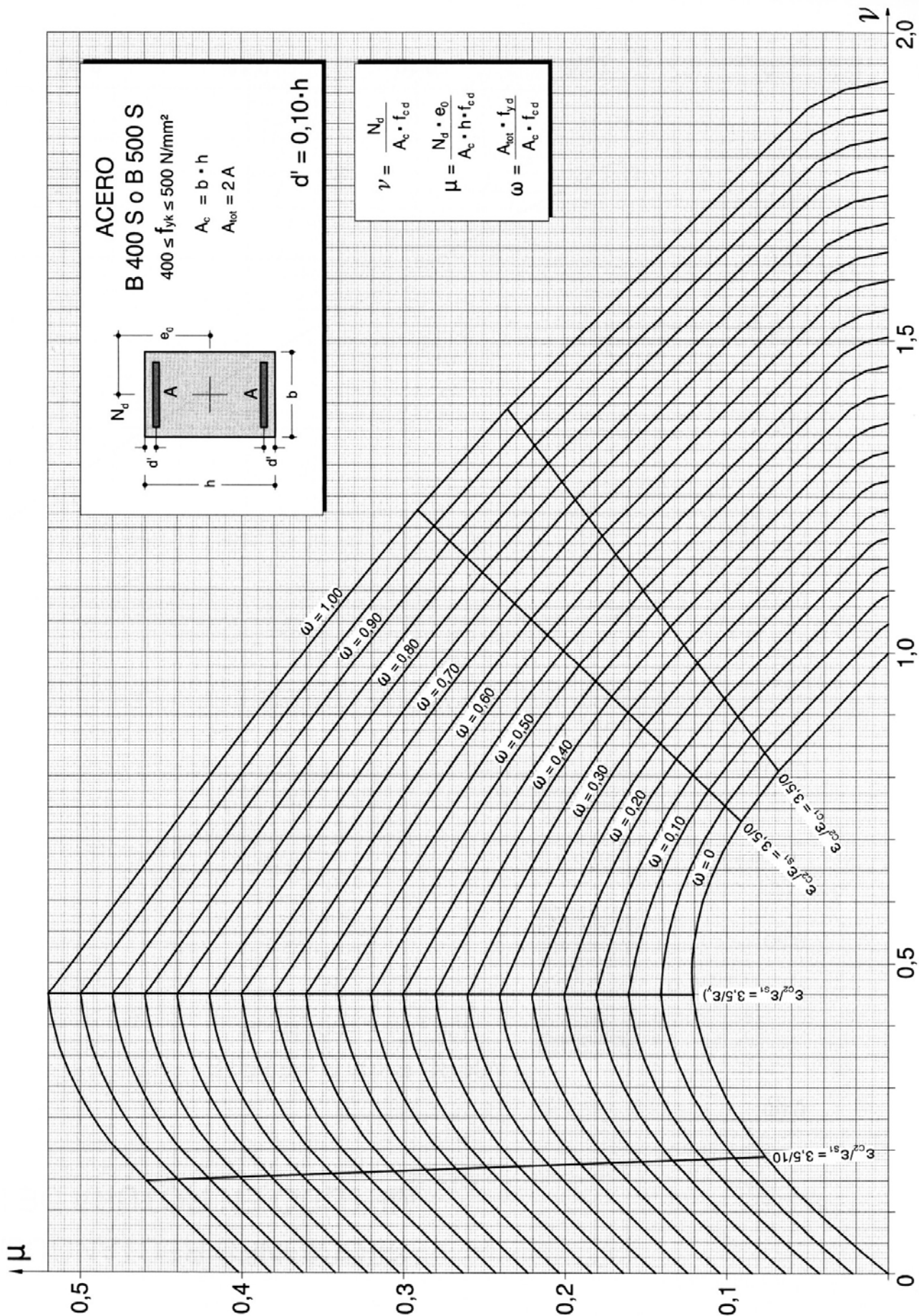
siendo:

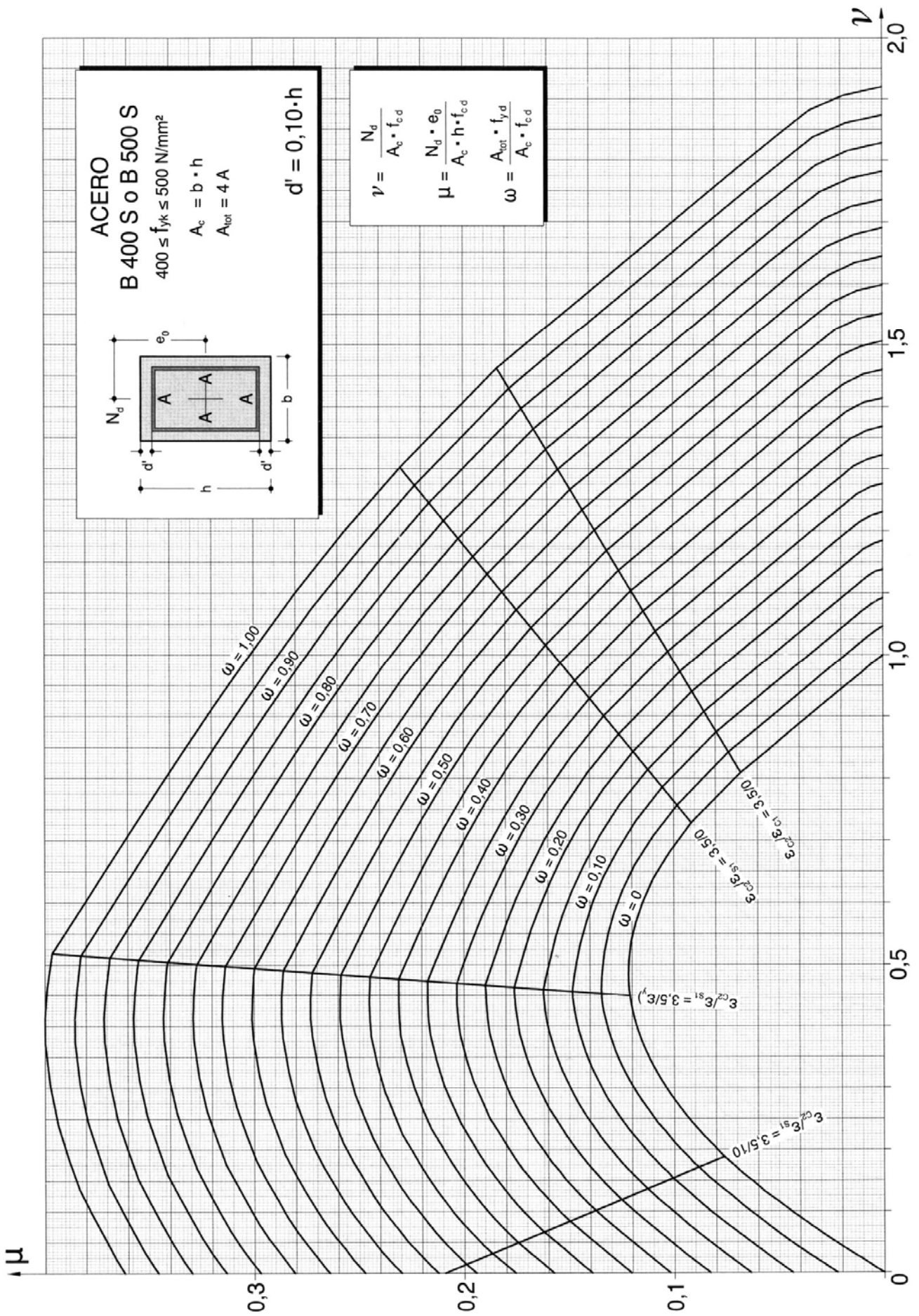
- M_{xd} y M_{xu} , el momento de cálculo y el momento último en la sección crítica en la dirección x
- M_{yd} y M_{yu} , el momento de cálculo y el momento último en la sección crítica en la dirección y

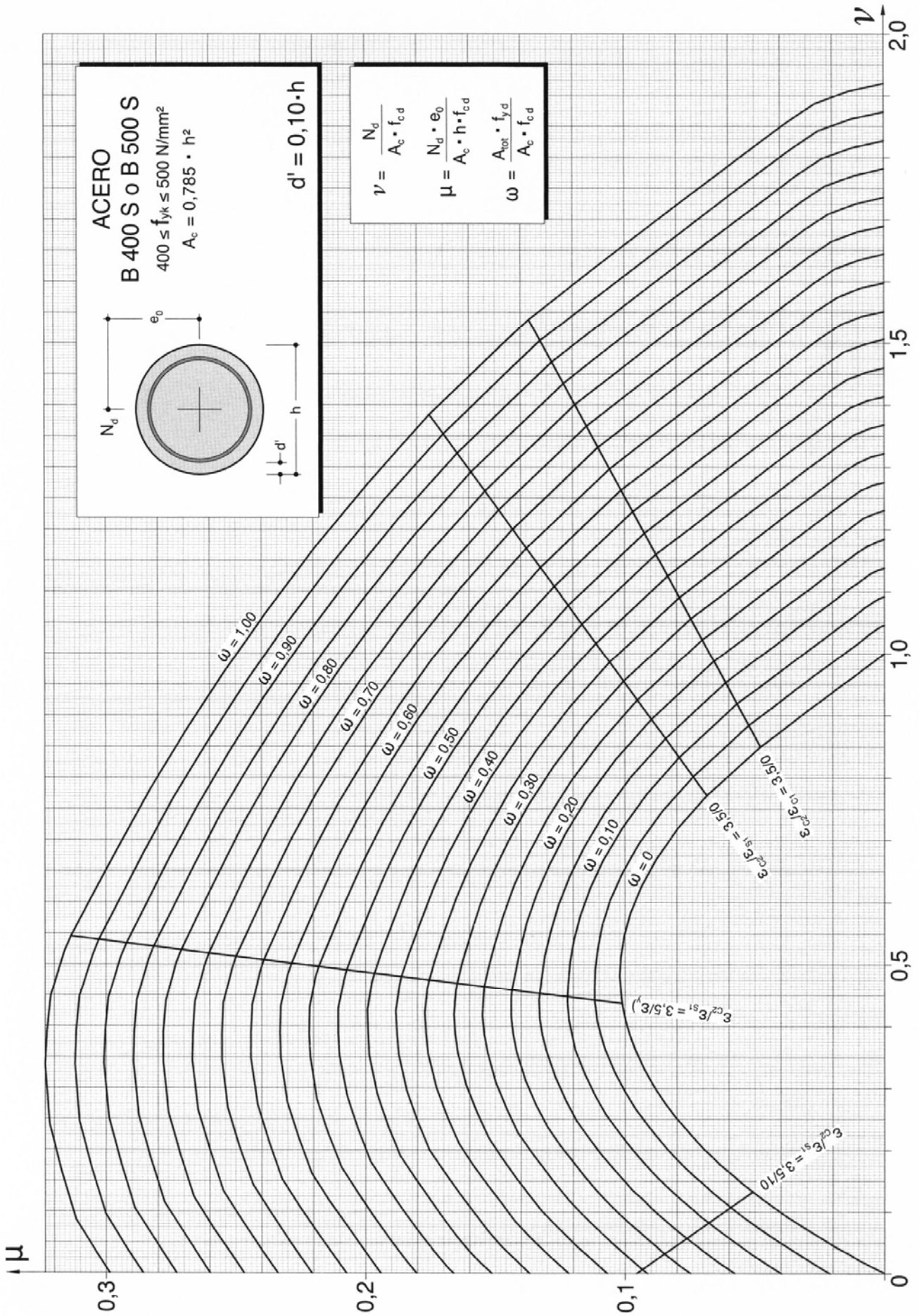
Nota: M_{xd} y M_{yd} son momentos de cálculo considerando los efectos de 2º orden, pudiendo obtenerse considerando la excentricidad total e_{tot} en cada dirección independientemente.

6. CURVAS ADIMENSIONALES “ESFUERZO NORMAL-MOMENTO FLECTOR-ARMADURA” EN SECCIONES RECTANGULARES Y CIRCULARES (Parábola – rectángulo)

Los ábacos de las páginas siguientes han sido obtenidos del libro *Hormigón Armado* (García Meseguer, Morán y Arroyo. Editorial GG. Febrero 2010).





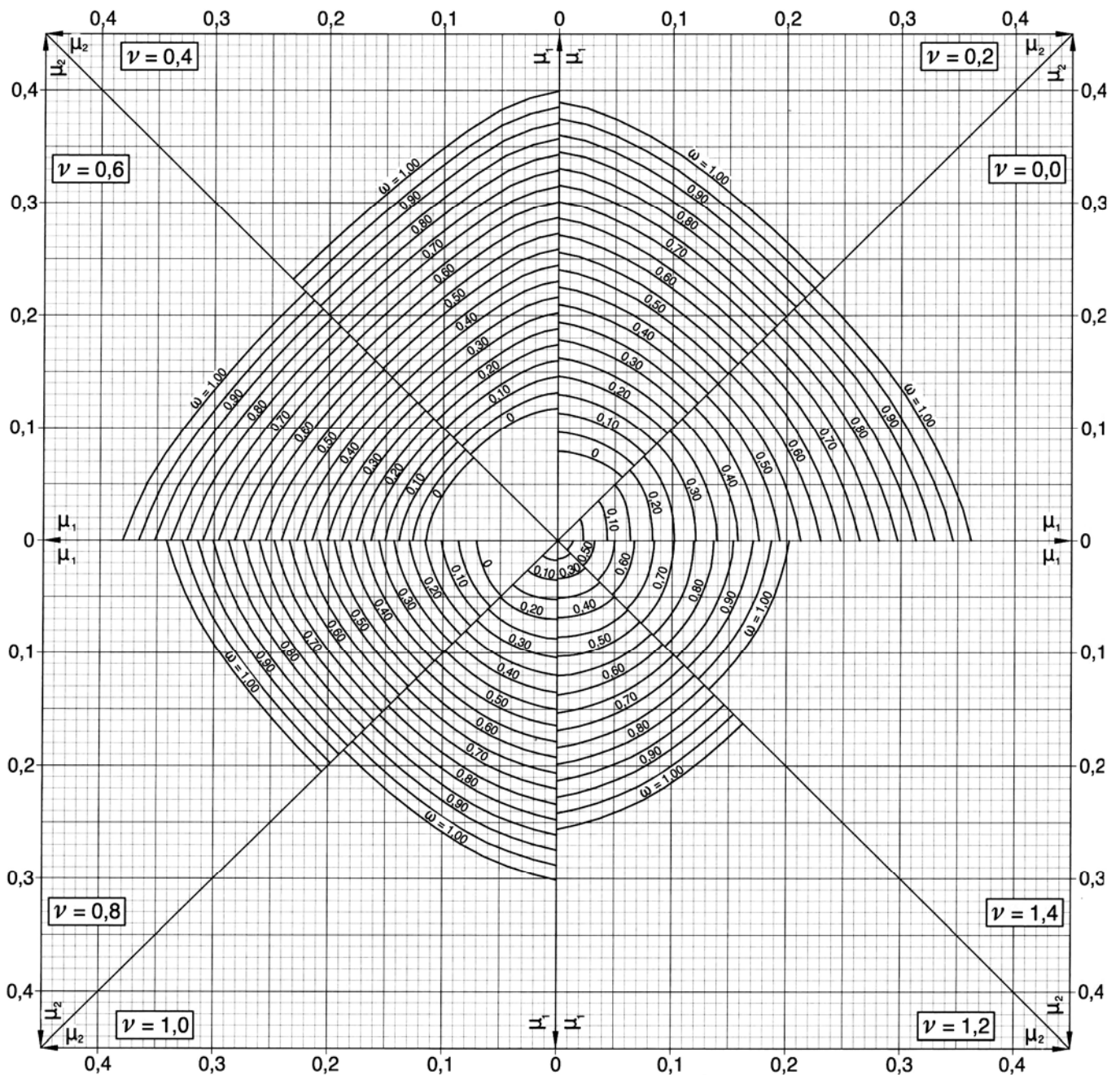
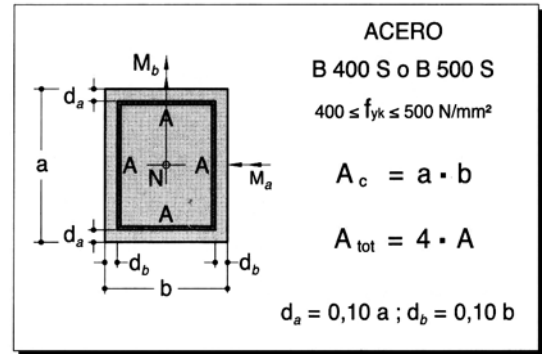


ÁBACO EN ROSETA PARA FLEXIÓN ESVIADA

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}} \quad \mu_b = \frac{M_{bd}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

si $\mu_a > \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_a : \mu_2 = \mu_b$
 si $\mu_a < \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_b : \mu_2 = \mu_a$



ESTADO LÍMITE ÚTIMO DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN EHE-08

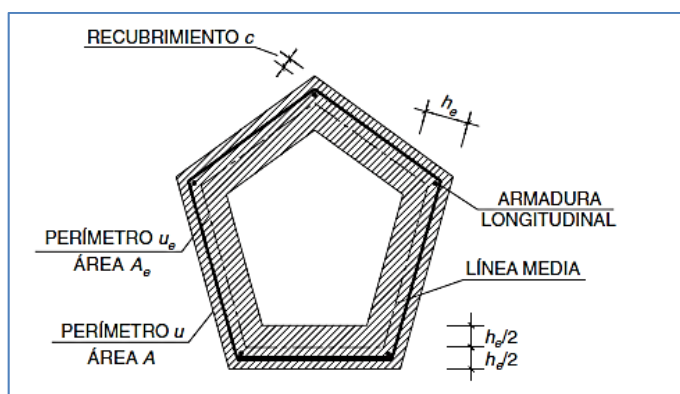
1. INTRODUCCIÓN

Este documento resume la aplicación del art. 45 de EHE-08 en elementos lineales de hormigón armado, considerando:

- Secciones macizas de hormigón
- Resistencias características de los hormigones $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$
- Angulo θ entre las bielas de compresión del hormigón y la directriz de la pieza igual a 45° .

2. TORSIÓN PURA

La resistencia a torsión de las secciones se calcula utilizando una sección cerrada de pared delgada. Para ello, las secciones macizas se sustituyen por secciones equivalentes de pared delgada con un espesor eficaz de pared h_e que cumpla las dos condiciones siguientes:



$$h_e \leq A/u \quad (*)$$

$$h_e \geq 2c$$

siendo:

A	Área de la sección de hormigón
u	Perímetro exterior de la sección
c	Recubrimiento de las armaduras longitudinales

(*) Puede utilizarse un valor h_e inferior a A/u siempre que pueda satisfacerse la comprobación del agotamiento de la biela comprimida $T_d \leq T_{u1}$

Las armaduras de torsión estarán formadas por una armadura transversal (cercos cerrados), situada en planos perpendiculares a la directriz de la pieza, y por armadura longitudinal paralela a la directriz de la pieza.

El ELU de agotamiento por torsión puede alcanzarse por agotamiento del hormigón (T_{u1}), de los cercos (T_{u2}) o de las armaduras longitudinales (T_{u3}).

- **Comprobación del agotamiento de las bielas comprimidas del hormigón**

$$T_d \leq T_{u1} = 0.6 f_{cd} A_e h_e$$

siendo:

A_e el área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo

- **Comprobación del agotamiento de los cercos**

$$T_d \leq T_{u2} = 2 A_e (A_t/s_t) f_{yt,d}$$

siendo:

A_t	área de los cercos
s_t	separación longitudinal entre cercos
$f_{yt,d}$	resistencia de cálculo del acero $\leq 400 \text{ N/mm}^2$

La separación longitudinal entre cercos cerrados será $s_t \leq (u_e / 8)$ y además:

$$s_t \leq 0.75 a \quad \text{si } T_d \leq 0.20 T_{u1}$$
$$s_t \leq 600 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{ll} s_t \leq 0.60 a & \text{si } 0.20 T_{u1} < T_d \leq 0.66 T_{u1} \\ s_t \leq 450 \text{ mm} & \\ \\ s_t \leq 0.30 a & \text{si } T_d > 0.66 T_{u1} \\ s_t \leq 300 \text{ mm} & \end{array}$$

siendo "a" la menor dimensión de los lados que conforman el perímetro u_e

- **Comprobación del agotamiento de la armadura longitudinal:**

$$T_d \leq T_{u3} = (2 A_e / u_e) A_l f_{yl,d}$$

siendo:

A_l área de las armaduras longitudinales
 u_e perímetro de la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo
 $f_{yl,d}$ resistencia de cálculo del acero $\leq 400 \text{ N/mm}^2$

Esta armadura A_l se distribuirá uniformemente en el contorno exterior de la sección con separaciones $\leq 300 \text{ mm}$.

3. INTERACCIÓN ENTRE TORSIÓN Y OTROS ESFUERZOS

Método simplificado para verificar la torsión combinada con flexión y axil

- En la zona traccionada debida a la flexión compuesta, se sumarán las armaduras longitudinales requeridas por dicha flexión compuesta y por torsión
- En la zona comprimida debido a la flexión compuesta:
 - Si la tracción debida a la torsión es mayor que la compresión debida a la flexión compuesta, se dispondrá una armadura longitudinal capaz de resistir esa diferencia
 - Si la tracción debida a la torsión es menor que la compresión debida a la flexión compuesta, dado que en el dimensionamiento a flexión compuesta se ha considerado como tensión de compresión la resistencia de cálculo f_{cd} , debe verificarse si es necesario disponer armadura longitudinal comprimida para garantizar que puede ser resistido el torsor concomitante con la flexión compuesta sin que se produzca un agotamiento prematuro de las bielas comprimidas (*ver EHE-08, art. 45.3.2.1 para obtener la cuantía de la armadura comprimida*).

Además, deberá cumplirse que $T_d \leq T_{u1}$

Método simplificado para la torsión combinada con cortante

Los cercos cerrados requeridos por torsión y los necesarios para resistir el esfuerzo cortante se calcularán de forma independiente y se dispondrá la suma resultante de ambos.

Además, para que no se produzcan compresiones excesivas deberá cumplirse que:

$$(T_d / T_{u1})^\beta + (V_d / V_{u1})^\beta \leq 1$$

siendo $\beta = 2 [1 - (h_e / b)]$

ELS. Estados Límites de Servicio

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIÓN SEGÚN EHE-08

1. CONSIDERACIONES GENERALES (Art.50, EHE y DB-SE, CTE)

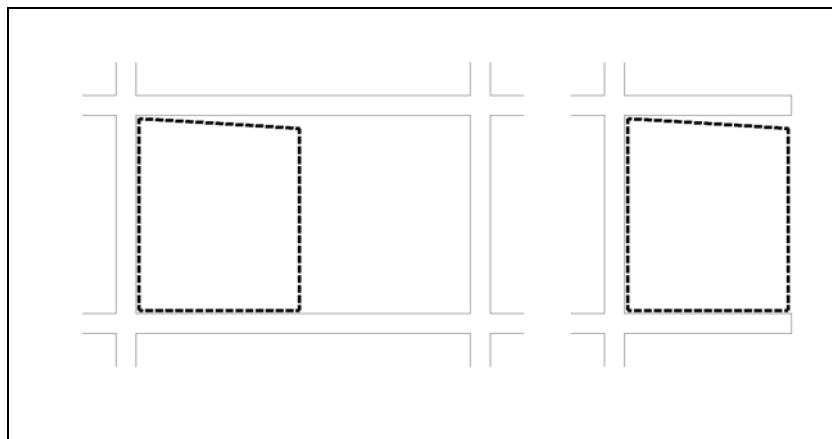
El estado límite de deformación es un estado de servicio que se satisface si los movimientos (flechas o giros) en la estructura son menores que unos valores límites máximos. El estudio de las deformaciones debe realizarse para las condiciones de servicio que correspondan, en función del problema a tratar, de acuerdo con los criterios de combinación de acciones indicadas en EHE (art.13.3).

Deben distinguirse entre la **flecha total** a plazo infinito (flecha instantánea producida por todas las cargas más flecha diferida debidas a las cargas permanentes y cuasipermanentes) y **flecha activa** respecto a un elemento dañable (flecha total menos la que ya se ha producido hasta el instante en que se construye el elemento).

Consideraciones	Flecha	EHE, art. 50 Valores máximos admisibles	CTE DB SE 4.3.3. Valores máximos admisibles
General	Total	$\leq L/250$ y $L/500 + 1\text{cm}$	
General	Activa	$\leq L/400$	$\leq 1/500$ tabiques frágiles $\leq 1/400$ tabiques ordinarios/ pavimentos sin juntas $\leq 1/300$ resto de los casos
Forjados unidireccionales sustenten tabiques o muros	Total	$\leq L/250$ y $L/500 + 1\text{cm}$	
Forjados unidireccionales sustenten tabiques o muros	Activa	$\leq L/500$ y $L/1000 + 0,5\text{cm}$	

Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz L el doble de la distancia entre ellos [CTE DB SE, artículo 4.3.3.1 (4)].

Nota: En general, esto supone establecer el valor máximo de la flecha admisible a partir de la luz L igual a la distancia entre apoyos en los vanos y al doble de la longitud de los voladizos.



En CTE, se limitan los **desplazamientos horizontales** a 1/500 de la altura total del edificio y 1/250 de la altura entre plantas. También aparecen limitaciones de flecha según otras consideraciones especiales. (CTE DB SE Artículo 4.3.3)

2. ESBELTECES MÁXIMAS

No será necesario la comprobación de flechas cuando la relación **luz/canto útil (L/d)** del elemento estudiado sea igual o inferior a los valores indicados en la tabla siguiente:

SISTEMA ESTRUCTURAL	ELEMENTOS FUERTEMENTE ARMADOS (~ vigas) [$\rho = (A_1 / b_o d) = 0.015$]	ELEMENTOS DÉBILMENTE ARMADOS (~ losas) [$\rho = (A_1 / b_o d) = 0.005$]	K
Viga simplemente apoyada Losas uni o bidireccional simplemente apoyada	14	20	1.00
Viga continua ¹ en un extremo Losas unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	18	26	1.30
Viga continua ¹ en ambos extremos Losas uni o bidireccional continua ^{1,2}	20	30	1.50
Recuadros exteriores y de esquina en losa sobre apoyos aislados ³	16	23	1.15
Recuadros interiores en losa sobre apoyos aislados ³	17	24	1.20
Voladizo	6	8	0.40

¹ Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es $\geq 85\%$ del momento de empotramiento perfecto

² En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor

³ En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor

Para vigas o losas aligeradas con sección en T, en que la relación entre anchura de ala y del alma sea superior a 3, las esbelteces L/d debe multiplicarse por 0.80.

La tabla corresponde a elementos estructurales armados con acero B500S ($\sigma_s \sim 310 \text{ N/mm}^2$) y hormigones con $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$. Han sido obtenidos de un estudio paramétrico más amplio, que tiene en cuenta las distintas cuantías y calidades del hormigón y que han dado lugar a las expresiones siguientes que pueden ser utilizadas para determinar la relación luz/canto correspondiente a otros casos no contemplados en la tabla:

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{si } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{si } \rho > \rho_0$$

siendo:

L/d Límite de la relación luz/canto.

K Factor que tiene en cuenta los diferentes sistemas estructurales y se da en la tabla 50.2.2.1.

ρ_0 Cuantía geométrica de referencia de valor $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$, donde f_{ck} se expresa en N/mm^2 .

ρ Cuantía geométrica de tracción en el centro de luz necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos en la sección de arranque).

ρ' Cuantía geométrica de compresión en el centro de luz necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos en la sección de arranque).

Los valores de la tabla y de las expresiones anteriores se han deducido suponiendo que la tensión de la armadura bajo las cargas de servicio es $\sigma_s = 310 \text{ N/mm}^2$. Para otros valores de tensión, deben ser corregidos multiplicándolos por $310/\sigma_s$ que de forma aproximada:

$$310/\sigma_s \cong (500/f_{yk}) \cdot (A_{s, \text{real}} / A_{s, \text{necesaria}}).$$

En el caso de forjados de viguetas con luces menores que 7 m y de losas alveolares pretensadas con luces menores de 12 m, y sobrecargas no mayores a 4 kN/m^2 no es necesario comprobar flecha si el canto total es mayor que el canto mínimo dado por: $h_{\min} \geq \delta_1 \delta_2 L / C$ siendo: $\delta_1 = (q/7)^{0.5}$; $\delta_2 = (L/6)^{0.25}$; L = luz del forjado en m; C = coeficiente tabla 50.2.2.1.b

Coeficientes C. Tabla 50.2.2.1.b		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas*	Tabiques o muros	36	-	-
	Cubiertas	45	-	-

* Piezas pretensadas proyectadas de forma que en la combinación poco frecuente no llegue a superarse el momento de fisuración.

3. MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL CÁLCULO DE LA FLECHA

La flecha se considera compuesta por la suma de la flecha instantánea y la flecha diferida debida a las cargas permanentes (*).

3.1 Flecha instantánea

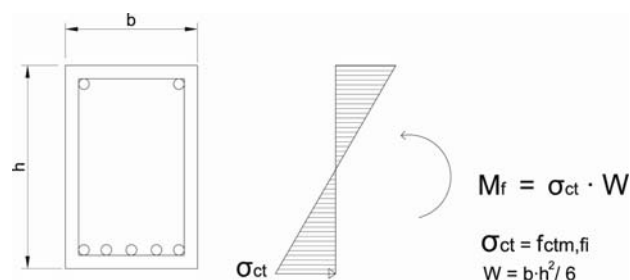
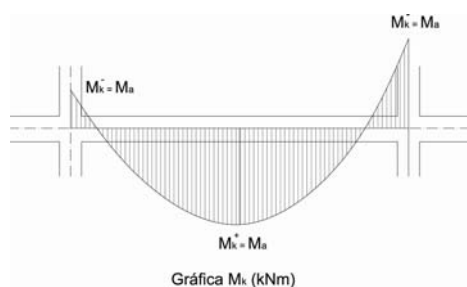
Para el cálculo de flechas instantáneas en elementos fisurados de sección constante, y a falta de métodos más rigurosos, se podrá usar el siguiente método simplificado:

Se define como momento de inercia equivalente de una sección de hormigón armado el valor I_e dado por:

$$I_e = (M_f / M_a)^3 I_b + [1 - (M_f / M_a)^3] I_f \leq I_b$$

donde:

- M_a momento flector máximo aplicado a la sección hasta el instante en que se evalúa la flecha
- M_f momento nominal de fisuración de la sección que se calcula mediante la expresión: $M_f = f_{ctm,fi} W$
- $f_{ctm,fi}$ resistencia media a flexotracción del hormigón (EHE, art. 39.1): $f_{ctm,fi} = \max [(1,6 - h/1000) f_{ct,m}; f_{ct,m}]$, con el canto h en mm
- $f_{ct,m}$ resistencia media a tracción del hormigón: $f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{0,66}$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$
- W_b módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción
- I_b momento de inercia de la sección bruta
- I_f momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia ($n = E_s / E_c$)



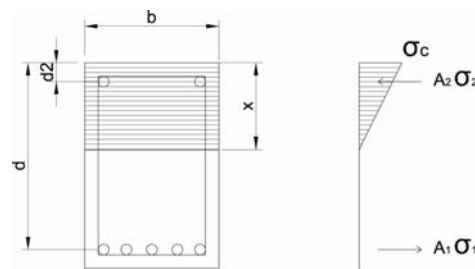
Sección fisurada: profundidad de la fibra neutra " x " y momento de inercia " I_f "

- Sección rectangular:

$$x = [n/b] [-(A_1 + A_2) + [(A_1 + A_2)^2 + (2b/n)(A_2 d_2 + A_1 d)]^{0,5}]$$

$$I_f = (b x^3 / 3) + n A_1 (d - x)^2 + n A_2 (x - d_2)^2$$

- Sección en T: ver EHE, Anejo 8



La flecha máxima de un elemento puede obtenerse mediante las fórmulas de la Resistencia de Materiales, adoptando como módulo de deformación longitudinal secante E_c (EHE, art.39.6): $E_c = 8500 (f_{ck} + 8)^{1/3}$ y como momento de inercia constante para toda la pieza el que corresponde a la sección de referencia:

- En elementos simplemente apoyados la sección central
- En elementos en voladizo la sección de arranque
- En vanos intermedios de elementos continuos: $I_e = 0,5 I_{ec} + 0,25 I_{ee1} + 0,25 I_{ee2}$
- En vanos extremos con continuidad solo en un apoyo: $I_e = 0,75 I_{ec} + 0,25 I_{ee}$

siendo: I_{ec} = Inercia equivalente de la sección en el centro del vano; I_{ee} = Inercia equivalente de la sección en los apoyos

3.2 Flecha diferida

Las flechas adicionales diferidas, producidas por las cargas de larga duración (*), resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor

$$\lambda = (\xi_t - \xi_j) / (1 + 50\rho')$$

donde:

ρ' cuantía geométrica de la armadura de compresión $\rho' = A_s' / (b_o d)$ en la sección de referencia
(Ej.: vanos intermedios de elementos continuos: $\rho_e = 0,5 \rho'_c + 0,25 \rho'_{e1} + 0,25 \rho'_{e2}$)

A_s' , referida al área de la sección útil, en la sección de referencia

ξ_t, ξ_j , coeficientes función de la edad del hormigón "t" en el instante de evaluación de la flecha y de la edad del hormigón "j" en el instante de aplicación de la carga, respectivamente, cuyos valores se obtienen en la tabla:

Edad del hormigón	ξ	Edad del hormigón	ξ
≥ 5 años	2.0	3 meses	1.0
1 año	1.4	1 mes	0.7
6 meses	1.2	2 semanas	0.5

En el caso de que la carga se aplique por fracciones $P_1, P_2, P_3...$ se puede adoptar: $\xi = (\xi_1 P_1 + \xi_2 P_2 + \xi_3 P_3...)/(P_1 + P_2 + P_3...)$

(* **Nota:** Aunque EHE no es suficientemente explícita a este respecto, para la evaluación de la flecha diferida parece que debieran tomarse en consideración no solo las cargas permanentes sino también las cargas cuasipermanentes $\Psi_2 Q_k$, siendo $\Psi_2 Q_k$ un 30% ó 60% del valor característico de la carga de uso variable Q_k , en edificios residenciales & administrativos o en zonas abiertas al público & uso comercial, respectivamente. (ver Documento BC2, apartado 2, para más información acerca de las cargas cuasipermanentes).

4. FLECHA ACTIVA

La flecha activa respecto a un elemento dañable (cerramiento, ...) es aquella producida a partir del instante en el que se construye dicho elemento. Corresponde a la flecha total menos la que se ha producido hasta dicho instante.

Su obtención se llevará a cabo mediante la diferencia entre la flecha total y:

- La flecha instantánea debida a las cargas que actúen antes de la construcción del elemento
- La parte de flecha diferida debida a estas cargas, que se produzca hasta el instante de dicha construcción.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN EHE-08

1. CONSIDERACIONES GENERALES (Art.49, y Anejo nº8, EHE-08)

En las comprobaciones correspondientes al estado límite de fisuración, los efectos de las acciones están constituidos por tensiones en las secciones (σ) o por las aberturas de las fisuras (w) que aquellas ocasionan.

La comprobación se llevará a cabo considerando un comportamiento elástico lineal del hormigón comprimido y de las armaduras, despreciando la capacidad resistente del hormigón a tracción.

2. APARICIÓN DE FISURAS POR COMPRESIÓN

Las tensiones de compresión en el hormigón bajo la combinación más desfavorable de acciones debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck,j}$$

siendo:

σ_c , la tensión de compresión del hormigón cuyo valor se obtiene de acuerdo con el anejo 8 de EHE-08. Si el momento $M_k > M_{fis}$:

$$\sigma_c = \frac{M_k x}{I_f}$$

M_k momento flector que solicita a la sección bajo la combinación característica de las acciones

M_{fis} momento de fisuración de la sección: $M_{fis} = W f_{ctm,fl}$, siendo:

W módulo resistente de la sección en la cara traccionada

$f_{ctm,fl}$ resistencia a flexotracción del hormigón (ver Documento BC2). Se obtiene como el valor mayor de:

$$- f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$$

$$- \left[1.6 - \frac{h}{1000} \right] f_{ct,m}, \text{ siendo } h \text{ el canto en mm}$$

x profundidad de la fibra neutra en la sección fisurada (ver Documento ELS1)

I_f momento de inercia de la sección fisurada (ver Documento ELS1)

$f_{ck,j}$, la resistencia característica del hormigón a la edad de j días

3. FISURACIÓN POR TRACCIÓN

3.1 Criterios de comprobación

Debe cumplirse la condición siguiente en los casos que la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia del hormigón a flexotracción $f_{ctm,fl}$:

$$w_k \leq w_{max} \quad \text{siendo:}$$

w_k la abertura característica de fisura en la superficie del hormigón

w_{max} la abertura máxima de fisura indicada en la tabla

Clase de exposición	Abertura de fisura w_k (mm) (combinación cuasipermanente de las acciones)
I	0.4
IIa, IIb, H	0.3
IIIa, IIIb, IV, F, Qa	0.2
IIIc, Qb, Qc	0.1

3.2 Cálculo de la abertura de fisura

La abertura característica de fisura se obtendrá mediante la expresión siguiente:

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm}$$

siendo:

β , coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con la característica (1.3 para fisuración debida a acciones indirectas y 1.7 en el resto de los casos)

s_m , separación media de fisuras, en mm:

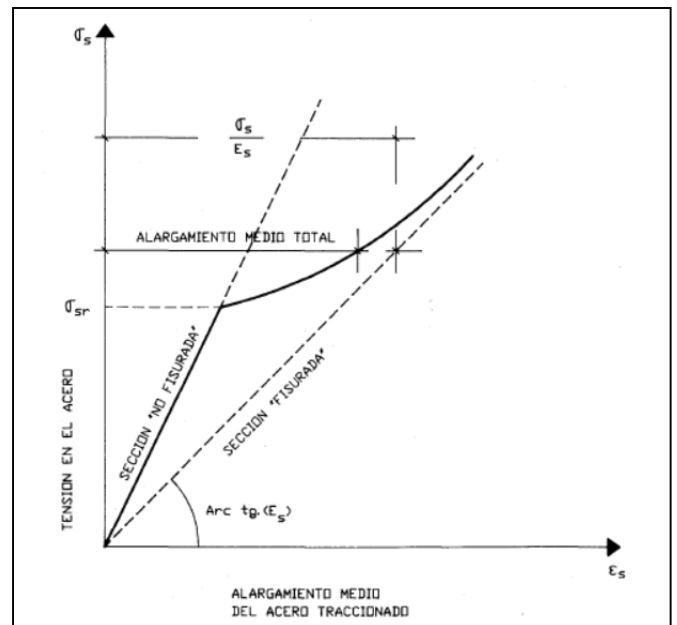
$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} , alargamiento medio de las armaduras tomando en consideración la colaboración del hormigón entre fisuras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

El cálculo del alargamiento medio de las armaduras con respecto al hormigón adyacente se realiza teniendo en cuenta el efecto rigidizador del hormigón traccionado que las envuelve (ver figura adjunta)

Este efecto puede despreciarse en vigas con cuantías elevadas de armaduras traccionadas pero su influencia es importante en elementos con cuantías bajas (losas, muros, vigas poco armadas, etc.)



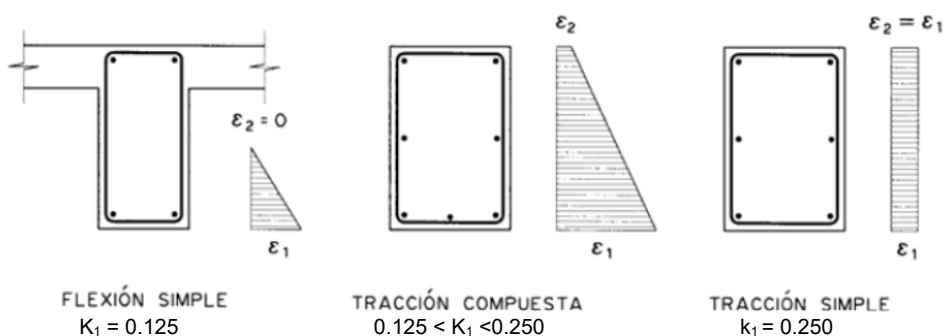
c recubrimiento de las armaduras traccionadas

s distancia entre barras longitudinales. Si $s \geq 15\phi$, se tomará $s = 15\phi$; en vigas de ancho b armadas con n barras, se tomará $s = b/n$

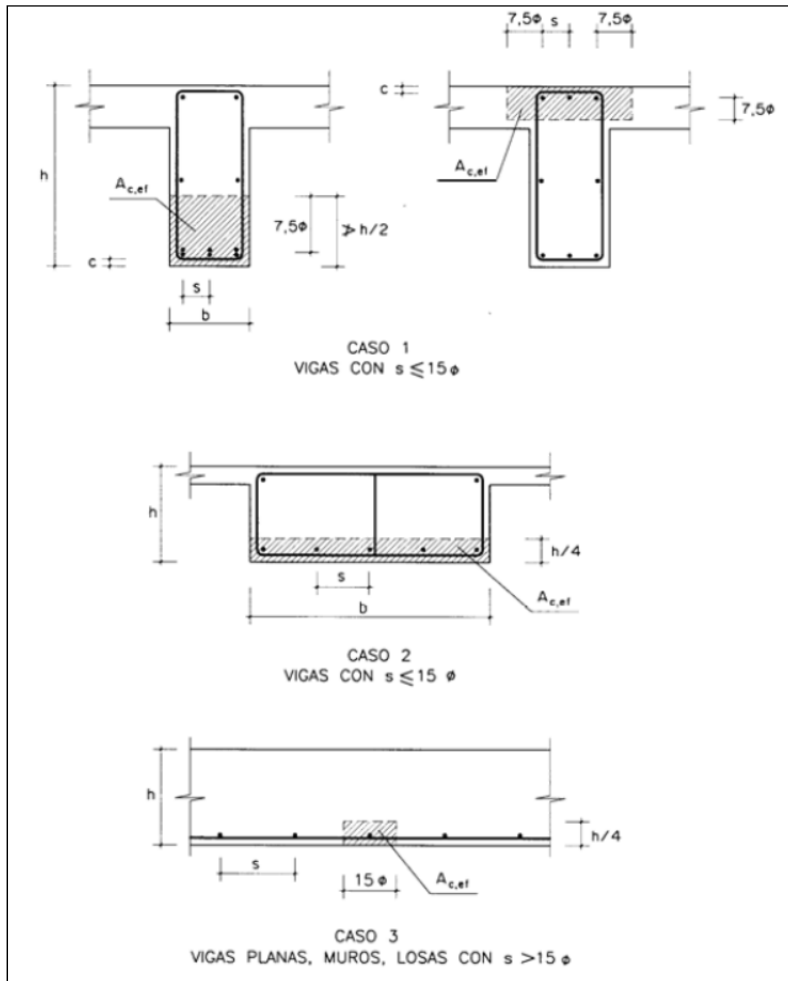
k_1 , coeficiente que representa la influencia de la distribución de las tracciones en la sección, de valor

$$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8 \varepsilon_1}$$

donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones máxima y mínima obtenidas en sección fisurada en las fibras extremas de la zona traccionada



- ϕ diámetro de la barra traccionada mayor (o diámetro equivalente en el caso del grupo de barras)
- $A_{c,eficaz}$ área de hormigón de la zona del recubrimiento de las armaduras traccionada (ver figura siguiente)



- A_s sección de las armaduras situadas en el área eficaz $A_{c,eficaz}$
- E_s módulo de elasticidad del acero
- k_2 coeficiente de valor 1.0 para carga instantánea no repetida y 0.5 para otras cargas
- σ_s tensión de servicio de la armadura traccionada en hipótesis de sección fisurada. Su obtención se lleva a cabo mediante el Anejo 8 de EHE-08.

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \frac{M_{ser} (d - x)}{I_f}$$

- M_{ser} momento flector que solicita a la sección bajo la combinación cuasipermanente de las acciones
- E_s módulo de deformación longitudinal de las armaduras
- E_c módulo de deformación longitudinal del hormigón
- d canto útil de la sección
- x profundidad de la fibra neutra en la sección fisurada (ver Documento ELS1)
- I_f momento de inercia de la sección fisurada (ver Documento ELS1)

Nota: de forma aproximada, esta tensión σ_s puede obtenerse a partir del momento M_{ser} estimando el valor del brazo mecánico z :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{z A_s}$$

siendo:

- z brazo mecánico de la sección (valor estimado: 0.8 d)
- A_s área de la armadura traccionada

σ_{sr} tensión de la armadura en sección fisurada, en el instante en que se fisura el hormigón en el que la máxima tensión es igual a la resistencia del hormigón a flexotracción $\sigma_{ct,max} = f_{ctm,fl}$. Su obtención se lleva a cabo mediante lo indicado en el anejo 8 de la EHE-08 para $M = M_{fis}$.

$$\sigma_{sr} = \frac{E_s}{E_c} \frac{M_{fis} (d - x)}{I_f}$$

Nota: De forma aproximada, esta tensión σ_{sr} puede obtenerse mediante la expresión siguiente estimando el valor del brazo mecánico z :

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{z A_s}$$

siendo:

M_{fis} momento flector de fisuración de la sección
 z brazo mecánico de la sección (valor estimado: 0.8 d)
 A_s área de la armadura traccionada

DA. Detalles de armado

TRAZADO DE ARMADURAS

Este Documento resume parte del contenido de Art. 69 de la Instrucción EHE-08 relacionado con el trazado de las armaduras en estructuras de hormigón armado

1. DOBLADO DE ARMADURAS

El diámetro mínimo de doblado de una barra ha de ser tal que evite compresiones excesivas y hendimiento del hormigón en la zona de curvatura de la barra, debiendo evitarse fracturas en la misma por dicha curvatura. Asimismo, no deben doblarse un número elevado de barras en una misma sección de la pieza, con objeto de no crear una concentración de tensiones en el hormigón que pudiera llegar a ser peligrosa.

El doblado de las barras, salvo indicación en contra del proyecto, se realizará con mandriles de diámetro no inferior a los indicados en la tabla siguiente:

BARRAS CORRUGADAS	GANCHOS Y PATILLAS		BARRAS DOBLADAS	
	Diámetro de la barras en mm		Diámetro de la barra en mm	
	$\phi < 20$	$\phi \geq 20$ mm	$\phi \leq 25$ mm	$\phi > 25$ mm
B 400 S - B400 SD	4 ϕ	7 ϕ	10 ϕ	12 ϕ
B 500 S- B500 SD	4 ϕ	7 ϕ	12 ϕ	14 ϕ

Los cercos o estribos de diámetro igual o inferior a 12 mm podrán doblarse con diámetros inferiores a los indicados en la tabla, con tal que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración. Para evitar esta fisuración, el diámetro empleado no deberá ser inferior a 3 ϕ ni a 3 cm.

2. DISTANCIA ENTRE ARMADURAS

La disposición de las armaduras pasivas deber ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta las limitaciones que puedan imponer el uso de vibradores internos (*diámetros usuales de estos vibradores: 50-60 mm*). Cuando las barras se coloquen en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deberán situarse verticalmente una sobre otra, de manera que el espacio entre columnas de barras resultantes permita el paso del vibrador.

2.1 Barras aisladas

La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras consecutivas será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- 20 mm
- Diámetro de la mayor
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

(Nota: Estos son valores mínimos por lo que en planos se sugiere adoptar siempre valores mayores y, además, dejar paso para los vibradores en alguna zona de las capas superiores de las barras, especialmente en las vigas).

2.2 Grupos de barras

Se llama grupo de barras a dos o más barras corrugadas puestas en contacto. En general, se podrán colocar grupos de hasta tres barras como armadura principal (hasta 4 barras en soportes comprimidos) si no se requiere disponer de empalmes .

En los grupos de barras para determinar las magnitudes de recubrimiento y las distancias libres a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras que lo constituyan.

En general, el número de barras y su diámetro serán tales que el diámetro equivalente del grupo no sea superior a 50 mm (70mm en soportes comprimidos). En las zonas de solapo, el número máximo de barras en contacto en la zona de empalme será de cuatro.

3. OPERACIONES DE ARMADO

EHE-08, en su art. 69.4.3, facilita indicaciones sobre el atado de la ferralla mediante alambre o soldadura no resistente.

4. ANCLAJE DE BARRAS CORRUGADAS

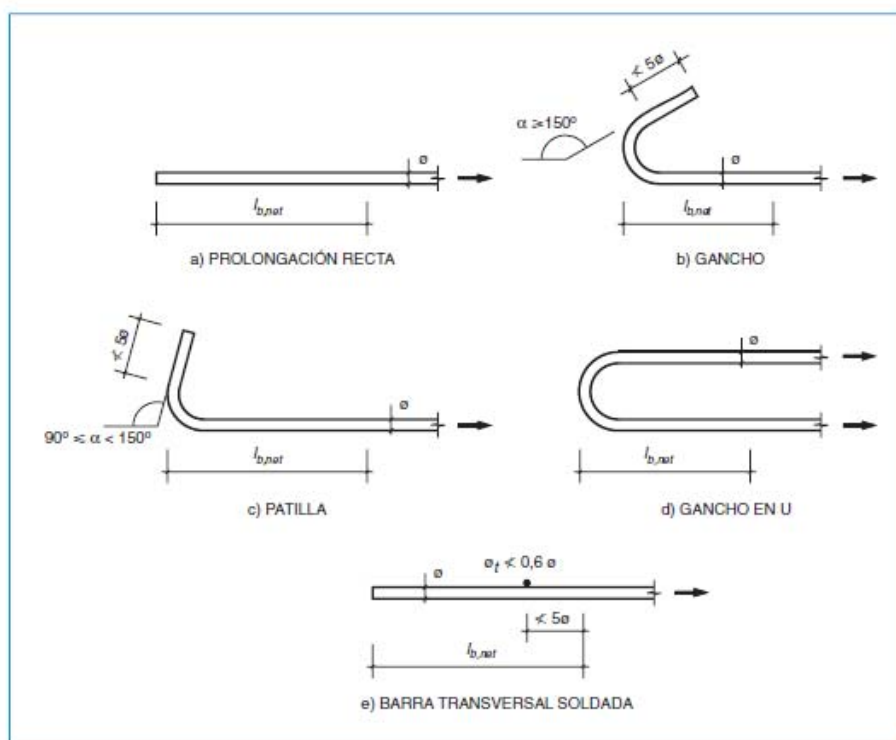
4.1 Generalidades

Las longitudes básicas de anclaje (l_b) dependen de las propiedades de adherencia de las barras y del hormigón (calidad, posición de las barras, ...). Atendiendo a la posición que ocupa la barra en la pieza, se distinguen los siguientes casos:

- **Posición I (adherencia buena):** armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo entre 45° y 90° (soportes, muros,...) o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45° , están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia ≥ 300 mm de la cara superior de una capa de hormigonado (*zona inferior en vigas, losas,...*).
- **Posición II (adherencia deficiente),** para las armaduras que durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores (*zona superior de vigas, losas,...*).

La longitud neta de anclaje (definida en 4.2) no podrá ser inferior al mayor de los tres valores siguientes:

- 10ϕ
- 150 mm
- la tercera parte de la longitud básica de anclaje (definida en 4.2) en barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud en barras comprimidas.



A efectos de anclaje de las barras en tracción para tener en cuenta el efecto de la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante, se supondrá la envolvente de momentos trasladada paralelamente al eje de la pieza, una magnitud igual a s_d y en el sentido más desfavorable. Puede adoptarse el valor $s_d = d$, del lado de la seguridad para $\theta=45^\circ$ (EHE-08, art.44 y Documento ELU2).

Deberá continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo (apoyos extremos de una viga) y al menos un cuarto de la necesaria para resistir el máximo momento positivo (apoyos intermedios de una viga). Esta armadura se prolongará a partir del eje del apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud neta de anclaje.

4.2 Longitud del anclaje en las barras corrugadas

La longitud básica de anclaje l_b es la necesaria para anclar una fuerza $A_s f_{yd}$ de una barra suponiendo una tensión de adherencia constante. Dicha longitud depende, entre otros factores, del diámetro de la barra ϕ y de la calidad del hormigón y del acero, a través de la tensión de adherencia τ_{bd} , y del límite elástico del acero f_{yd} :

$$l_b = (\phi f_{yd}) / (4 \tau_{bd})$$

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Si las condiciones de adherencia de las barras están certificadas a partir del ensayo de la viga “beam-test” (UNE EN 10080, Anejo C), el valor de la tensión de adherencia τ_{bd} es el que consta en las expresiones del apartado 32.2 de EHE-08 y la longitud básica de anclaje l_b puede obtenerse de forma simplificada mediante las siguientes expresiones:

- Posición I: $l_{bI} = m \phi^2 \geq (f_{yk}/20) \phi$
- Posición II: $l_{bII} = 1.4 m \phi^2 \geq (f_{yk}/14) \phi$

donde:

l_{bI} es la longitud básica de anclaje de la barra en posición I, en mm

l_{bII} es la longitud básica de anclaje de la barra en posición II, en mm

ϕ es el diámetro de la barra en mm

f_{yk} es el límite elástico del acero, en N/mm^2

m es un coeficiente obtenido experimentalmente, función del tipo de acero y hormigón (tabla siguiente)

Resistencia característica del hormigón (N/mm^2)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥ 50	0,7	1,0

Si las características de adherencia de las barras se comprueban a partir de la geometría de las corrugas (UNE EN 10080, apartado 7.4) el valor de la tensión de adherencia τ_{bd} es:

$$\tau_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

donde:

η_1 es igual a 1 (adherencia buena) y 0.7 (otros casos)

η_2 es igual a 1 para $\phi \leq 32$ mm

f_{ctd} es la resistencia de cálculo a tracción, siendo $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 0.21 (f_{ck})^{0.66} / \gamma_c$

La longitud neta de anclaje $l_{b,net}$ se define como:

$$l_{b,net} = l_b \beta (\sigma_{sd}/f_{yd}) \cong l_b \beta (A_s/A_{s,real})$$

donde

β es un coeficiente de reducción, definido en la tabla adjunta

σ_{sd} es la tensión de trabajo de la armadura en la sección desde la que se determinará la longitud de anclaje

A_s es armadura necesaria por cálculo

$A_{s,real}$ es armadura realmente dispuesta

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1	1
Patilla, gancho o gancho en U	0.7 (*)	1
Barra transversal soldada	0.7	0.7

Si el recubrimiento del hormigón perpendicular al plano del doblado es superior a 3ϕ ; en caso contrario, $\beta=1$

El valor del coeficiente β puede también obtenerse, según los comentarios al art.69.5.1.2 de EHE-08, mediante la expresión

$$\beta = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$$

con los valores de α indicados en la tabla de la página siguiente, lo que permite tomar en consideración también otros factores que mejoran el confinamiento de la armadura en la zona de anclaje [el espesor del recubrimiento del hormigón, la armadura transversal no soldada, la armadura transversal soldada o la presión externa (zona de apoyos, etc.)].

Factor de influencia	Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Forma de las barras	Prolongación recta	$-\alpha_1 = 1$	$\alpha_1 = 1$
	Patilla, gancho y gancho en U	$\alpha_1 = 0,7$ (*)	1
Recubrimiento del hormigón	Prolongación recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15(C_d - \phi)/\phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1$
	Patilla, gancho y gancho en U	$\alpha_2 = 1 - 0,15(C_d - 3\phi)/\phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1$
Confinamiento debido a armadura transversal no soldada a la armadura principal de flexión	Todos los tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1$
Confinamiento debido a armadura transversal soldada**	Todos los tipos	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamiento debido a presión transversal	Todos los tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	—

donde:

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$$

$\sum A_{st}$ Área de la armadura transversal a lo largo de la longitud neta de anclaje, l_{bd}

$\sum A_{st,min}$ Área de la sección de armadura transversal más delgada = $0,25 A_s$ para vigas y 0 para losas.

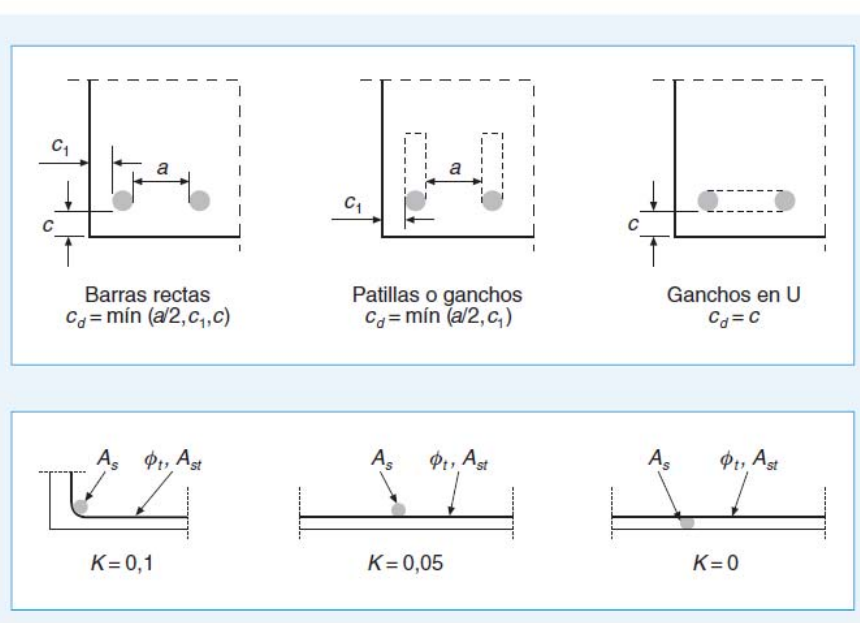
A_s Área de la barra anclada de diámetro mayor.

K Valores mostrados en la figura 69.5.1.2.b.

p Presión transversal (N/mm²) en Estado Límite Último a lo largo de $l_{b,neto}$.

(*) Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a 3ϕ . En caso contrario $\alpha_1 = 1$. Véase figura.

(**) Para apoyos directos l_{bd} puede tomar valores menores que $l_{b,min}$ en el caso de que exista al menos un alambre transversal soldado en el interior del apoyo. Dicho alambre deberá ubicarse al menos a 15 mm desde la cara del apoyo.



PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

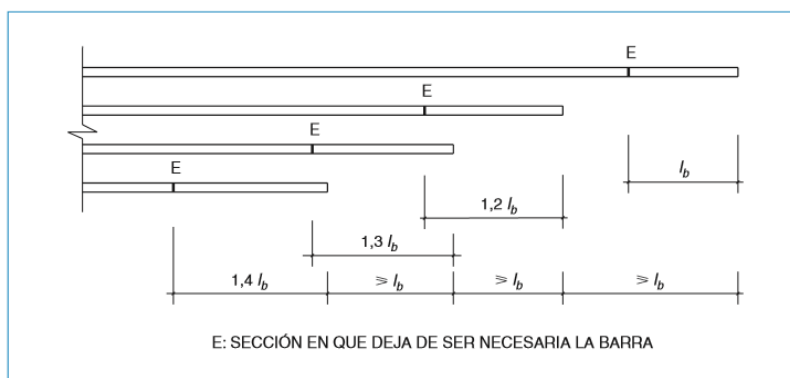
Los grupos de barras se anclarán por prolongación recta. Cuando todas las barras de un grupo dejan de ser necesarias en la misma sección, su longitud de anclaje será:

- 1.3 l_b para grupos de 2 barras
- 1.4 l_b para grupos de 3 barras
- 1.6 l_b para grupos de 4 barras

Cuando las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, a cada barra se la dará la longitud de anclaje siguiente:

- 1.2 l_b si va acompañada de una barra en la sección en que deja de ser necesaria
- 1.3 l_b si va acompañada de dos barras en la sección en que deja de ser necesaria
- 1.4 l_b si va acompañada de tres barras en la sección en que deja de ser necesaria

teniendo en cuenta que los extremos finales de las barras deben distar entre sí $\geq l_b$



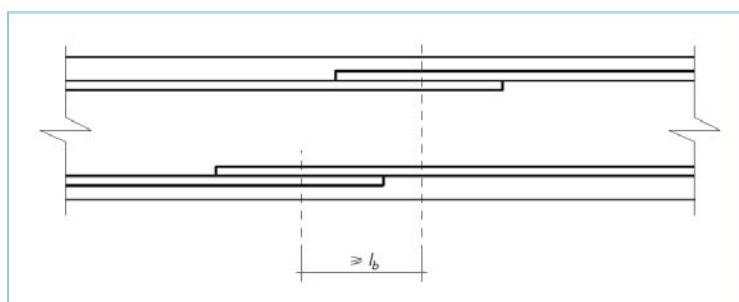
5. EMPALME DE BARRAS CORRUGADAS POR SOLAPO

Los empalmes deben proyectarse de forma que la transmisión de fuerzas de una a otra barra se produzca sin generar desconchados o cualquier otro daño en el hormigón.

El solapo se ejecuta colocando las barras una al lado de otra cumpliendo la distancia entre ellas indicada en la tabla:

Esfuerzo en la barra	Distancia entre armaduras
Compresión	$\leq 4\phi$
Tracción	$\leq 4\phi$
	$\geq 20 \text{ mm}$
	≥ 1.25 veces tamaño máximo del árido
	$\geq \phi_{\max}$

En general, los empalmes de las distintas barras en tracción se distanciarán unos de otros de tal modo que queden separados en la dirección de las armaduras una longitud igual o mayor que l_b



Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra. La longitud de solapo será igual a:

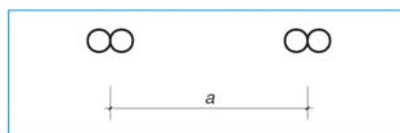
$$l_s = \alpha l_{b,\text{neta}}$$

donde:

$l_{b,neto}$ es la longitud neta de anclaje definida en 4.2

α es el coeficiente definido en la tabla adjunta, función de:

- el tipo de esfuerzo de la barra (tracción ó compresión)
- el porcentaje de armadura solapada en una sección respecto a la sección total de acero de esa misma sección
- la distancia transversal "a" entre empalmes en una sección



Distancia entre empalmes	Porcentaje de barras traccionadas, solapadas en una sección respecto a la armadura total de esa misma sección					Barras comprimidas
	20%	25%	33%	50%	>50%	
$a \leq 10\phi$	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	1.0
$a > 10\phi$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.0

En la zona de solapo, deberán disponerse armaduras transversales cuya suma de secciones sea igual o mayor a la sección de la mayor barra solapada.

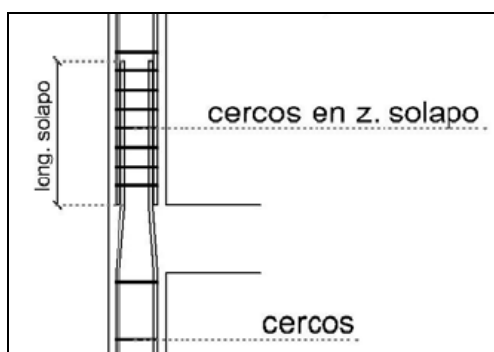
$$n (\pi\phi_t^2)/4 \geq (\pi\phi_L^2)/4$$

donde:

n es el número de cercos en la zona del solapo

ϕ_t es el diámetro del cerco (armadura transversal) en la zona de solapo

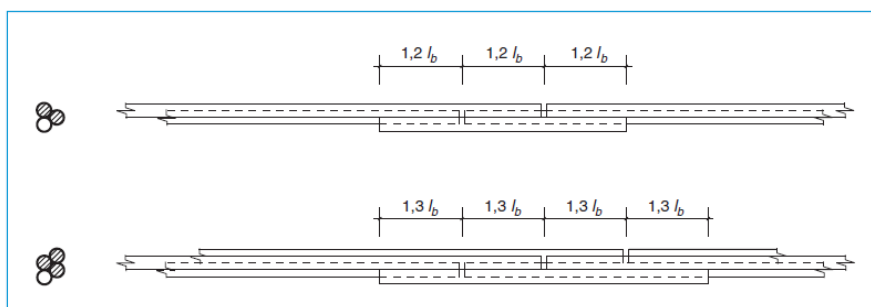
ϕ_L es el diámetro de la armadura de mayor diámetro en la zona de solapo



Para el empalme por solapo de grupos de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectadas por los empalmes de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se colocará enfrentada a tope a aquella que va a empalmar. La separación entre empalmes y la prolongación de la barra suplementaria será:

1.2 l_b en grupos de dos barras

1.3 l_b en grupos de tres barras



6. OTROS TIPOS DE EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS

EHE-08 contempla otros tipos de empalmes de las barras mediante soldadura resistente (art. 69.5.2.5) o mediante dispositivos mecánicos (art. 69.5.2.6)

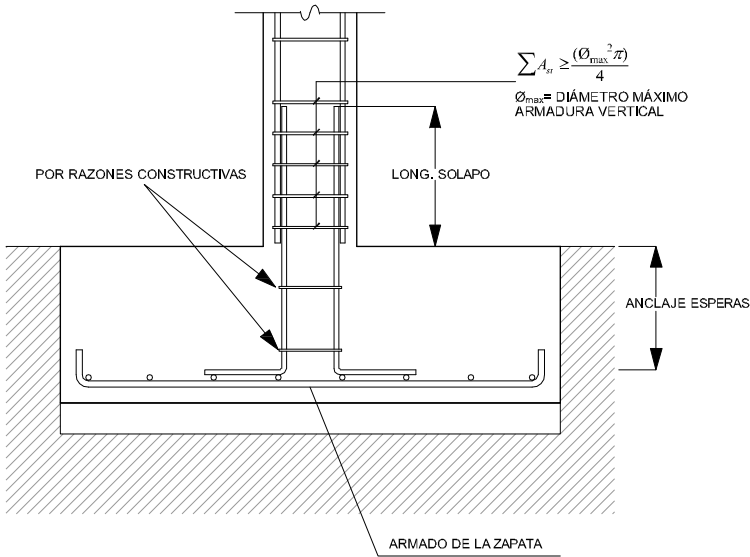
7. MONTAJE DE LAS ARMADURAS

La tabla 69.8.2 de EHE-08 señala la disposición de los separadores con el fin de asegurar la colocación correcta de las armaduras en el encofrado durante el hormigonado de la estructura

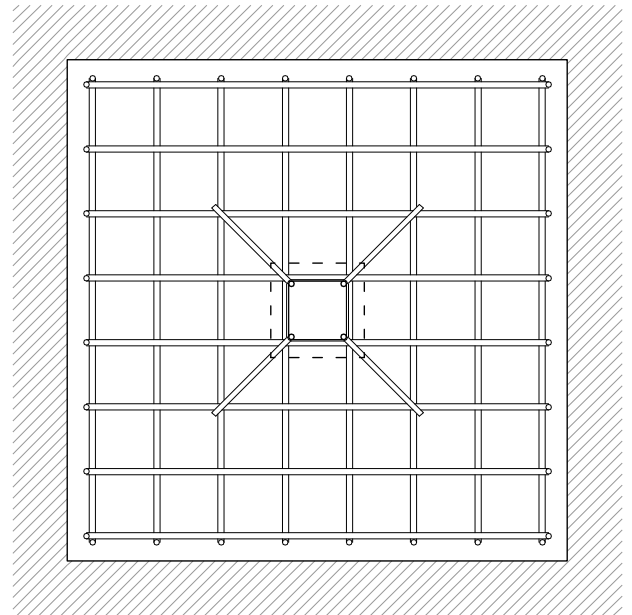
DETALLES CONSTRUCTIVOS

1. CIMENTACIÓN Y MUROS DE SÓTANO

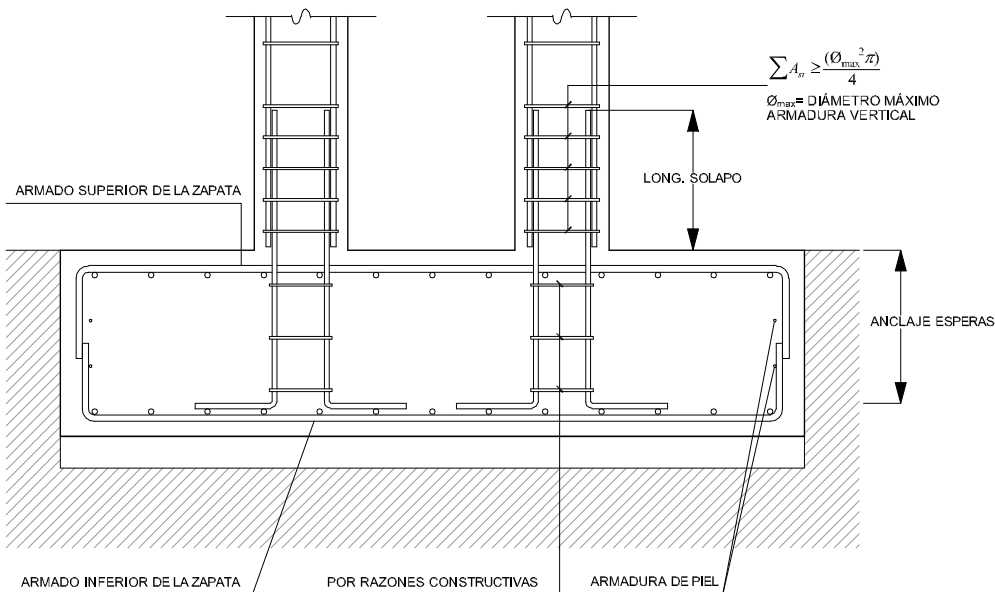
ZAPATA/SOPORTE



ZAPATA EN PLANTA

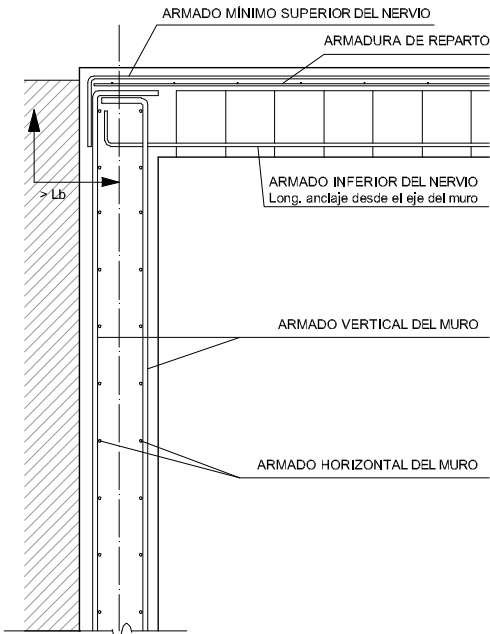
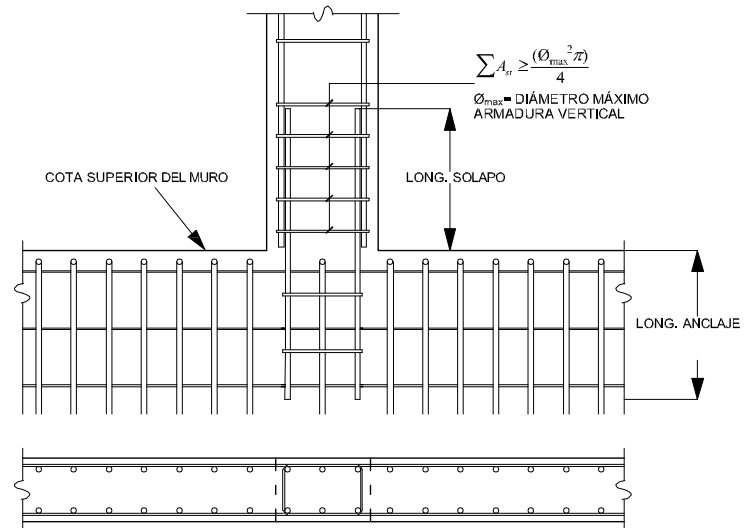
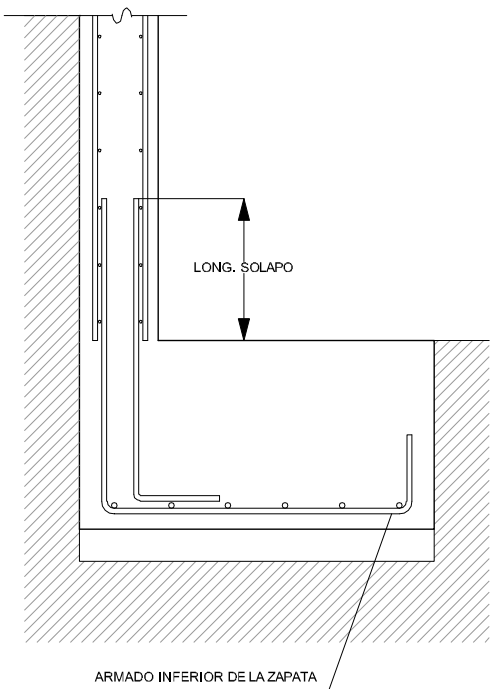
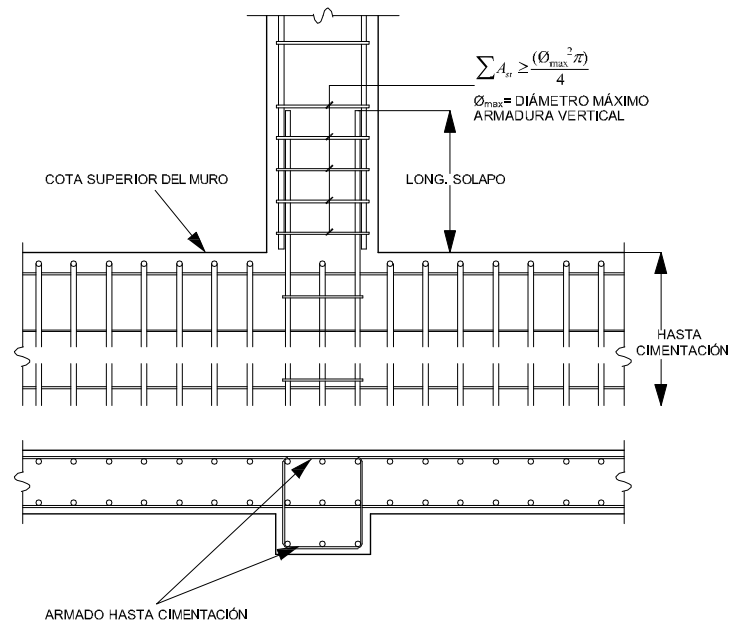


ZAPATA COMBINADA CON VARIOS SOPORTES



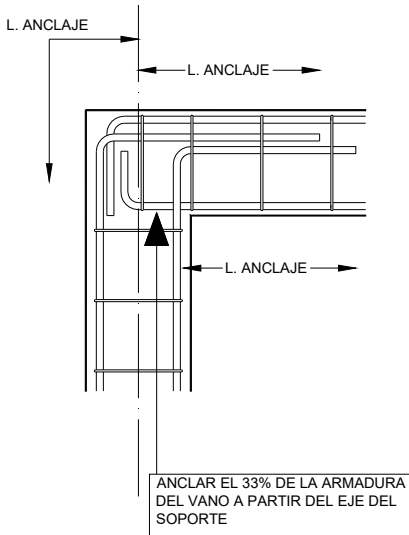
CORONACIÓN MURO/NERVIO DEL FORJADO

(HIPÓTESIS DE UNIÓN ARTICULADA)

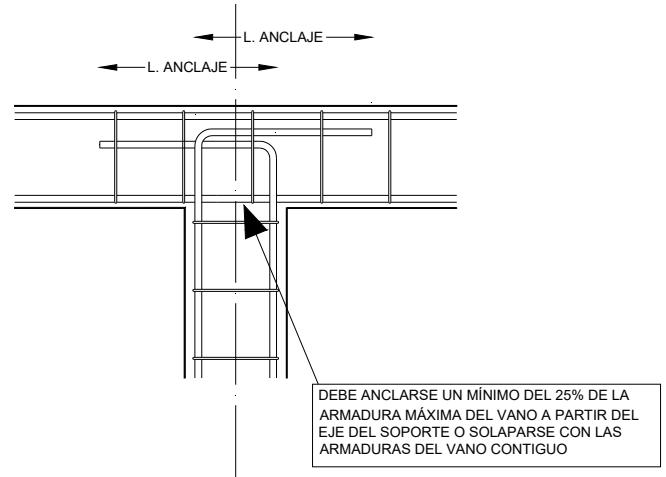
**MURO/SOPORTE**a) h soporte $<$ h muro**ARRANQUE MURO/ ZAPATA EXCÉNTRICA**b) h soporte $>$ h muro

2. UNIONES HABITUALES SOPORTE-VIGA

NUDO EXTREMO (CUBIERTA)

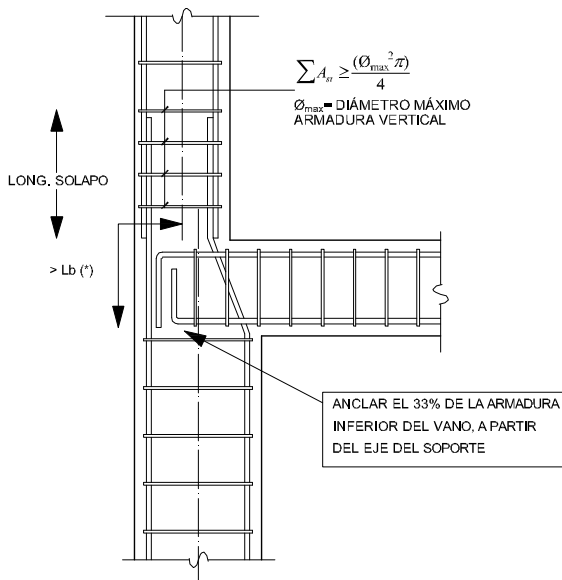


NUDO INTERIOR (CUBIERTA)



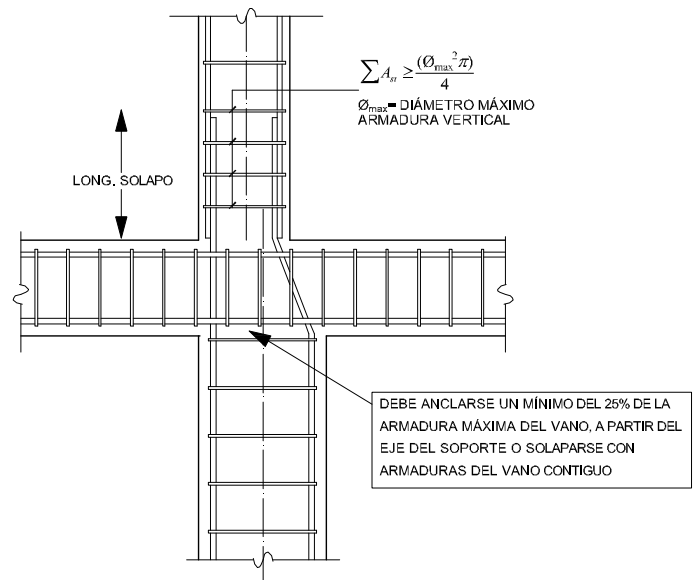
CERCOS EN EL NUDO: SE HA REPRESENTADO LA SOLUCIÓN CON VIGA PLANA. EN EL CASO DE VIGAS DE CANTO, INTRODUCIR EN EL NUDO LOS CERCOS DEL SOPORTE EN LUGAR DE LOS DE LA VIGA

NUDO EXTREMO (PLANTA INTERMEDIA)



*SI EL SOPORTE ESTÁ TOTALMENTE COMPRIMIDO (C.C.) PUEDE MEDIRSE EL ANCLAJE DESDE LA CARA DE DICHO SOPORTE

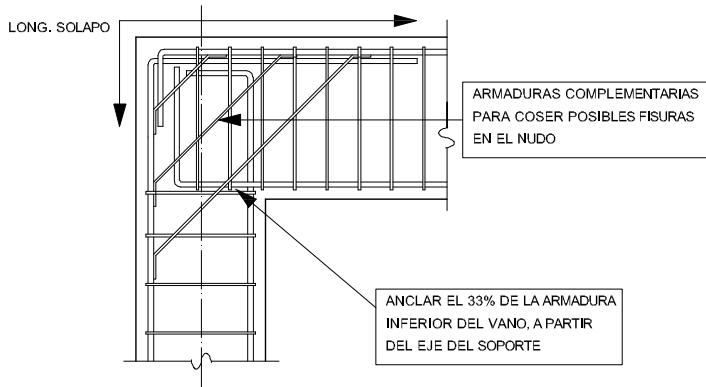
NUDO INTERIOR (PLANTA INTERMEDIA)



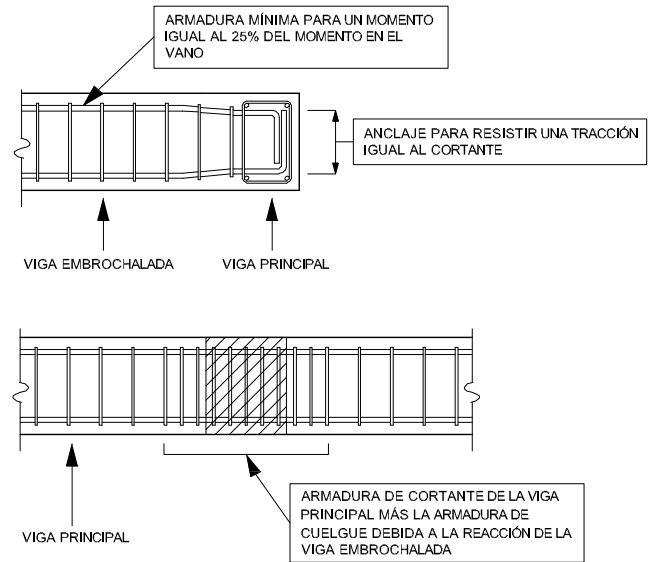
CERCOS EN EL NUDO: SE HA REPRESENTADO LA SOLUCIÓN CON VIGA PLANA. EN EL CASO DE VIGAS DE CANTO, INTRODUCIR LOS CERCOS DEL SOPORTE EN LUGAR DE LOS DE LA VIGA

3. UNIONES SINGULARES

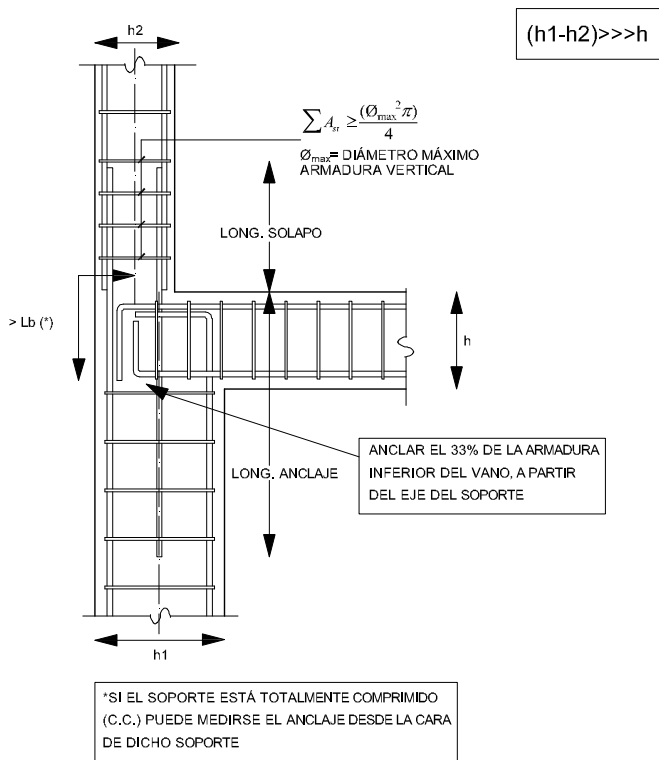
NUDO CON GRAN SOLICITACIÓN (ESPECIAL)



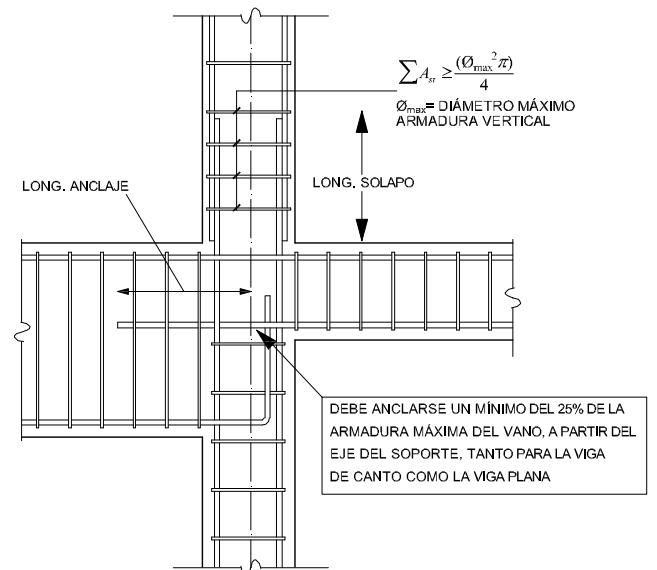
UNIÓN VIGA EMBROCHALADA



CAMBIO DE ANCHO DE SOPORTE (IMPORTANTE EN RELACIÓN AL CANTO DE LA VIGA)

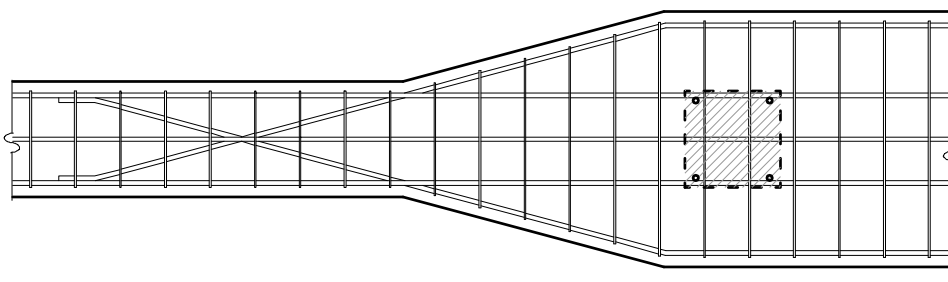


TRANSICIÓN VIGA CANTO A VIGA PLANA

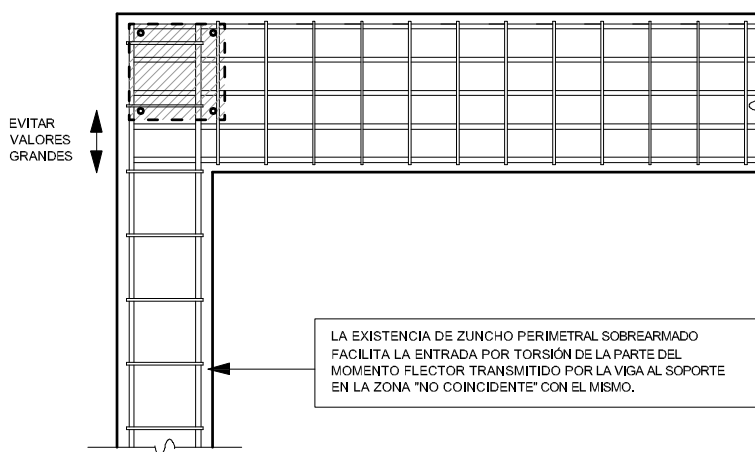


PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

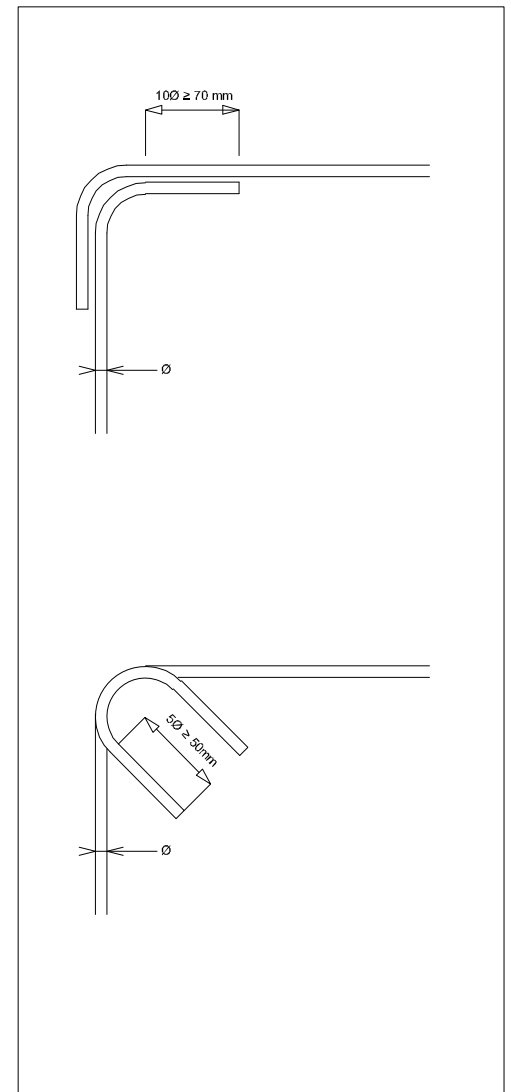
DETALLE EN PLANTA
TRANSICIÓN DOS TRAMOS DE VIGA DE DISTINTO ANCHO



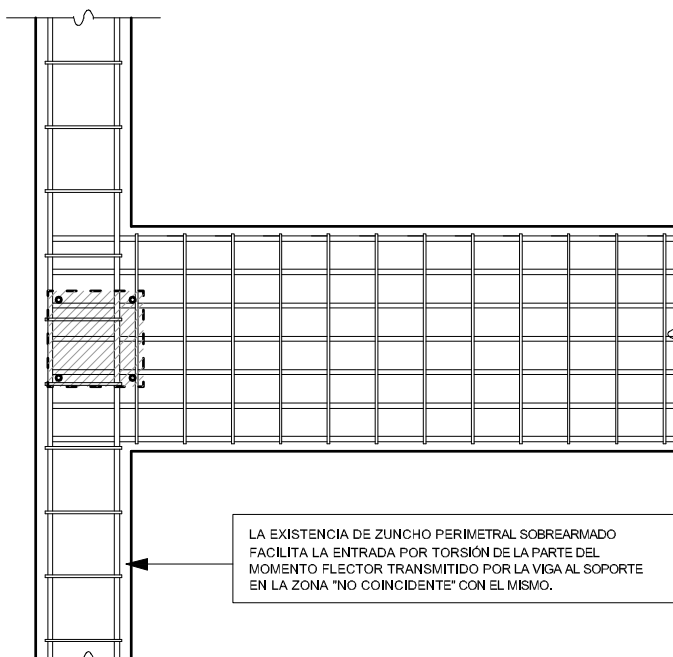
DETALLE EN PLANTA
(VIGA PLANA/SOPORTE DE FACHADA)

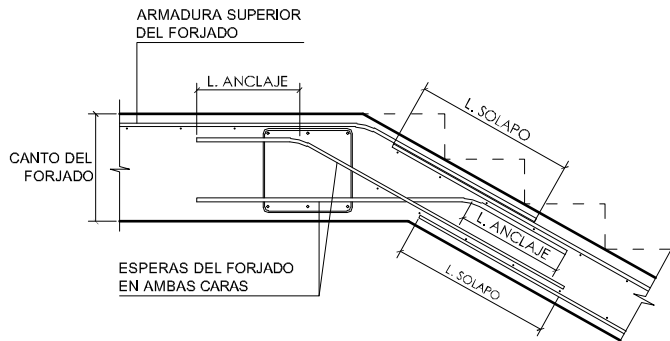
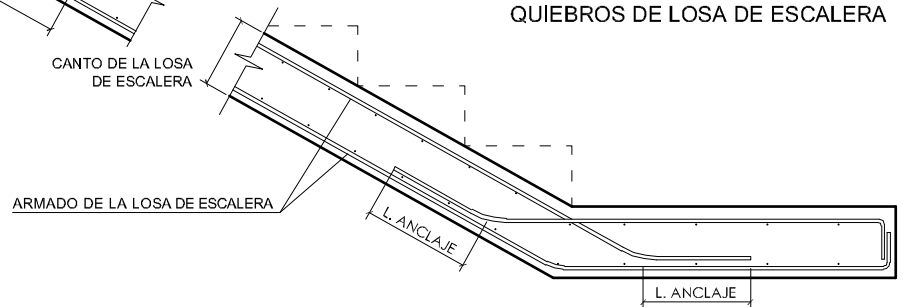
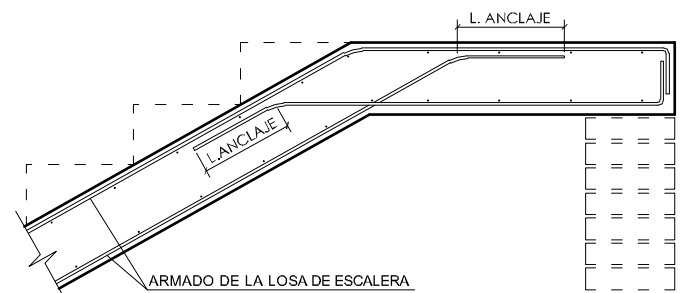
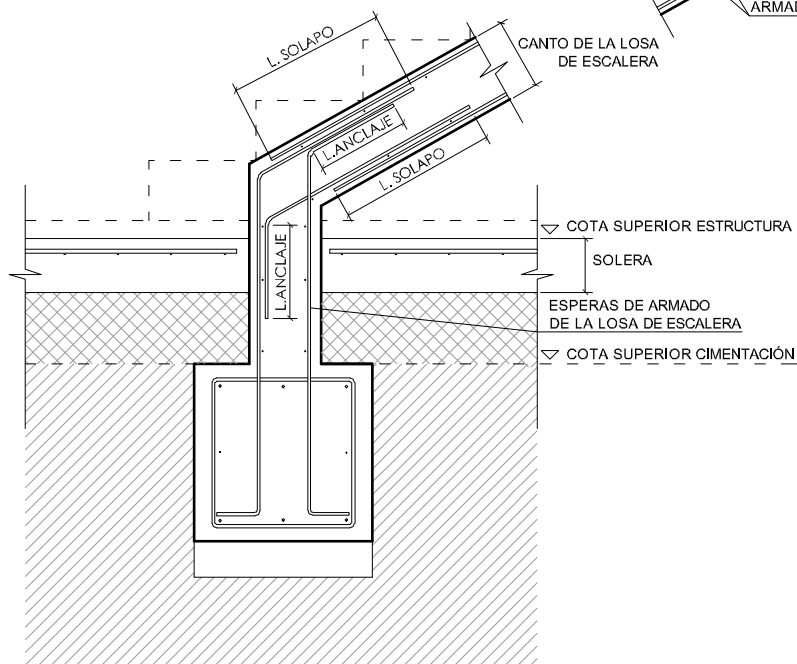


DETALLE DEL CIERRE DE LOS CERCOS



DETALLE EN PLANTA
(VIGA PLANA/SOPORTE DE FACHADA)



4. ESCALERA*(ver otros detalles en documento EE5 Proyecto de escaleras)***UNIÓN DE LOSA DE ESCALERA CON FORJADO****QUIEBROS DE LOSA DE ESCALERA****ARRANQUE DE LOSA DE ESCALERA EN CIMENTACIÓN**

5. UNIONES ENTRE FORJADOS DE NERVIOS CON VIGUETAS Y VIGAS (figuras de EHE-08, Anejo 12)

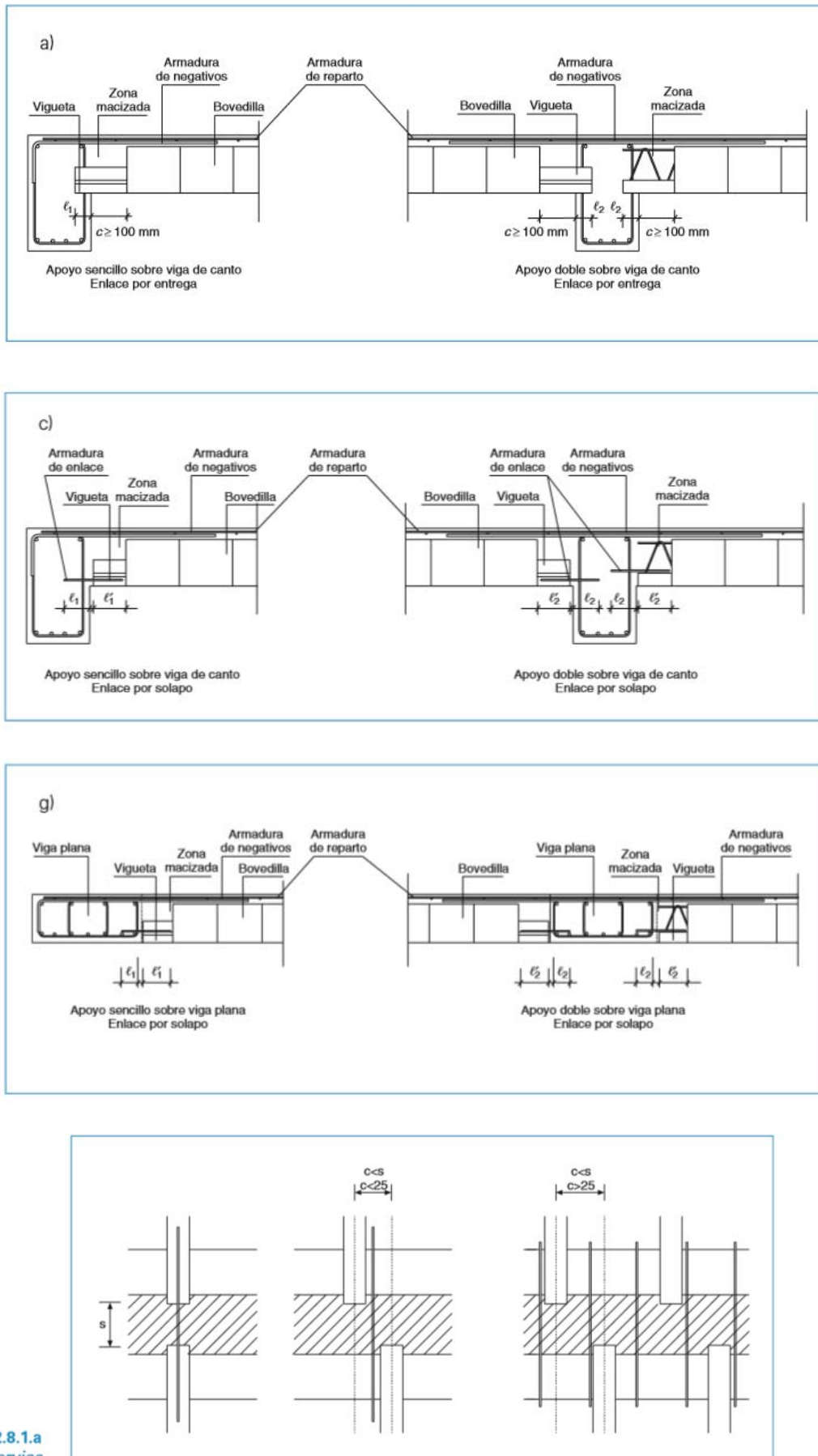
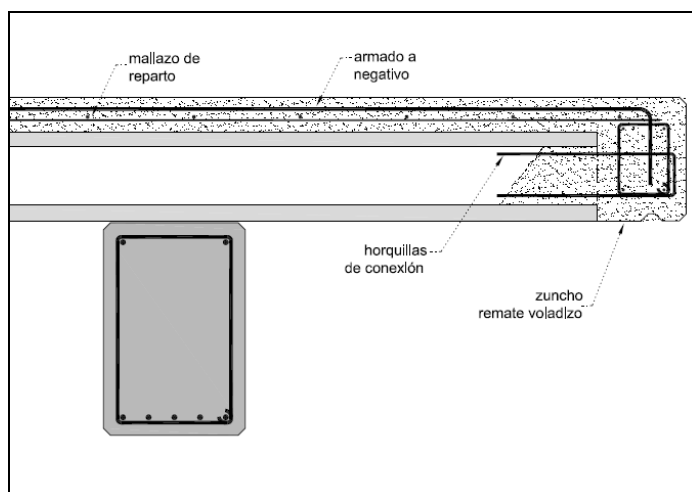
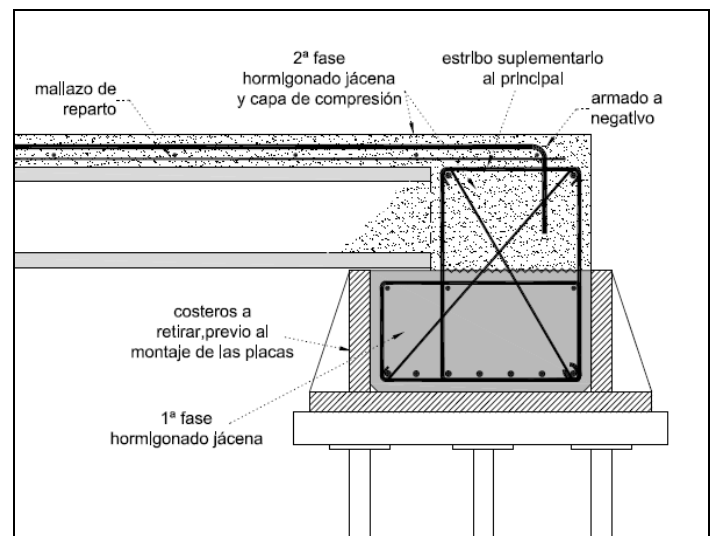
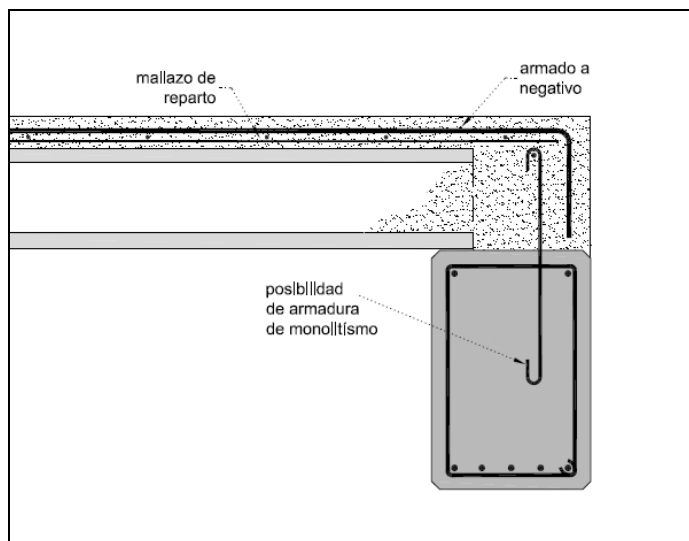
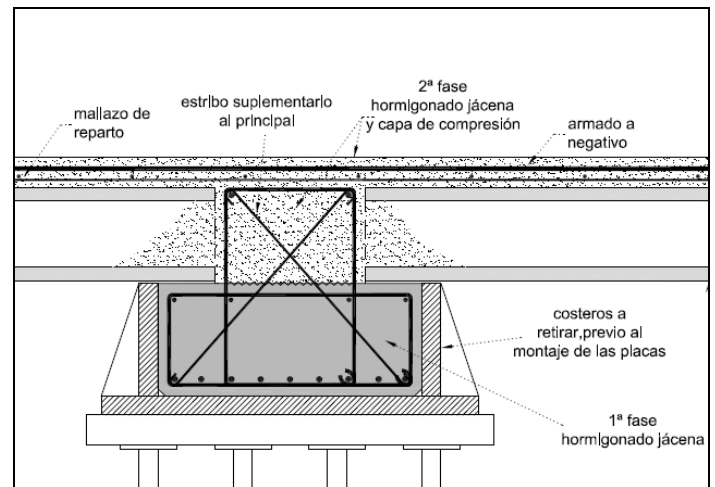
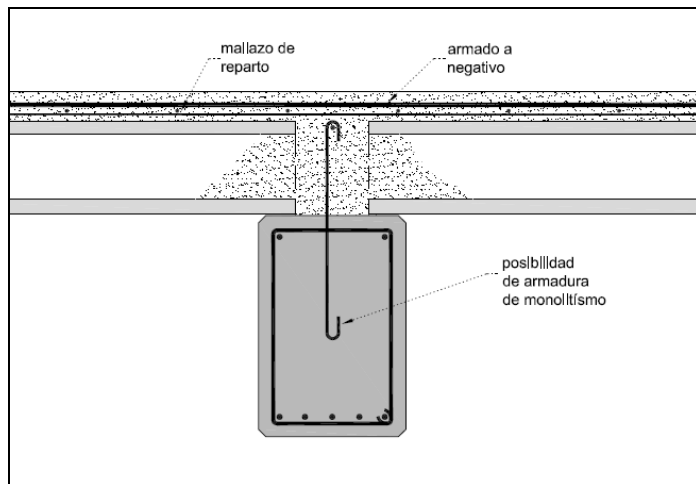


Figura A.12.8.1.a
Enfrentamiento de nervios

6. DETALLES DE UNIONES CON LOSAS ALVEOLARES

(Manual Aidepla, diciembre 2012)

http://www.aidepla.org/images/stories/recomendaciones/catalogo_detalle_aidepla_diciembre_2012.pdf

Estructuras hormigón

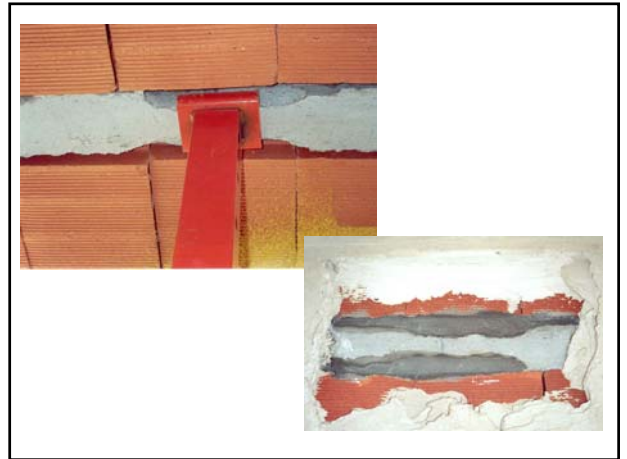
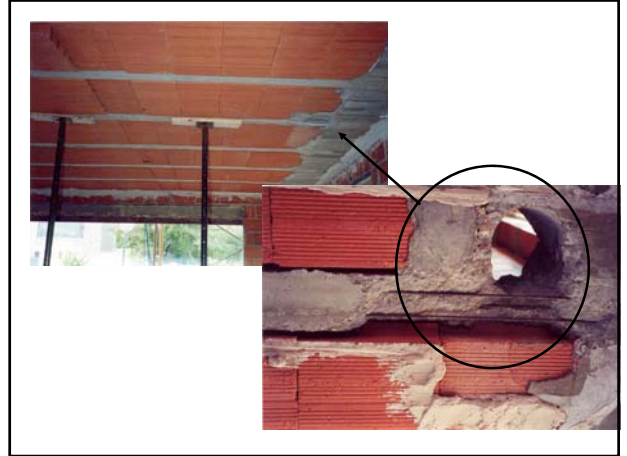


DETALLES
CONSTRUCTIVOS



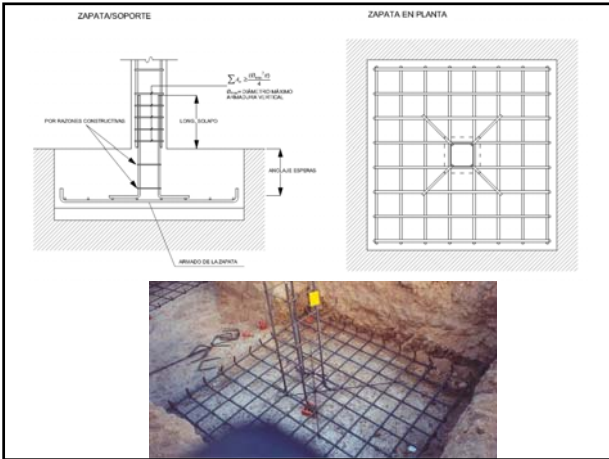
Patología

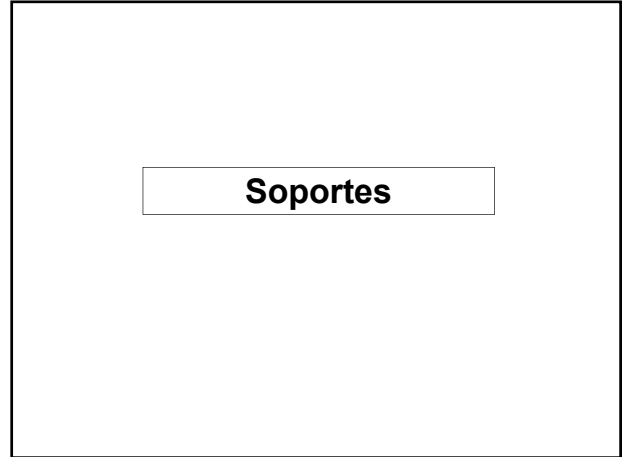
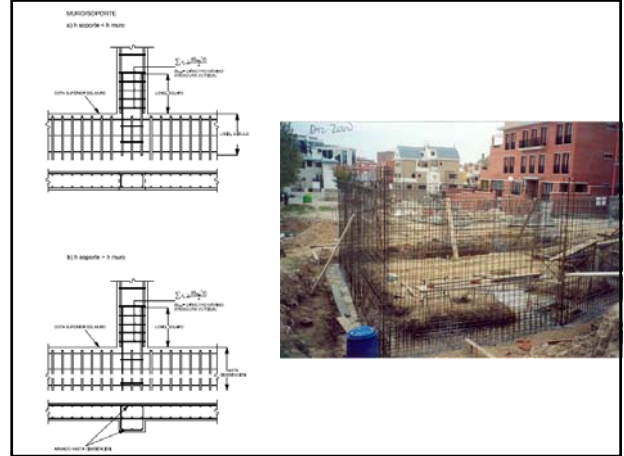






Cimentaciones y muros

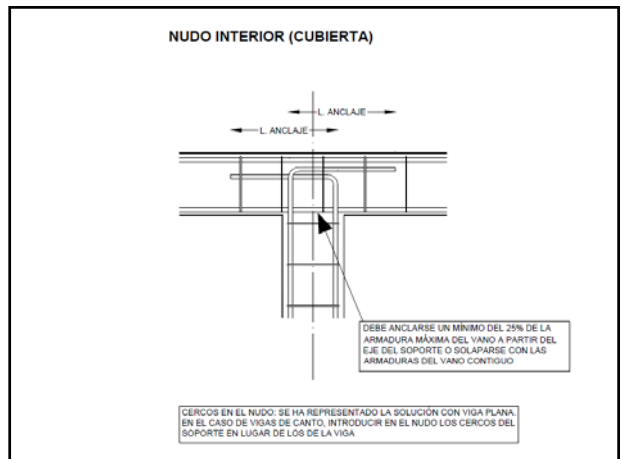
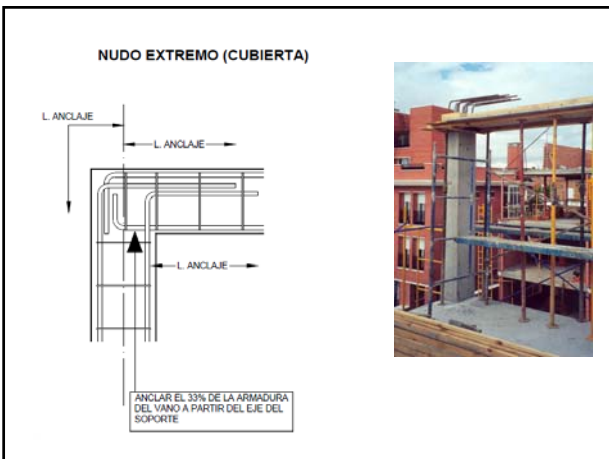








UNIONES



NUDO EXTREMO (PLANTA INTERMEDIA)

$\sum A_s \geq \frac{(\phi_c \cdot l_b^2)}{4}$
 ϕ_c DIÁMETRO MÁXIMO ARMADURA VERTICAL

LONG. SOLAPO
 $\geq L_b/7$

ANCLAR EL 30% DE LA ARMADURA INFERIOR DEL VANO A PARTIR DEL EJE DEL SOPORTE

SI EL SOPORTE ESTÁ TOTALMENTE COMPRIMIDO (C.C.) PUEDE MEDIRSE EL ANCLAJE DESDE LA CARA DE DICHO SOPORTE

NUDO INTERIOR (PLANTA INTERMEDIA)

$\sum A_s \geq \frac{(\phi_c \cdot l_b^2)}{4}$
 ϕ_c DIÁMETRO MÁXIMO ARMADURA VERTICAL

LONG. SOLAPO

DEBE ANCLARSE UN MÍNIMO DEL 20% DE LA ARMADURA MÁXIMA DEL VANO A PARTIR DEL EJE DEL SOPORTE O SOLAPARSE CON ARMADURAS DEL VANO CONTIGUO

CERCOS EN EL NUDO SE HA REPRESENTADO LA SOLUCIÓN CON VIGA PLANA. EN EL CASO DE VIGAS DE CANTO, INTRODUCIR LOS CERCOS DEL SOPORTE EN LUGAR DE LOS DE LA VIGA



CAMBIO DE ANCHO DE SOPORTE (IMPORTANTE EN RELACIÓN AL CANTO DE LA VIGA)

$(h_1 - h_2) \gg h$

$\sum A_s \geq \frac{(\phi_c \cdot l_b^2)}{4}$
 ϕ_c DIÁMETRO MÁXIMO ARMADURA VERTICAL

LONG. SOLAPO

LONG. ANCLAJE

ANCLAR EL 30% DE LA ARMADURA INFERIOR DEL VANO A PARTIR DEL EJE DEL SOPORTE

SI EL SOPORTE ESTÁ TOTALMENTE COMPRIMIDO (C.C.) PUEDE MEDIRSE EL ANCLAJE DESDE LA CARA DE DICHO SOPORTE

DETALLE EN PLANTA (VIGA PLANA/SOPORTE DE FACHADA)

LA EXISTENCIA DE ZUNCHO PERIMETRAL SOBREAARMADO FACILITA LA ENTRADA POR TORSIÓN DE LA PARTE DEL MOMENTO FLECTOR TRANSMITIDO POR LA VIGA AL SOPORTE EN LA ZONA 'NO COINCIDENTE' CON EL MISMO.

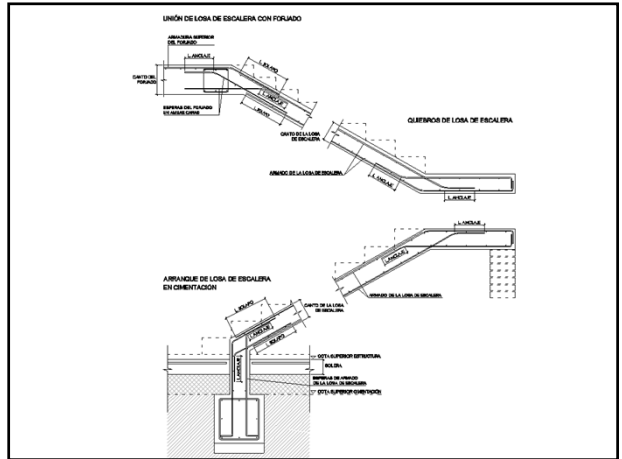
DETALLE EN PLANTA (VIGA PLANA/SOPORTE DE FACHADA)

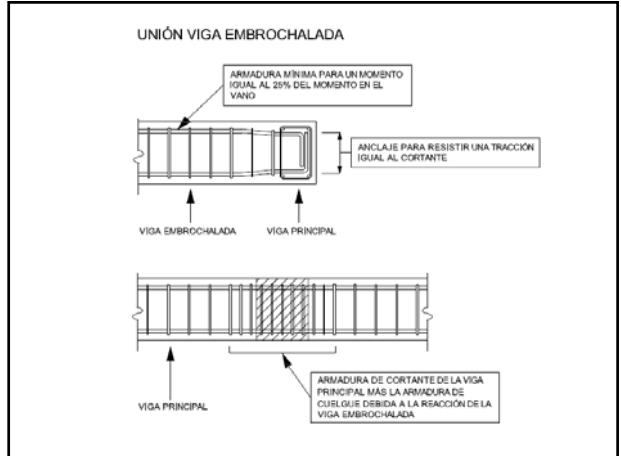
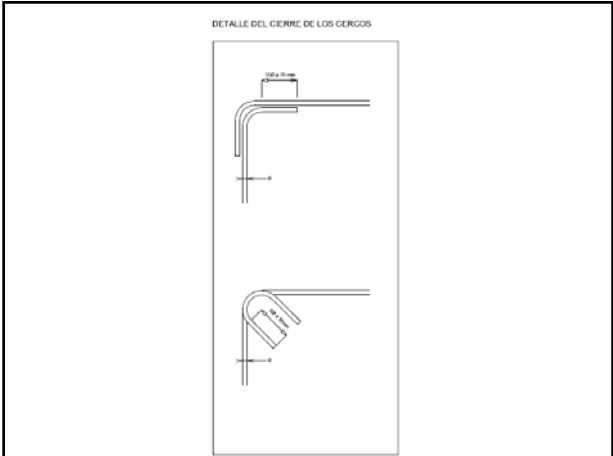
EVITAR VALORES GRANDES

LA EXISTENCIA DE ZUNCHO PERIMETRAL SOBREAARMADO FACILITA LA ENTRADA POR TORSIÓN DE LA PARTE DEL MOMENTO FLECTOR TRANSMITIDO POR LA VIGA AL SOPORTE EN LA ZONA 'NO COINCIDENTE' CON EL MISMO.



Escaleras

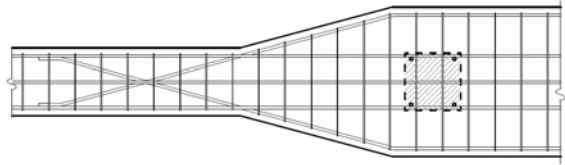




TRANSICIÓN VIGA CANTO A VIGA PLANA

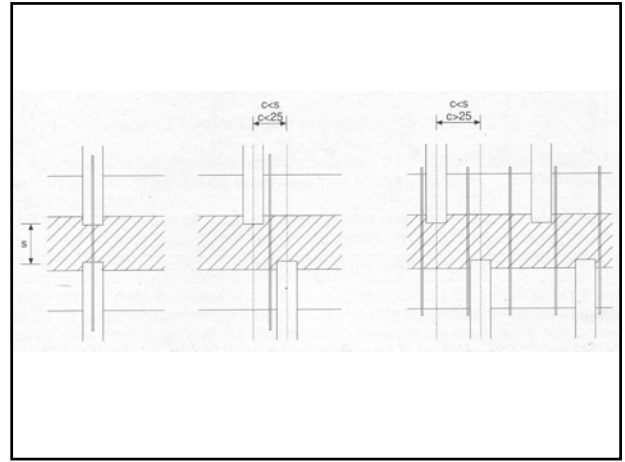


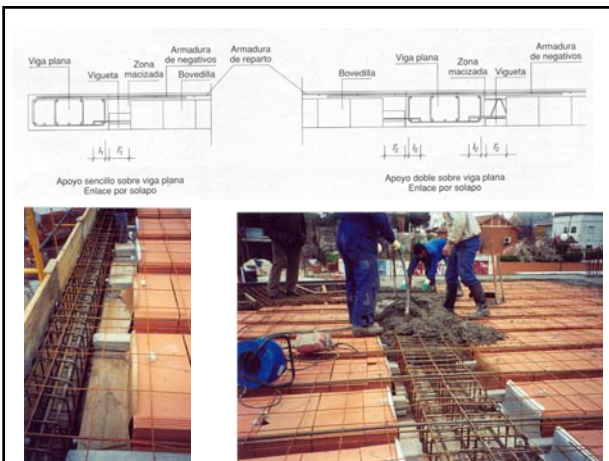
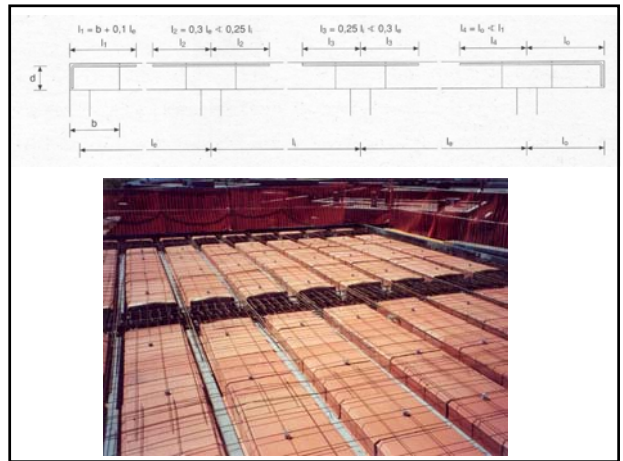
DETALLE EN PLANTA
TRANSICIÓN DOS TRAMOS DE VIGA DE DISTINTO ANCHO

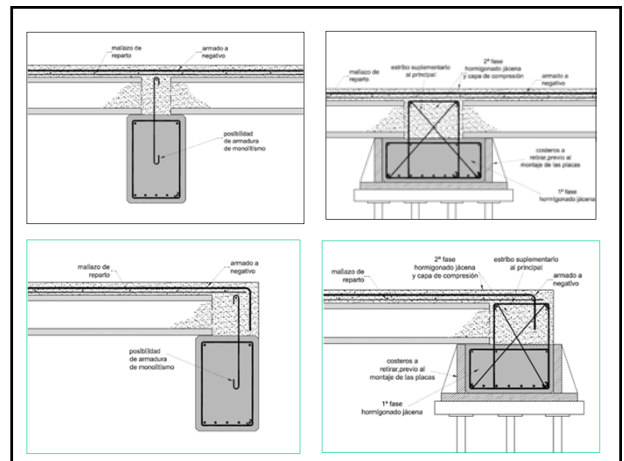
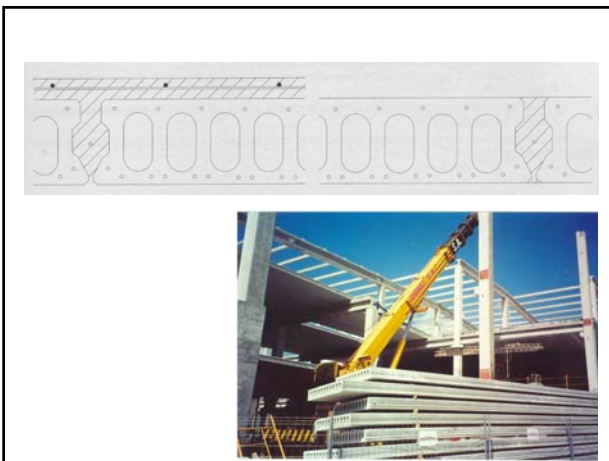
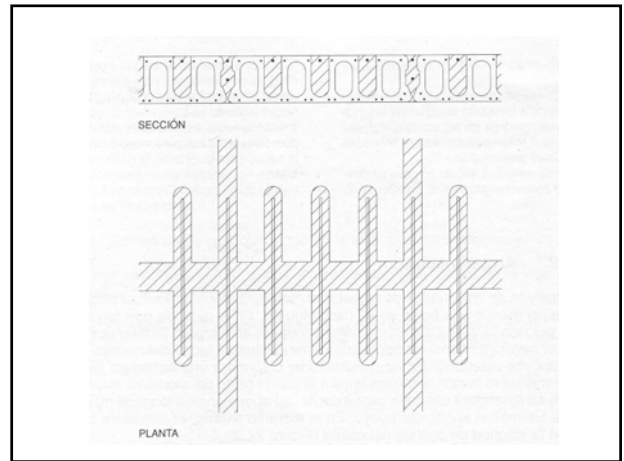
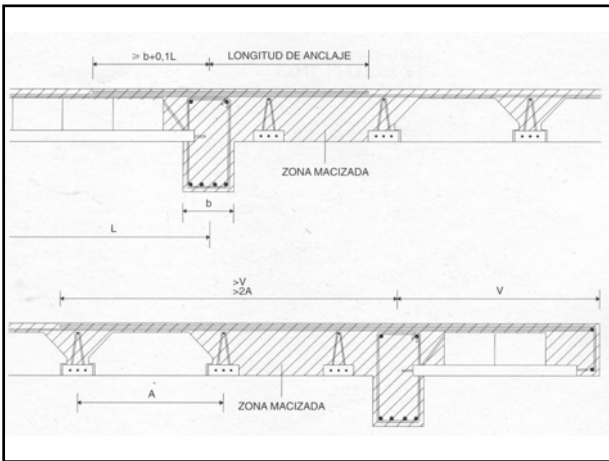
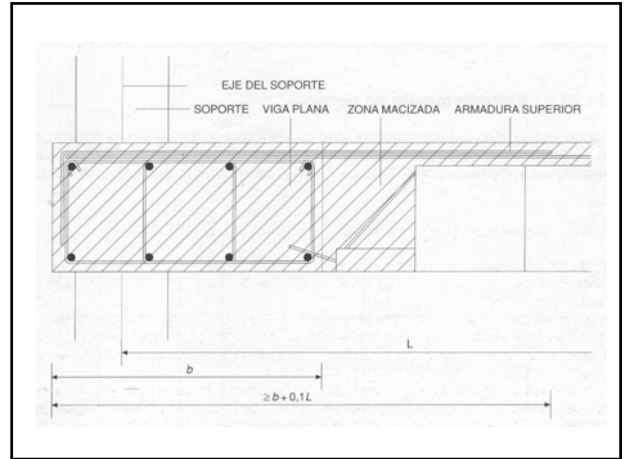
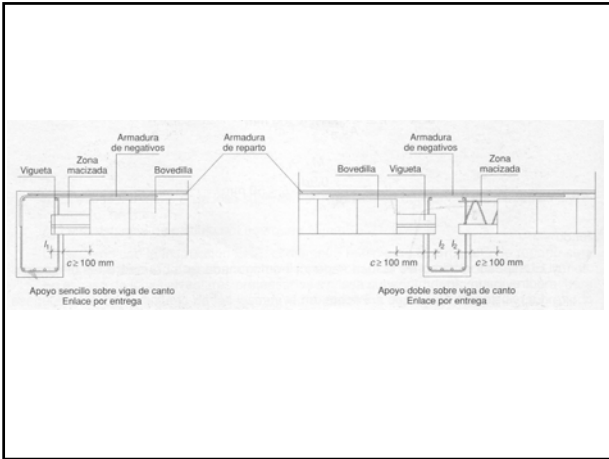


**Forjados
unidireccionales**

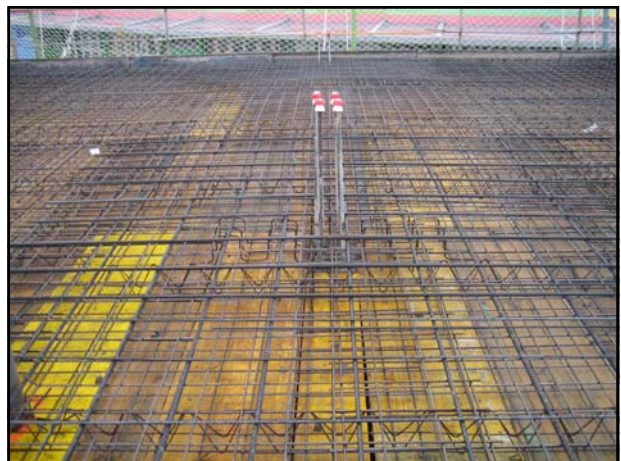
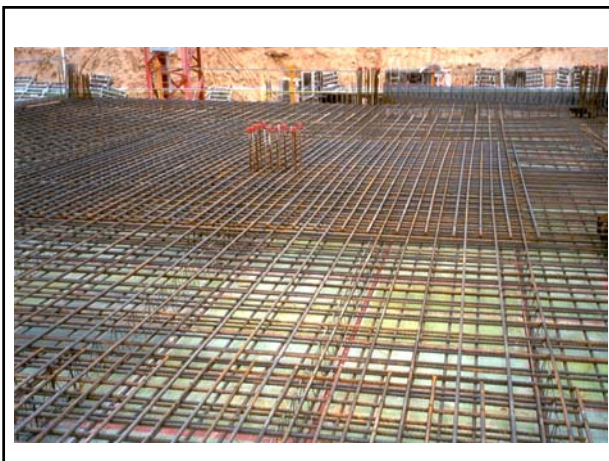
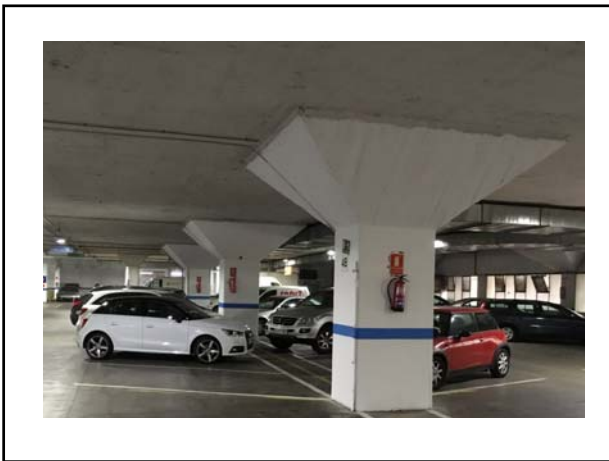


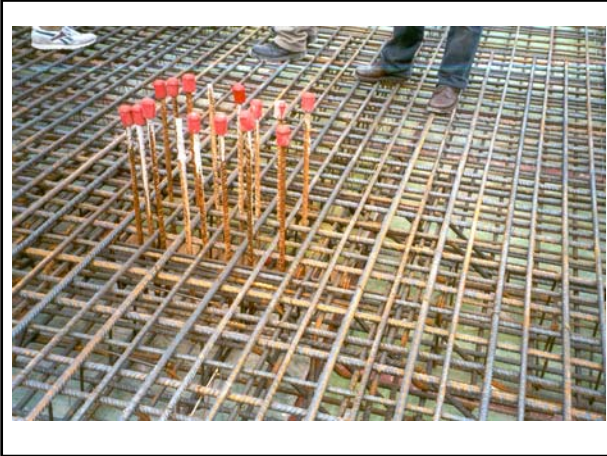






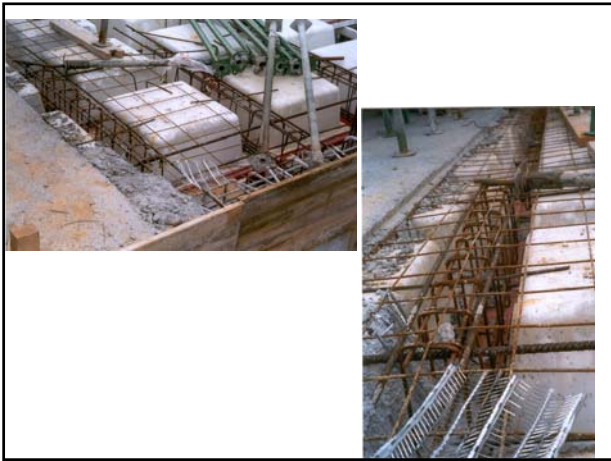
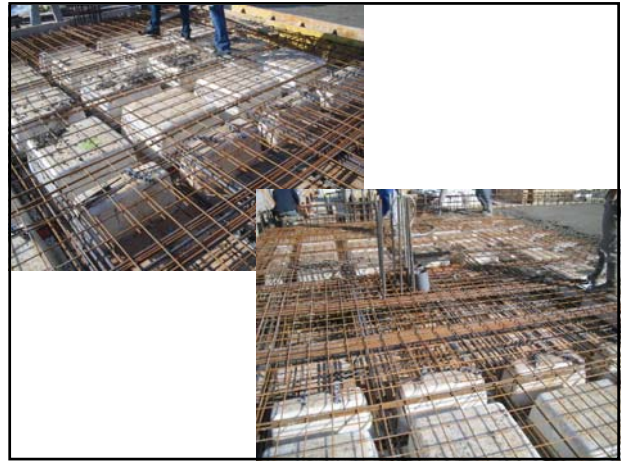
**Losas macizas sobre
soportes**



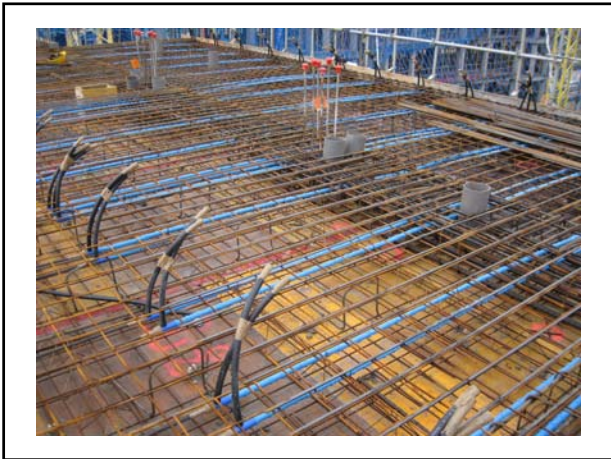


Losas aligeradas sobre soportes



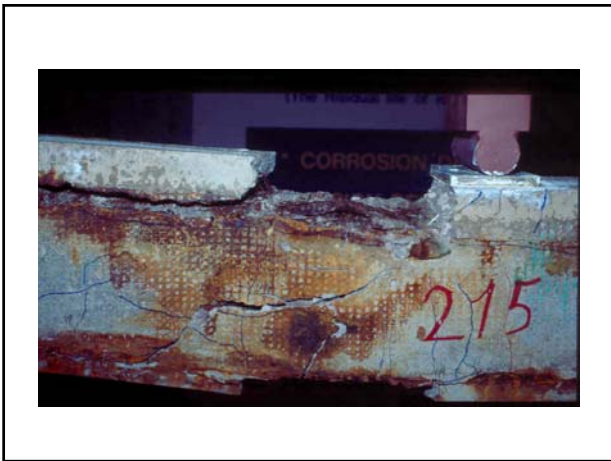


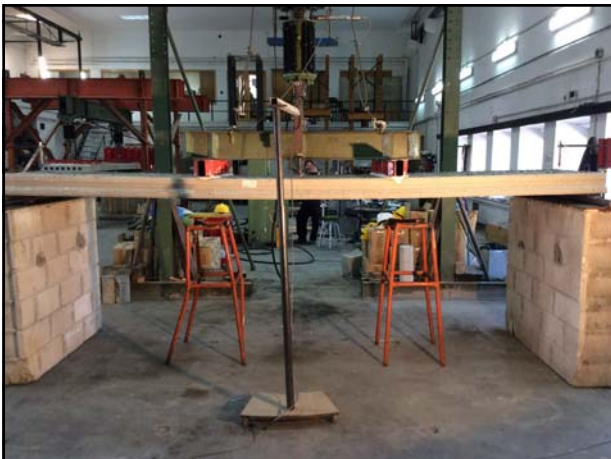
Voladizo HP



Ensayos









Información disponible en:

- **Proyecto de estructuras de hormigón. Cap. DA2.** Detalles constructivos
- **Monografía M31.** ACHE Detalles constructivos de hormigón
-



EE. Proyecto de elementos estructurales

PROYECTO DE VIGAS

Este Documento contiene algunas indicaciones para el proyecto de las vigas de la estructura de un edificio cuyo dimensionado requiere definir las dimensiones de la sección de hormigón y su armado (armadura longitudinal y transversal, solapo entre las armaduras, ...).

1. CONSIDERACIONES PREVIAS

- **Predimensionado:** previamente al análisis, se predimensionarán las secciones de los soportes y las vigas (*Documento I2*)
- **Recubrimiento de las armaduras** (*Documento BC2*): el recubrimiento mínimo de las armaduras se indica en EHE-08, art. 37.2.4 dependiendo de la clase de exposición definidas en EHE-08 art. 8.2. Puede tenerse en cuenta la contribución de los revestimientos, facilitándose en EHE-08, Anejo 9.2 criterios para el uso de morteros de revestimiento.
- **Protección contra el fuego** (*Documento BC2*): se respetarán los valores mínimos de las dimensiones de la sección de la viga y de los recubrimientos mecánicos de sus armaduras según EHE Anejo 6 (*art 5.5*) y CTE DB Seguridad Incendios (*Anejo C*), teniendo en cuenta la Resistencia al fuego requerida en el proyecto.

2. EVALUACIÓN DE ACCIONES

Se tendrán en cuenta:

- Los valores de las acciones establecidos en CTE DB SE Acciones en la Edificación (*Documento AE1*)
- Los coeficientes de seguridad de las acciones (EHE-08 art.12; *Documento BC2*)
- Las combinaciones de acciones (EHE art.13; *Documento BC2*).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (*Documento BC3*)

Se modelizará la geometría de la estructura y sus condiciones de apoyo mediante:

- Modelos en dos dimensiones basado en el análisis de forjados analizados considerados como vigas continuas y de pórticos planos en las dos direcciones. A partir de las reacciones obtenidas en el análisis de los forjados se obtendrán las acciones gravitatorias transmitidas por éstos a las vigas.
- Modelos en tres dimensiones que permiten el análisis de toda la estructura.

La obtención de las solicitaciones podrá realizarse mediante análisis lineal para las solicitaciones en ELU y ELS o mediante análisis lineal con redistribución limitada para las solicitaciones en ELU, de acuerdo a lo indicado en EHE-08 art. 21 (ver Documento BC3, apartado 3.1).

Al menos, se considerarán las siguientes combinaciones de acciones en el análisis:

- Hipótesis I: carga permanente + uso
- Hipótesis IIa: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en un sentido
- Hipótesis IIb: c. permanente + uso + viento en un sentido como acción variable determinante
- Hipótesis IIc: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en el otro sentido
- Hipótesis IId: c. permanente + uso + viento en el otro sentido como acción variable determinante

4. DIMENSIONADO

a) E.L.U. de agotamiento resistente (*Documento ELU1*)

Una vez obtenidos los momentos flectores de cálculo M_d , se procederá a calcular la armadura longitudinal (*Documento ELU1*) y se dimensionará la viga para resistir los esfuerzos cortantes de cálculo V_d (*Documento ELU2*)

b) **E.L.S. DEFORMACIÓN:** (EHE art 50; Documentos BC1 y ELS1).

- **Esbelteces máximas**

No será necesario la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil (L/d) en las vigas sea igual o inferior a los valores de esbeltez máxima establecidos en EHE-08.

- **Comprobación de flecha**

Para el cálculo de la flecha puede utilizarse el método simplificado recogido en EHE, art 50.2.2., en el que ésta se considera compuesta por la suma de la flecha instantánea debida a las cargas totales y la flecha diferida debida a las cargas permanentes. La Instrucción EHE y el CTE establecen unos valores máximos admisibles de flechas, para satisfacer las condiciones de servicio.

c) **E.L.S. FISURACIÓN:**

En general y salvo en condiciones de agresividad ambiental extremas, este ELS se cumple mediante un adecuado tamaño y distribución de las armaduras definidas en los cálculos en ELU de flexión y cortante. Para otras situaciones, consultar EHE-08 (art.49) y el documento ELS3.

5. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

5.1 Cuantías mínimas de armaduras longitudinales:

En cualquier sección de hormigón, deberán disponerse armaduras longitudinales con cuantías geométricas superiores a las mínimas definidas en EHE-08, tabla 42.3.5

Acero B 400 S : $A_1 \geq 0.0033 b h$

Acero B 500 S : $A_1 \geq 0.0028 b h$

Estas cuantías mínimas corresponden a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 % de la consignada.

Asimismo, deberá disponerse una armadura suficiente para resistir una fuerza de tracción igual a la del bloque traccionado de la sección antes de producirse la fisuración:

$$A_1 \geq 0.04 b h f_{cd}/f_{yd}$$

Si $A_1 < 0.04 b h f_{cd}/f_{yd}$ deberá disponerse al menos una armadura $A_1 [1.5 - 12.5 A_1 f_{yd}/(b h f_{cd})]$

Nota: Para hormigones HA 25 y HA 30, y aceros B400S y B500S, la cuantía mecánica de armadura traccionada queda cubierta con los valores de cuantías geométricas indicados en la tabla de cuantías mínimas geométricas.

5.2 Cuantías mínimas y separación máxima de armaduras transversales (Documento ELU2)

En EHE-08, art. 44.2.3.4, se establecen las cuantías mínimas y separaciones máximas entre cercos. La cuantía mínima de cercos a 90° es: $A_{90} f_{y90,d} \geq \frac{f_{ct,m} b_0}{7,5}$ con $f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$

La separación s_t entre cercos deberá cumplir las condiciones siguientes:

$s_t \leq 0.75 d (\leq 600\text{mm})$	si	$V_d \leq 0.20 V_{u1}$
$s_t \leq 0.60 d (\leq 450\text{mm})$	si	$0.20 V_{u1} < V_d \leq 0.66 V_{u1}$
$s_t \leq 0.30 d (\leq 300\text{mm})$	si	$V_d > 0.66 V_{u1}$

Si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, la separación s_t será inferior a 15ϕ (ϕ es el diámetro de la armadura longitudinal comprimida) y a la menor dimensión de la sección de la pieza.

La separación transversal $s_{t, trans}$ entre ramas de armaduras transversales en una sección deberá cumplir la condición siguiente:

$$h > 300 \text{ mm: } s_{t, trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$h \leq 300 \text{ mm: } s_{t, trans} \leq 2d \leq 350 \text{ mm}$$

5.3 Detalles de armado (Documento DA1):

- ✓ Doblado de armaduras: EHE-08, art 69.3.4
- ✓ Distancia entre armaduras: EHE-08, art 69.4.1
- ✓ Anclaje de armaduras: EHE-08, art 69.5.1
- ✓ Empalme de armaduras: EHE-08, art 69.5.2

5.4 Recomendaciones de armado

El armado longitudinal de las vigas podrá llevarse a cabo con los criterios siguientes:

- El número de barras mínimo por cara dependerá del armado transversal: 2 barras para cercos simples, 4 para cercos dobles y 6 para cercos triples.
- La armadura superior consistirá en una armadura constante a lo largo de cada vano y una armadura de refuerzo sobre soportes. La primera no deberá tomarse en consideración para el cálculo del momento último de las secciones próximas a los soportes si se opta por no solaparla con la armadura del vano contiguo. La armadura de refuerzo podrá disponerse con armaduras de igual longitud (agrupando las armaduras de refuerzo en un grupo con longitudes iguales) o realizando dos cortes (agrupando las armaduras de refuerzo en dos grupos con longitudes diferentes cada uno).
- La armadura inferior consistirá en una armadura constante dentro de cada vano, solapándose con la armadura de los vanos contiguos en la zona de soportes (*Puede optimizarse el armado cortando algunas armaduras antes de llegar a los apoyos*). Debe tenerse en cuenta que es necesario anclar (o solapar), a partir del eje de cada soporte:
 - 1/3 de la armadura del vano, en la unión viga/soporte extremo
 - 1/4 de la armadura del vano, en la unión viga/soportes intermedios
- La disposición de las armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta las limitaciones que puedan imponer el uso de vibradores internos (*diámetros usuales de estos vibradores: 50-60 mm*) en la disposición de las armaduras superiores.
- Cuando las barras se coloquen en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deberán situarse verticalmente una sobre otra, de manera que el espacio entre columnas de barras resultantes permita el paso del vibrador.
- A efectos del corte de las barras en tracción, la longitud estricta de las armaduras longitudinales, obtenida mediante la gráfica de momentos, será incrementada en cada extremo en un canto útil "d" (para tener en cuenta su contribución a la resistencia al esfuerzo cortante) y en su correspondiente longitud de anclaje "l_b".
- En el cálculo del corte de las armaduras traccionadas A₁ deberá tenerse en cuenta si las mismas contribuyen también a la resistencia a M_u en zonas de cambio del signo de M_d como armaduras A₂ en la cara comprimida.

El armado transversal de las vigas:

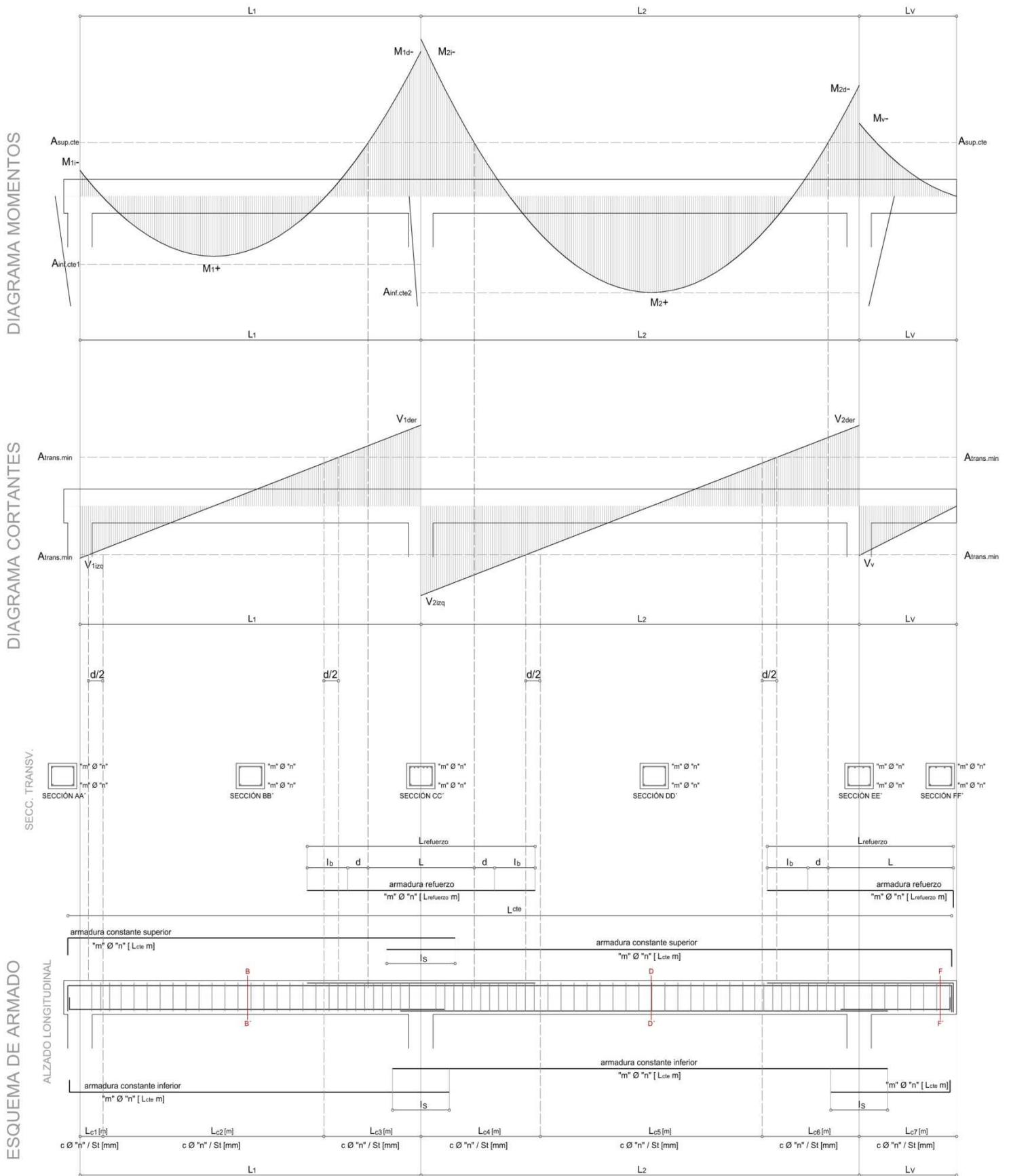
- Podrá llevarse a cabo con armado constante en tres tramos de la viga. El armado correspondiente al tramo central deberá ser superior al armado mínimo.
- Se prolongará la armadura en una longitud igual a medio canto de la viga, más allá de la sección en la que teóricamente deja de ser necesaria.
- Se recomienda una separación entre cercos ≥ 100 mm.
- Cuando se somete una viga a una carga colgada, aplicada a un nivel tal que quede fuera de la cabeza de compresión de la viga, se dispondrán las correspondientes armaduras transversales, armaduras de suspensión, convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente a aquella cabeza de compresión.

Se definirá el armado completo de las vigas (armado longitudinal y transversal) con el detalle necesario para que pueda ser construida por una tercera persona, indicando todos los datos relativos a la distancia entre ejes, dimensiones de las secciones de hormigón, longitudes y diámetro de las armaduras, separación y recubrimiento de las armaduras,...

Debe definirse gráficamente el armado completo (longitudinal y transversal) de cada viga mediante:

- Alzado longitudinal
- Secciones transversales en zonas de apoyo y centro del vano, en todos los vanos.

En la página siguiente, se muestra el esquema de armado de una viga a partir de los diagramas de momentos flectores y de esfuerzos cortantes

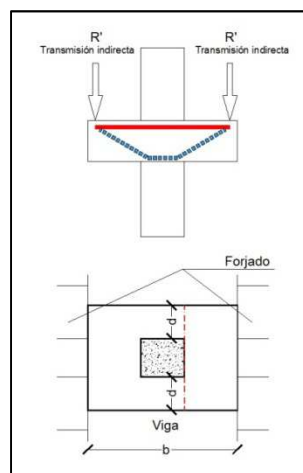
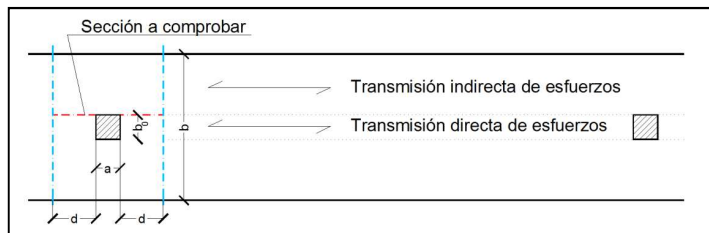


5.5 Unión viga plana/sopORTE

Cuando el ancho de la viga plana sea tal que la distancia desde la cara del soporte al borde de la viga sea superior a 1,5 veces el canto de la viga ($1.5 h$), habrá que comprobar la capacidad para transmitir a los soportes la totalidad de las cargas que reciben los forjados.

En estos casos, será preciso estudiar el modo de transmisión de esfuerzos al pilar. Se puede considerar la contribución de los cercos comprendidos a un canto útil (d) de las caras del pilar trabajando en voladizo, o colocar refuerzos.

En general, es recomendable no sobrepasar dicho ancho en las vigas.



PROYECTO DE SOPORTES

Este Documento contiene algunas indicaciones para el proyecto de los soportes de la estructura de un edificio cuyo dimensionado requiere definir las dimensiones de la sección de hormigón y su armado (armadura longitudinal y transversal, solapo entre las armaduras de dos tramos contiguos y el armado transversal en zona de solapo,...).

1. CONSIDERACIONES PREVIAS

- **Predimensionado:** previamente al análisis, se predimensionarán las secciones de los soportes y las vigas (*Documento I2: recomendaciones de $v = 1.0-1.1$ para M_d "pequeños"; $v = 0.6-0.7$ para M_d "grandes"*)
- **Recubrimiento de las armaduras** (*Documento BC2*): el recubrimiento mínimo de las armaduras se indica en EHE-08, art. 37.2.4 dependiendo de la clase de exposición definidas en EHE-08 art. 8.2. Puede tenerse en cuenta la contribución de los revestimientos, facilitándose en EHE-08, Anejo 9.2 criterios para el uso de morteros de revestimiento.
- **Protección contra el fuego** (*Documento BC2*): se respetarán los valores mínimos de las dimensiones de la sección del soporte y de los recubrimientos mecánicos de sus armaduras según EHE Anejo 6 y CTE DB Seguridad Incendios (*Anejo C*), teniendo en cuenta la Resistencia al fuego requerida en el proyecto.

2. EVALUACIÓN DE ACCIONES

Se tendrán en cuenta:

- Los valores de las acciones establecidos en CTE DB SE Acciones en la Edificación (*Documento AE1*)
- Los coeficientes de seguridad de las acciones (EHE-08 art.12; *Documento BC2*)
- Las combinaciones de acciones (EHE art.13; *Documento BC2*).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (*Documento BC3*)

Se modelizará la geometría de la estructura y sus condiciones de apoyo mediante:

- Modelos en dos dimensiones basado en el análisis de forjados analizados considerados como vigas continuas y de pórticos planos en las dos direcciones. A partir de las reacciones obtenidas en el análisis de los forjados se obtendrán las acciones gravitatorias transmitidas por éstos a las vigas.
- Modelos en tres dimensiones que permiten el análisis de toda la estructura.

La obtención de las solicitaciones podrá realizarse mediante análisis lineal o análisis lineal con redistribución limitada, de acuerdo a lo indicado en EHE-08 art. 21.

Al menos, se considerarán las siguientes combinaciones de acciones en el análisis:

- Hipótesis I: carga permanente + uso
- Hipótesis IIa: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en un sentido
- Hipótesis IIb: c. permanente + uso + viento en un sentido como acción variable determinante
- Hipótesis IIc: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en el otro sentido
- Hipótesis IId: c. permanente + uso + viento en el otro sentido como acción variable determinante

(Nota: en el análisis de la estructura en tres dimensiones, las hipótesis II se llevarán a cabo en cada una de las dos direcciones del edificio)

4. DIMENSIONADO

Una vez obtenidos las parejas de valores N_d , M_d , o los tríos de valores N_d , M_{xd} , M_{yd} para cada combinación de acciones, se procederá a calcular la armadura longitudinal teniendo en cuenta la excentricidad mínima y los efectos de 2º orden, si la esbeltez de los soportes $\lambda > \lambda_{inf}$ (Documento ELU4).

En relación con la traslacionalidad o intraslacionalidad de los edificios, la Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural para Edificación comenta que:

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

“Como norma general, los edificios de menos de 8 plantas, de altura menor al doble de su menor longitud, en los que la esbeltez de las vigas y forjados (luz/canto) no superen 20 y sean monolíticamente hormigonados, aunque no existan pantallas frente a viento o núcleos de hormigón, pero sí exista tabiquería y cerramiento de fábrica unidos a los elementos de la estructura, pueden considerarse intraslacionales a los efectos de comprobación de los efectos de segundo orden y eventual pandeo de los pilares”

De forma simplificada, el dimensionado de los soportes esbeltos puede llevarse a cabo de acuerdo a la estrategia siguiente, a partir de los resultados del análisis de primer orden:

a) Si el soporte está sometido a flexo-compresión recta (N_d , M_{xd}) deberá armarse para:

- N_d , [M_{xd} + momento de 2º orden en este plano]: flexo-compresión recta
- N_d , [M_{xd} + Momento de 2º orden en el plano perpendicular]: flexo-compresión esviada

Nota: En general, puede evitarse el 2º cálculo y armar sólo con el primero con armadura simétrica a cuatro caras.

b) Si el soporte está sometido a flexo-compresión esviada (N_d , M_{xd} , M_{yd}) debido principalmente a que pertenezca a dos pórticos perpendiculares:

- N_d , [M_{xd} + momento 2º orden en este plano], M_{yd}
- N_d , M_{xd} , [M_{yd} + momento 2º orden en este plano]

Nota: El esfuerzo normal N_d corresponderá a la suma de los valores provenientes de cada uno de los dos pórticos a los que pertenezca el soporte.

En general, no es necesario el dimensionado de soportes a esfuerzo cortante ya que al armadura transversal vendrá dimensionada para evitar el pandeo de la armadura comprimida (apartado 5.2). No obstante, en edificios esbeltos sometidos a la acción del viento será necesario verificar su dimensionado a esfuerzo cortante.

5. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS**5.1 Cuantías mínimas (EHE-08, art. 42)**

- Cuantía geométrica mínimas: $A_{total} \geq 0.004 b h$
- Cuantía mecánica mínima de la armadura traccionada:

Deberá disponerse una armadura suficiente para resistir una fuerza de tracción igual a la del bloque traccionado de la sección antes de producirse la fisuración:

$$A_{total} \geq 0.04 b h f_{cd}/f_{yd}$$

Si $A_{total} < 0.04 b h f_{cd}/f_{yd}$ deberá disponerse al menos una armadura $A_1 [1.5 - 12.5 A_1 f_{yd}/(b h f_{cd})]$

Nota: Para hormigones HA 25 y HA 30, y aceros B400S y B500S, la cuantía mecánica de armadura traccionada queda cubierta con los valores de cuantías geométricas indicados en la tabla de cuantías mínimas geométricas.

- Cuantía mecánica mínima de la armadura comprimida:
 - ✓ Flexión compuesta: la cuantía mecánica mínima de armadura de compresión debe ser superior al 5% del esfuerzo normal: $A_2 f_{yd} \geq 0.05 N_d$ (cuantía recomendada; comentarios EHE art. 42.3.2)
 - ✓ Compresión simple o compuesta: la cuantía mecánica mínima de armadura de compresión por cara debe ser superior al 5% del esfuerzo normal: $A_1 f_{yd} \geq 0.05 N_d$; $A_2 f_{yd} \geq 0.05 N_d$

Cuantías mecánicas máximas:

$$A_1 f_{yd} \leq 0.5 f_{cd} b h$$

$$A_2 f_{yd} \leq 0.5 f_{cd} b h$$

En los casos de armadura simétrica, las expresiones anteriores expresadas en términos adimensionales son:

$$\omega \geq 0.1 v$$

$$\omega \leq 1.0$$

5.2 Detalles de armado

Cada tramo de un soporte comprendido entre dos plantas se dimensionará con armadura constante, considerando los esfuerzos en dicho tramo y en el arranque del tramo superior.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

En soportes rectangulares, se optará por una de las siguientes tipologías de armado:

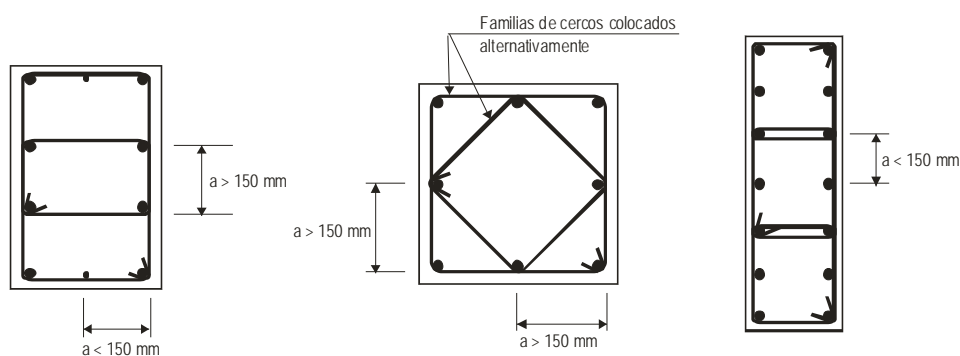
- armadura simétrica: a dos caras ó a cuatro caras
- armadura asimétrica

A falta de estudios más precisos, en general, un tramo de soporte debe tener un número de armaduras igual o inferior al del tramo inferior, con diámetros iguales o inferiores a los de dicho tramo inferior. Las armaduras de ambos tramos deberán solaparse adecuadamente, densificando los cercos en la longitud de solapo [EHE (art.66.6.2) y Documento DA1].

La armadura longitudinal, resistente o de piel, habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas s sea: $s \leq 300$ mm y $s \leq$ tres veces el espesor de la sección del elemento en que vayan situadas. Los soportes ejecutados en obra deberán tener una dimensión mínima ≥ 250 mm. La armadura principal ($\phi \geq 12$ mm) estará formada por ≥ 4 barras en el caso de secciones rectangulares y por ≥ 6 barras en el caso de secciones circulares.

Para tener en cuenta las armaduras comprimidas en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos cuya separación s_t sea $s_t \leq 15 \phi_{\min}$ y con un diámetro $\phi_t \geq \phi_{\max} / 4$. [En cualquier caso, $s_t \leq 300$ mm y $s_t \leq$ dimensión menor de la sección].

Para que los cercos arriostren eficazmente la armadura longitudinal es preciso que sujeten realmente las barras longitudinales en compresión, evitando su pandeo. Así, por ejemplo, si en un soporte la armadura longitudinal se disponen no sólo en las esquinas sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales queden realmente sujetas, convendrá adoptar disposiciones del tipo de las indicadas en las figuras, sujetando, al menos, una de cada dos barras consecutivas de la misma cara y todas aquellas que se dispongan a una distancia $a > 150$ mm.



5.3. Recomendaciones de armado

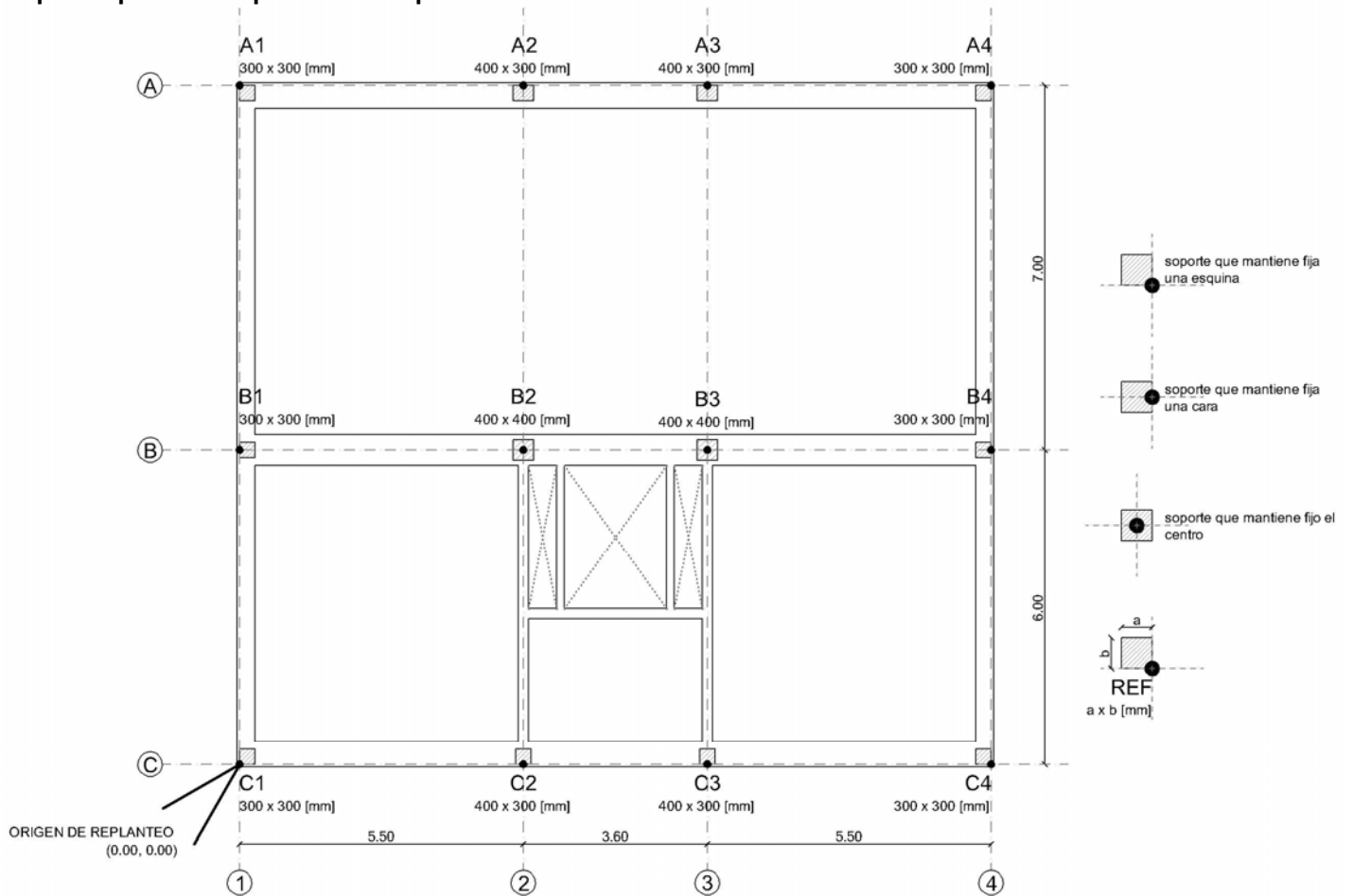
Los planos de soportes deberán incluir la información siguiente:

- **Planta de replanteo** que indique la ubicación de los soportes con: numeración, orientación del soporte (solo necesaria si es rectangular), referencia para el replanteo (eje, cara o esquina) y distancia entre puntos de replanteo.
- **Cuadro de soportes** (en columnas se indicará el número del soporte, o los números de los soportes iguales; en filas se indicará cada planta del edificio). En cada recuadro de la tabla se indicará: a) dimensiones de la sección de hormigón; b) armado longitudinal; c) armado transversal; d) tipo de sección (A, B, C;...).
- **Secciones transversales tipo** (A, B, C,...): cada tipo corresponde a una forma de la sección de hormigón y de distribución sus armaduras. Seguidamente, se facilitan algunos ejemplos:
 - Sección circular con 6 ϕ
 - Sección rectangular con 4 ϕ (una armadura en cada esquina)
 - Sección rectangular con 8 ϕ (cuatro armaduras en dos caras paralelas)
 - Sección rectangular con 8 ϕ (cuatro armaduras en esquinas y cuatro en centro de caras)
- **Cuadro con longitudes de solapo** entre armaduras para los distintos diámetros y armado transversal en zonas de solapo (ver EHE-08, art.69.5.2.2 y Documento DA1).

Las figuras siguientes representan ejemplos de:

- Plano de replanteo de soportes
- Cuadro de soportes
- Esquema vertical de armado de soportes

Ejemplo de plano de replanteo de soportes

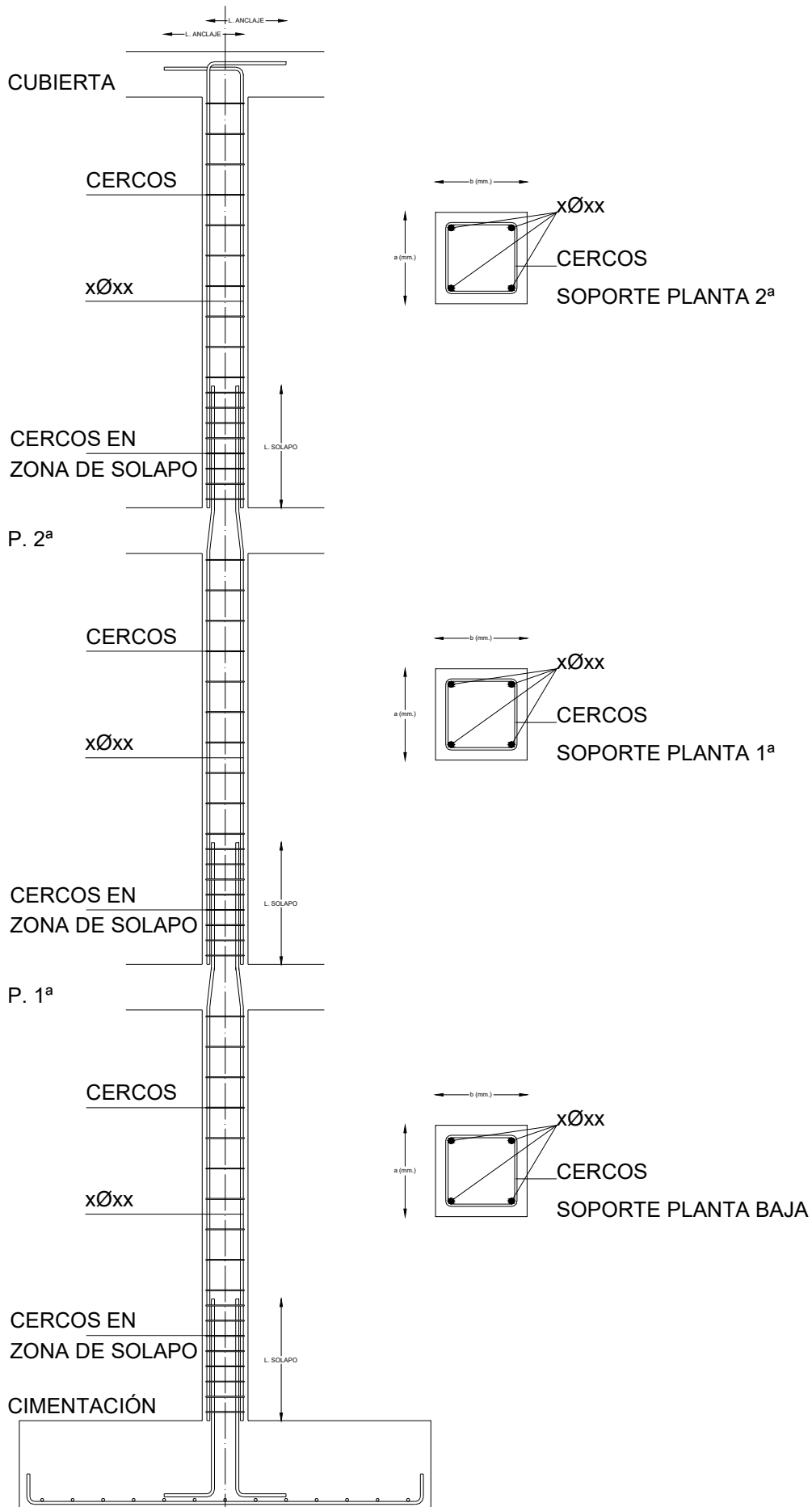


Ejemplo de cuadro de soportes

SOPORTES	A1-A4	A2-A3	B1-B4	B2-B3	C1-C4	C2-C3
Casetón	300x300 mm 4φ14 cφ6/200 Sección A					
Planta 4ª	300x300mm 4φ14 cφ6/200 Sección A					
Planta 3ª	300x300mm 4φ14 cφ6/200 Sección A					
Planta 2ª	300x350mm 4φ16 cφ6/240 Sección A					
Planta 1ª	300x400mm 6φ16 2cφ6/240 Sección B					
Planta Baja	350x400mm 6φ20 2cφ6/300 Sección B					
Planta sótano	400x400mm 8φ20 2φ6/300 Sección C					



Ejemplo de esquema vertical de armado de un soporte



PROYECTO DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES

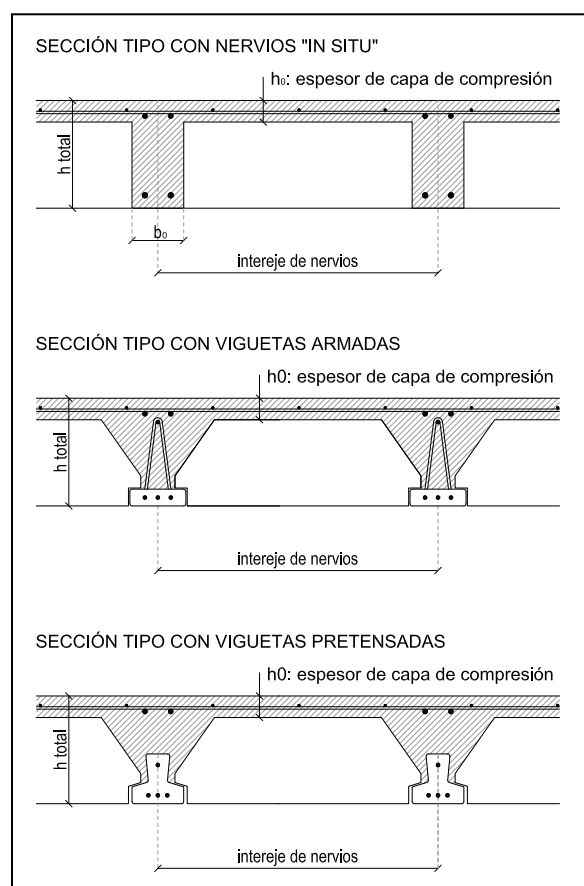
Este Documento contiene algunas indicaciones para el proyecto de los forjados unidireccionales de la estructura de un edificio cuyo dimensionado requiere definir el tipo de forjado, las dimensiones de la sección de hormigón (canto, ancho y separación de nervios, capa de compresión) y su armado longitudinal y transversal.

El Anejo a este documento contiene información específica de forjados con viguetas prefabricadas. Ha sido preparado en colaboración con los arquitectos Pablo Anaya y Miguel Allona. Asimismo, se ha incluido información proveniente de la presentación realizada por el profesor Luis Vega en el Máster de estructuras de edificación de ETSAM.

(Nota: este documento no contiene indicaciones acerca del proyecto de forjados con losas alveolares)

1. CONSIDERACIONES PREVIAS:

- **Forjados hormigonados in situ:** aquellos cuyos nervios son armados y hormigonados totalmente en obra.
- **Forjados prefabricados de hormigón armado:** aquellos que utilizan viguetas prefabricadas con armaduras pasivas. Es necesario el montaje en obra del armado superior de continuidad.
- **Forjados prefabricados de hormigón pretensado:** aquellos que utilizan elementos prefabricados con armaduras pretensadas: viguetas pretensadas o losas alveolares pretensadas (ver Anejo a este Documento). Es necesario el montaje en obra del armado superior de continuidad.
- **Canto del forjado:** en general, se decidirá de manera que no sea necesaria la comprobación de flecha. Para ello, deberá cumplir las condiciones de esbeltez indicadas en EHE Art. 50, para elementos débilmente armados o para forjados con viguetas (Documento ELS1). En general, el espesor de la capa de compresión deberá ser $h_0 \geq 50$ mm.
- **Nervios:** en nervios hormigonados in situ, inicialmente, se adoptará un ancho $b_0 \geq 120$ mm que será revisado a la vista de la comprobación de Resistencia al fuego y del E.L.U. esfuerzo cortante. La separación (intereje) entre nervios, habitualmente, estará comprendido entre 600 y 800 mm.
- **Recubrimiento de las armaduras (Documento BC2):** el recubrimiento mínimo de las armaduras se indica en EHE-08, Art. 37 dependiendo de la clase de exposición definidas en EHE-08 Art. 8. Puede tenerse en cuenta la contribución de los revestimientos, facilitándose en EHE-08 (Anejo 9) criterios para el uso de morteros de revestimiento.
- **Protección contra el fuego (Documento BC2):** se respetarán los valores mínimos de las dimensiones de la sección de la viga y de los recubrimientos mecánicos de sus armaduras según EHE Anejo 6 y CTE DB Seguridad Incendios (Anejo C), teniendo en cuenta la Resistencia al fuego requerida en el proyecto. Deberá tomarse en consideración si los aligeramientos son permanentes o el forjado se construye con moldes recuperables, con el fin de evaluar la exposición del nervio a la acción del fuego desde el nivel inferior. Para R-90 o superior, la armadura superior en forjados continuos se debe prolongar hasta el 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior al 25% de la requerida sobre apoyos.
- **Protección frente al ruido:** el predimensionado de los forjados deberá tomar en consideración su contribución al aislamiento al ruido aéreo y al ruido a impacto (CTE DB "Protección frente al ruido")



2. EVALUACIÓN DE ACCIONES

Se tendrán en cuenta:

- Los valores de las acciones establecidos en CTE DB SE Acciones en la Edificación (*Documento AE1*)
- Los coeficientes de seguridad de las acciones (EHE-08 art.12; *Documento BC2* y Anejo, apartado1)
- Las combinaciones de acciones (EHE art.13; *Documento BC2*).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para los distintos tipos de nervios, se procederá a la obtención de las solicitaciones mediante (*ver EHE, Art. 21 y Anejo 12; Documento BC3*):

- Análisis lineal para E.L.S.
- Análisis lineal, lineal con redistribución limitada o plástico para E.L.U.

Se considerará la hipótesis de viga continua con inercia constante apoyada en las vigas sobre las que descansa.

En el caso de los forjados con elementos prefabricados, habrá que prestar atención a las distintas fases constructivas según el forjado se construya con encofrados o con o sin sopandas (*ver Anejo, apartado 6*). Las acciones deberán tenerse en cuenta, según el caso, actuando sobre el esquema de vigas articuladas o de viga continua, y sobre la sección del elemento prefabricado (como el peso propio del prefabricado) o sobre la sección compuesta con la configuración final del forjado.

Si existen cargas lineales paralelas a los nervios (cerramientos pesados), el reparto de los momentos flectores en los nervios próximos a dichas cargas podrá llevarse a cabo de acuerdo con *EHE-08 Anejo 12 (Documento BC3)*. En estas zonas, puede también disponerse un doble nervio o una viga para resistir las solicitaciones de estas cargas lineales.

4. DIMENSIONADO

a) E.L.U. de agotamiento resistente

A partir de los momentos flectores M_d obtenidos se procederá al armado de los nervios del forjado (*Documento ELU1*), considerando:

- las secciones en T para los momentos positivos M_d^+ en el vano y para los momentos negativos M_d^- a la salida del macizado de las vigas, a partir del valor M_d en la gráfica decalada una distancia igual a "d".
- las secciones rectangulares para los momentos negativos M_d^- sobre las vigas (*Nota: debido a que hay que desplazar la gráfica de M_d un valor igual a una canto útil "d", en muchos casos el dimensionado de la armadura superior sobre estas vigas habrá que llevarlo a cabo con $(M_d)_{max}$ y la sección aligerada del nervio*).

Los forjados pueden proyectarse sin armadura transversal si el esfuerzo cortante de agotamiento de sus nervios es mayor o igual al esfuerzo cortante de cálculo. Se comprobará en la zona aligerada que $V_{u2} \geq V_d$, siendo V_{u2} el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma (*ver EHE art. 44 y Documento ELU2*). Dicha comprobación se hará en una sección situada a una distancia igual a "d" de la cara de la viga de canto (*en el caso de apoyo en viga plana, se sugiere llevar a cabo esta comprobación en el nervio del forjado a la salida de la viga*). En caso de no cumplir, se puede:

- Armar los nervios a esfuerzo cortante
- Aumentar la longitud de macizado, eliminando piezas de entrevigado adyacentes a las vigas (*desaconsejable, salvo en casos de pequeñas longitudes del macizado*)
- Modificar el forjado elegido (nervios de ancho mayor o doble vigueta en forjados prefabricados, canto mayor...)

En el caso de los forjados de prefabricados, a partir de los valores de cálculo de las solicitaciones (M_d , V_d), se dimensionará el forjado (tipo de vigueta, armado superior de continuidad, ...) tomando en consideración los valores contenidos en la información del fabricante del tipo de forjado elegido acerca de los momentos flectores resistidos M_u (momento positivo M_u^+ que determina la elección de la vigueta y momento negativo M_u^- que determina el armado superior de continuidad del nervio) y de los esfuerzos cortantes resistidos V_u (cortante que corresponde o al agotamiento por tracción en el alma o al agotamiento por rasante entre el prefabricado y el hormigón "in situ").

b) E.L.S. Fisuración

En general y salvo en condiciones de agresividad ambiental extremas, este ELS se cumple en los forjados de HA mediante un adecuado tamaño y distribución de las armaduras definidas en los cálculos en ELU de flexión y cortante. No obstante, la comprobación de la máxima apertura de fisura w_k se puede llevar a cabo según lo establecido en EHE-08, art. 49 (ver Documento ELS3).

Para la verificación de este ELS en forjados de HP, las tensiones se obtendrán como suma de las originadas en cada fase de construcción, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las condiciones de sustentación y las secciones resistentes de cada fase (*EHE Art. 49*). A partir de los momentos positivos máximos por metro de ancho de forjado M_k (obtenidos con el valor característico de las acciones), se dimensionará el forjado mediante la información del fabricante (canto, separación entre nervios, tipo de prefabricado), comparando los momentos obtenidos con los momentos resistidos en el Estado Límite de Fisuración según la clase de exposición (*ver Anejo a este Documento*).

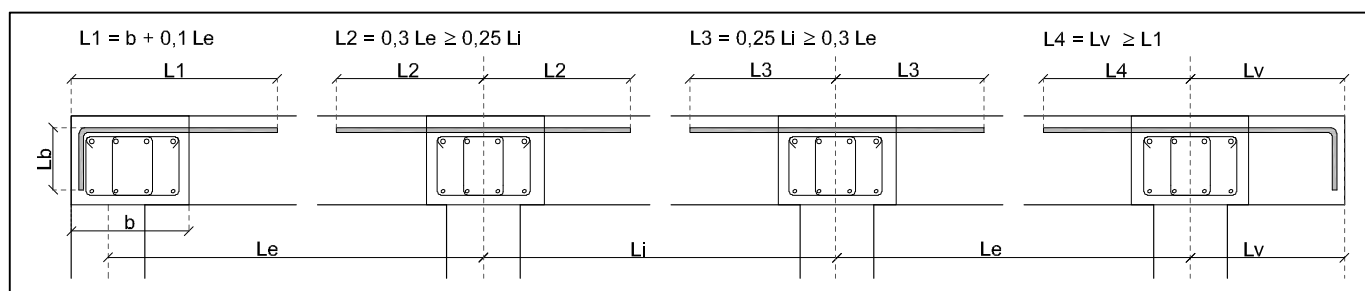
c) E.L.S. Deformación

No será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil (L/d) del elemento estudiado sea igual o inferior a los valores indicados en EHE Art. 50. La Instrucción EHE-08 y el CTE establecen unos valores máximos admisibles de flechas, para satisfacer las condiciones de servicio necesarias (*ver EHE-08. Art.50, CTE DB SE 4.3.3, Documento ELS1*).

5. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS**5.1 Trazado de armaduras longitudinales**

El trazado de las armaduras longitudinales se llevará a cabo de acuerdo a las gráficas de momentos flectores de cálculo M_d del análisis realizado.

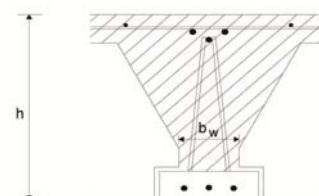
Nota: un método simplificado aproximado del trazado de armaduras superiores, cuando la sobrecarga de uso no sea mayor que un tercio de la carga total ni sobrepase 3 KN/m^2 , se representa en la figura siguiente que pertenece a la antigua Instrucción de forjados EFHE. En todo caso, deberá considerarse la necesidad de disponer armadura superior corrida en vanos cortos con los vanos adyacentes de mayor longitud

**5.2 Cuantías mínimas (EHE-08, Tabla 42.3.5)**

Para el armado de los nervios, se establecen unas cuantías geométricas mínimas:

$$A_1 \geq 0.004 b_w h \text{ para acero B400}$$

$$A_1 \geq 0.003 b_w h, \text{ para acero B500}$$



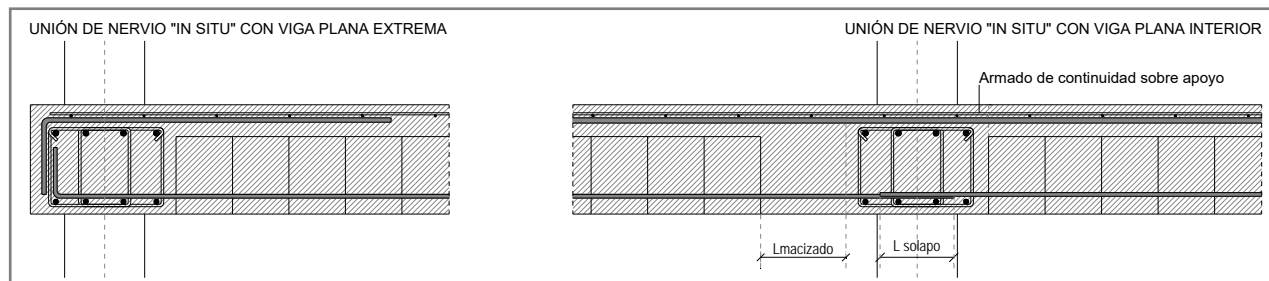
Deberá situarse una armadura de reparto en la capa de compresión (losa superior hormigonada "in situ") con las siguientes cuantías geométricas mínimas referidas al espesor de la capa:

Armadura de reparto	B400	B500
Perpendicular a los nervios	1.4‰	1.1‰
Paralela a los nervios	0.7‰	0.6‰

Dicho mallazo tendrá separaciones inferiores a 350mm y $\varnothing \geq 4\text{mm}$ (5mm si se considera a efectos de comprobación de E.L.U. (ver EHE-08 Art. 59).

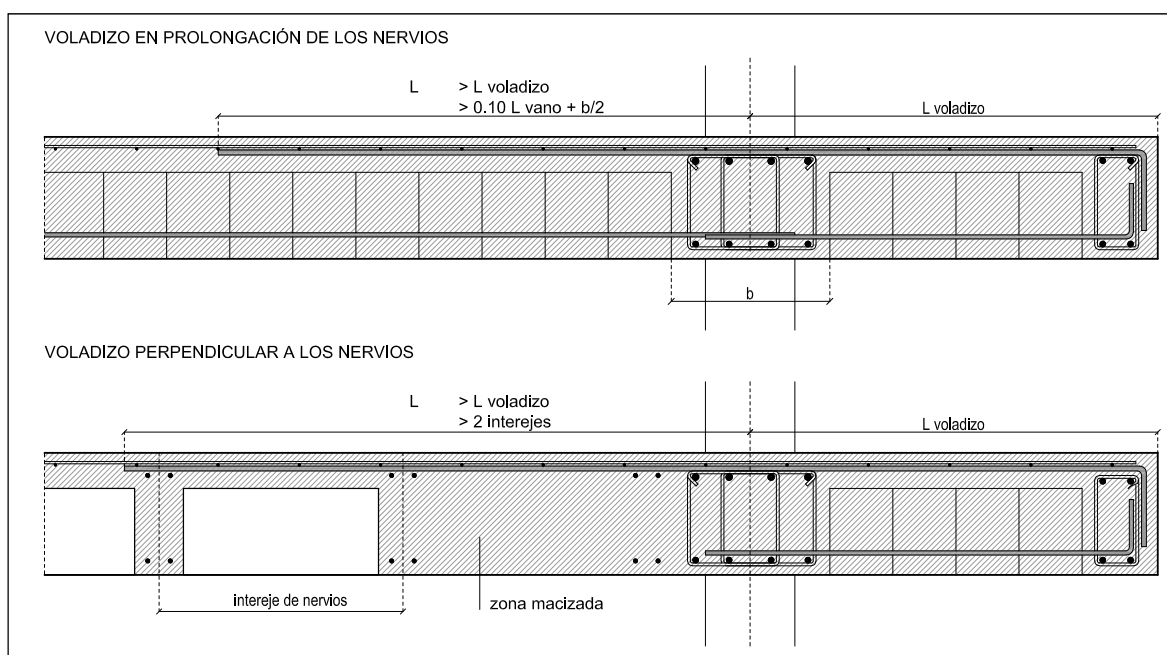
5.3 Otros detalles

- Unión entre nervios del forjado hormigonado "in situ" y vigas (EHE-08, art. 59 y Anejo 12; Anejo a este Documento)



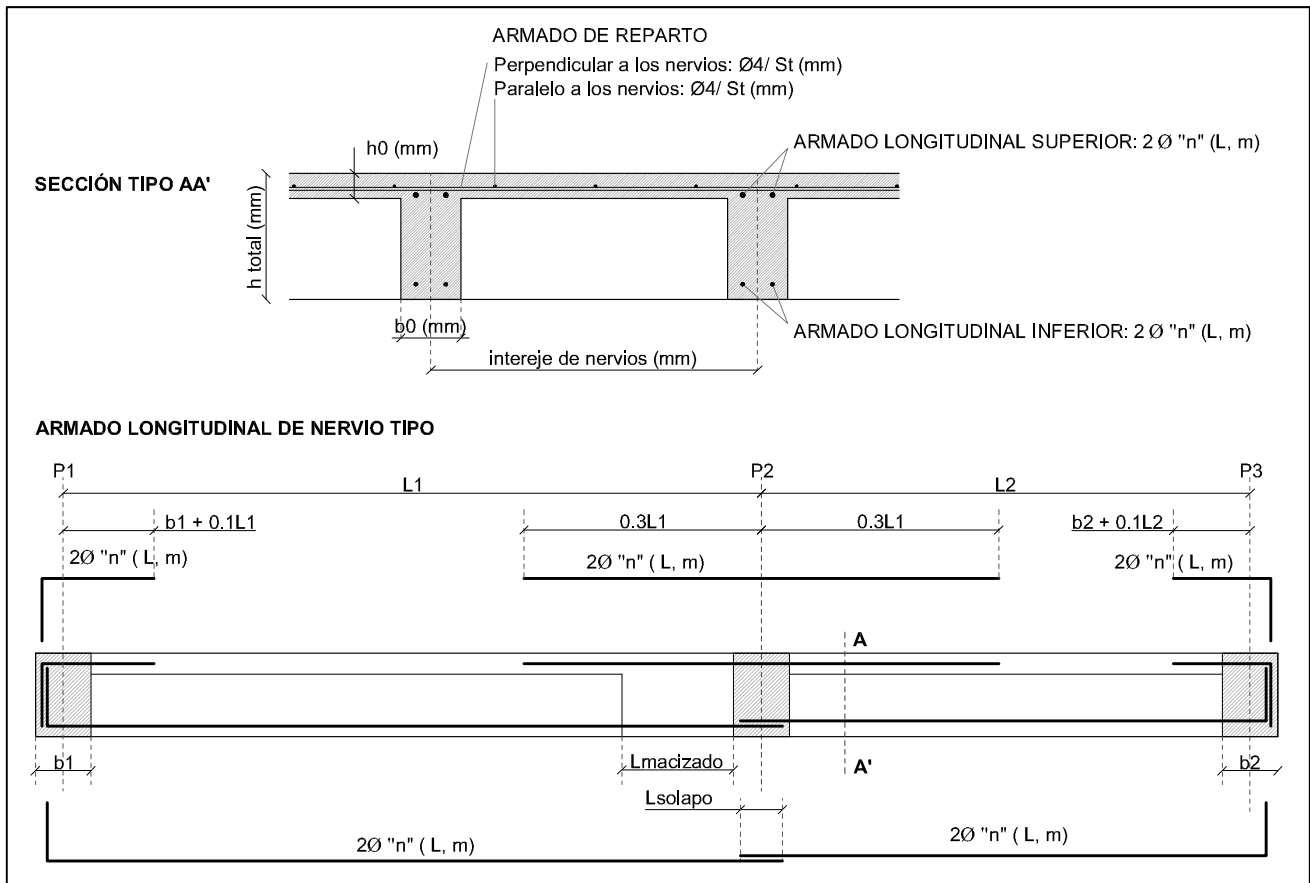
- Voladizos (EHE-08 Anejo 12):

- Se representan un voladizo en dos direcciones: en prolongación a los nervios del vano contiguo y perpendicular a los mismos
- En el caso de un voladizo en dirección perpendicular a los nervios del vano contiguo, la armadura superior deberá anclarse adecuadamente y situarse una zona macizada junto al apoyo.



La figura siguiente muestra un esquema del armado de un forjado hormigonado "in situ" utilizando el método simplificado de trazado de longitudes de armaduras superiores.

Se representa un macizado de longitud L_{macizado} que pudiera corresponder al necesario para resistir el esfuerzo cortante en nervios sin armado a cortante. Sin embargo, en general, será mejor optar en estos casos por armar el nervio con armadura para resistir el esfuerzo cortante.



Nota: En general, será mejor optar por armar los nervios del forjado con armadura para resistir el esfuerzo cortante que proceder al macizado indicado en la figura.

ANEJO

FORJADOS UNIDIRECCIONALES CON ELEMENTOS PREFABRICADOS HP

Se resumen los principales contenidos de la Instrucción EHE-08 con relación a los forjados unidireccionales con viguetas prefabricadas de hormigón armado o pretensado. (EHE-08 Art. 59.2 y Anejo 12).

La documentación técnica facilitada por el fabricante contiene en cada caso las características geométricas y mecánicas de los forjados con los distintos tipos de prefabricados.

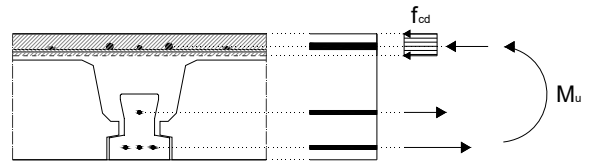
1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD DEL HORMIGÓN PREFABRICADO

Se podrá tomar en consideración la reducción del coeficiente γ_c de minoración de la resistencia del hormigón en los elementos prefabricados (Documento BC2, apartado 3.2 y EHE-08, art.15.3.2)

2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO A MOMENTO FLECTOR

• Momento flector positivo último M_u

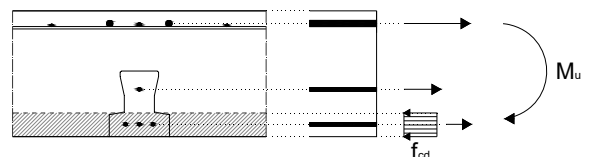
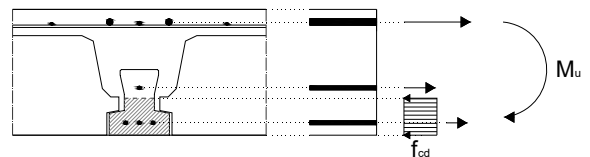
Valor que incluye la documentación técnica del fabricante que se obtiene a partir de las tracciones en las armaduras pretensadas de la vigueta y de las compresiones en el hormigón "in situ"



• Momento flector negativo último M_u

Valor que incluye la documentación técnica del fabricante que se obtiene a partir de las tracciones en las armaduras corrugadas, de acero B400 ó B500, dispuestas en la cara superior del forjado sobre apoyos, de las tracciones en las armaduras pretensadas de las viguetas y de las compresiones en:

- El hormigón de la zona inferior de la vigueta, en las zonas aligeradas del forjado
- El hormigón en la zonas macizadas, suma del área comprimida de la vigueta y del área comprimida del hormigón "in situ"



3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE V_{u2}

En los forjados compuestos por viguetas pretensadas y hormigón "in situ", es necesario realizar una doble comprobación a esfuerzo cortante:

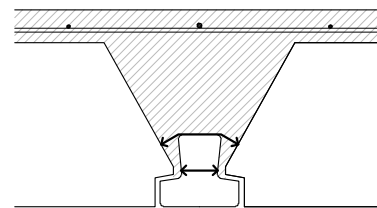
- Fallo por el hormigón "in situ"
- Fallo por la vigueta

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma V_{u2} , indicado en la información del fabricante, flexión positiva o negativa en cada caso, corresponde al menor de los obtenidos considerando:

- Sección compuesta con ancho mínimo del nervio en la zona del hormigón vertido en obra por encima de la vigueta y la resistencia a compresión del hormigón vertido in situ.
- Sección compuesta del forjado con ancho mínimo del nervio pretensado y la resistencia a compresión del hormigón de la vigueta pretensada.

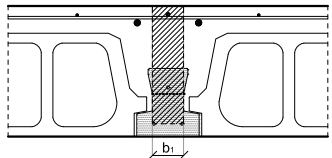
pero no menor que el cortante resistido V_{u2} por la sección de la vigueta pretensada aislada para flexión positiva



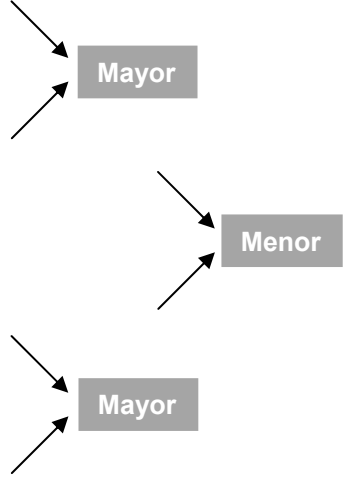
La tabla siguiente resume las comprobaciones a llevar a cabo en un forjado con vigueta de HP. El valor del esfuerzo cortante último V_{u2} que se obtiene de acuerdo con EHE-08, art.44, y el Documento EE2.

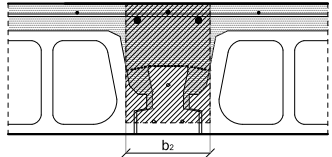
Comprobación del esfuerzo cortante (V_{u2})		Ancho mínimo (b_0)	Armado longitudinal traccionado (A_t)	Comentarios
Flexión positiva	Hormigón "in situ"	b_{\min} del alma con hormigón in situ, por encima de la vigueta	Armado inferior de la vigueta	<ul style="list-style-type: none"> • V_{u2} con la sección compuesta del forjado, con sección fisurada (Documento ELU2, apartado 4.1.2) • No contar con la compresión s'_{cd} del pretensado
	Vigueta HP	b_{\min} de la vigueta	Armado inferior de la vigueta	<ul style="list-style-type: none"> • V_{u2} con la sección compuesta del forjado, con sección fisurada (Documento ELU2, apartado 4.1.2) • Tensión de compresión s'_{cd} debida al pretensado, cuyo valor dependerá de la longitud de entrega de la vigueta en el macizado • El valor V_{u2} obtenido no será inferior al de la sección de la vigueta aislada con sección no fisurada (Documento ELU2, apartado 4.1.1)
Flexión negativa	Hormigón "in situ"	b_{\min} del alma con hormigón in situ, por encima de la vigueta	Armado superior de continuidad sobre apoyos	<ul style="list-style-type: none"> • V_{u2} con la sección compuesta del forjado, con sección fisurada (Documento ELU2, apartado 4.1.2) • No contar con la compresión s'_{cd} del pretensado
	Vigueta HP	b_{\min} de la vigueta	Armado superior de continuidad sobre apoyos	<ul style="list-style-type: none"> • V_{u2} con la sección compuesta del forjado, con sección fisurada (Documento ELU2, apartado 4.1.2) • Tensión de compresión s'_{cd} debida al pretensado, cuyo valor dependerá de la longitud de entrega de la vigueta en el macizado. • <i>Comentario: No se debiera contar con el efecto favorable de s'_{cd} si la fibra neutra entra en la sección de la vigueta y parte de la vigueta está traccionada</i>

La figura siguiente resume la comprobación anterior, para el caso de flexión positiva, siendo b_1 el ancho mínimo de la vigueta pretensada y b_2 el ancho mínimo del nervio en la zona del hormigón "in situ"




$$b_1 \left\{ \begin{array}{l} (1) V_{u2,b_1} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \xi \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck_{vig}} \right)^{1/3} + 0,15 \cdot \alpha \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_1 \cdot d \\ (2) V_{u2,b_1_min} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} \cdot f_{ck_{vig}}^{1/2} + 0,15 \cdot \alpha \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_1 \cdot d \end{array} \right.$$





$$b_2 \left\{ \begin{array}{l} (1) V_{u2,b_2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \xi \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck_f} \right)^{1/3} \right] \cdot b_2 \cdot d \\ (2) V_{u2,b_2_min} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} \cdot f_{ck_f}^{1/2} \right] \cdot b_2 \cdot d \end{array} \right.$$



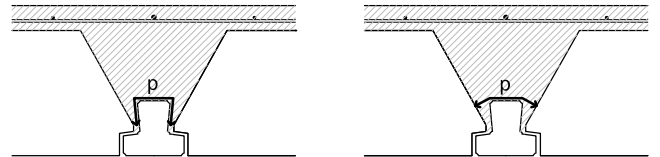
En el apoyo de la vigueta en la viga plana, se sugiere hacer la comprobación del esfuerzo cortante a la cara del macizado y no a una distancia “d” de dicha cara.

4. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE (EHE-08, Art.47)

Es necesario comprobar en la unión entre el elemento prefabricado y el hormigón “in situ” que la tensión rasante de cálculo no supere la tensión rasante de agotamiento de la sección: $\tau_{rd} \leq \tau_{ru}$.

La tensión rasante τ_{rd} que solicita la junta será:

$$\tau_{rd} = \frac{V_d}{p \cdot z} \approx \frac{V_d}{p \cdot 0,8h}$$



siendo:

- V_d , el esfuerzo cortante sollicitación por nervio
- p, el perímetro de contacto entre hormigón “in situ” y vigueta (ver figura)
- h, el canto del forjado

La tensión rasante de agotamiento de la sección, en secciones sin armadura transversal, es:

$$\tau_{ru} = \beta \left(1,3 - 0,3 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \geq 0,7 \beta f_{ctd}$$

siendo:

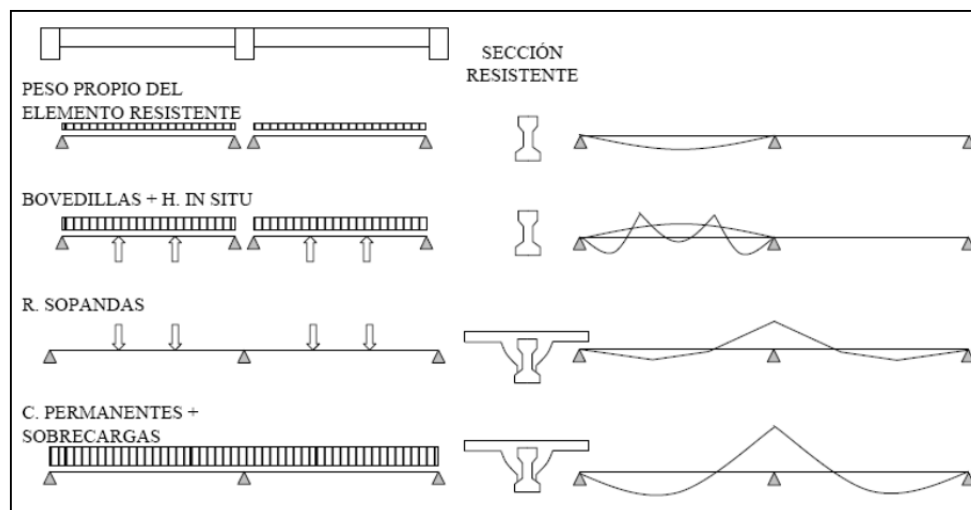
- f_{ck} , resistencia característica a compresión del hormigón de menor resistencia
- f_{ctd} la resistencia de cálculo a tracción del hormigón de menor resistencia, de valor igual a
$$\frac{0,21 f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$
- β , factor de valor:
 - $\beta = 0,80$ en superficies de contacto rugosas de secciones compuestas con configuración en cola de milano
 - $\beta = 0,40$ en superficies intencionadamente rugosas
 - $\beta = 0,20$ para superficies no intencionadamente rugosas, con rugosidad baja

En la información del fabricante, se indica el esfuerzo cortante de rotura V_u por agotamiento a rasante de la unión entre los hormigones.

5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN (EHE Art. 49)

5.1 Introducción

Las tensiones se obtendrán como suma de las originadas en cada fase de construcción, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las condiciones de sustentación y las secciones resistentes de cada fase, y se evaluarán a partir de las secciones: simple, compuesta no fisurada y fisurada, correspondientes a cada situación (ver figura adjunta). La evaluación podrá realizarse considerando un comportamiento elástico del hormigón y de las armaduras, despreciando las zonas de hormigón en las que aparezcan tracciones acumuladas mayores que f_{ctk} .



Puede también utilizarse el procedimiento indicado al final del apartado 5.3 para obtener un momento flector de servicio debido a todas las cargas y verificar la comprobación con este momento flector actuando sobre la sección completa del forjado, representando algo equivalente al proceso evolutivo de la construcción del forjado y de la entrada de las cargas.

5.2 Valores límite

Se limitan las aberturas máximas de fisuras a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanquidad y apariencia. En viguetas de HP:

- **Fisuración por compresión:** $s_c \leq 0.6 f_{ck}$, bajo la combinación característica de las acciones. En los forjados de viguetas, esta limitación no suele ser condicionante en la cara inferior de las zonas de momento negativo si se adoptan las relaciones luz/canto indicadas en esta Instrucción EHE.
- **Fisuración por tracción:** $w_k \leq w_{m\acute{a}x}$ (EHE-08; art.5; Documento BC2)

Clase exposición	Acciones frecuentes	Acciones cuasipermanentes	Momento resistidos (ELS)
I	0.2 mm		$M_{0,2}$
II	0.2 mm	$\sigma_{ct} = 0$ (a la altura de las armaduras activas)	$M_{0,2}$ y M'_0
III	$\sigma_{ct} = 0$ (a la altura de la fibra extrema)		M_0

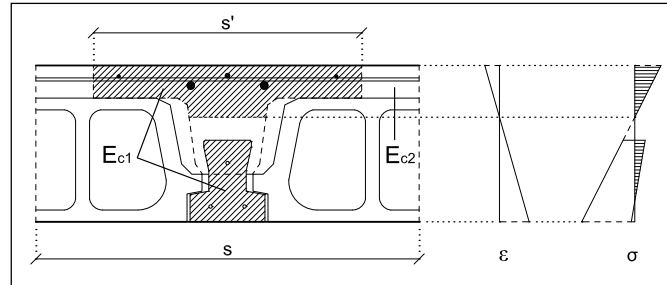
La última columna de la tabla anterior indica los momentos resistidos en E.L.S. de Fisuración que figuran en la documentación técnica del fabricante, que se obtienen a partir del cálculo de las tensiones, en la vigueta y en la sección homogeneizada del forjado, que se hacen iguales a los valores límites establecidos según la clase de exposición:

- ✓ M_0 es el momento de descompresión en la fibra inferior
- ✓ M'_0 es el momento de descompresión al nivel de las armaduras activas
- ✓ $M_{0,2}$ es el momento correspondiente a la abertura de fisura $w_k = 0.2$ mm

5.3 Verificaciones en E.L.S. de Fisuración

Sección homogeneizada del forjado

Las características de la sección homogeneizada del forjado en ELS se obtienen reduciendo la sección con dos tipos de hormigones a una sección con el hormigón de la vigueta prefabricada:



Dado que:

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_{c1}}{E_{c1}} = \frac{\sigma_{c2}}{E_{c2}}$$

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c1} \frac{E_{c2}}{E_{c1}}$$

siendo E_{c1} y E_{c2} el módulo de deformación longitudinal de los hormigones de la vigueta y del hormigonado in situ, respectivamente, la sección homogeneizada se obtiene mediante:

- La sección del hormigón de la vigueta
- La sección comprimida del hormigón "in situ" convertida al hormigón de la vigueta, reduciendo el ancho de la sección multiplicándolo por la relación entre módulos de deformación longitudinal E_{c2}/E_{c1} . Así, el ancho máximo s' será determinado por:

$$s' = s \frac{E_{c2}}{E_{c1}}$$

Comprobación en secciones sometidas a momento positivo

Para la obtención de las tensiones, se superpondrán las debidas al pretensado en la sección de la vigueta aislada con las de la sección homogeneizada del forjado sometida al momento de servicio M_{ser} :

$$\left[\frac{P_f}{A_v} + \frac{P_f e}{W_{v,inf}} \right] \gamma_p - \frac{M_v}{W_{v,inf}} - \frac{M_{ser} - M_v}{W_{f,inf}} = -\sigma_{ct}$$

siendo:

P_f , valor final de la fuerza de pretensado

e , excentricidad del pretensado

A_v , área de la vigueta

$W_{v,inf}$, módulo resistente inferior de la vigueta

$W_{f,inf}$, módulo resistente inferior de la sección homogeneizada del forjado

σ_{ct} , tensión de tracción en la fibra inferior del forjado

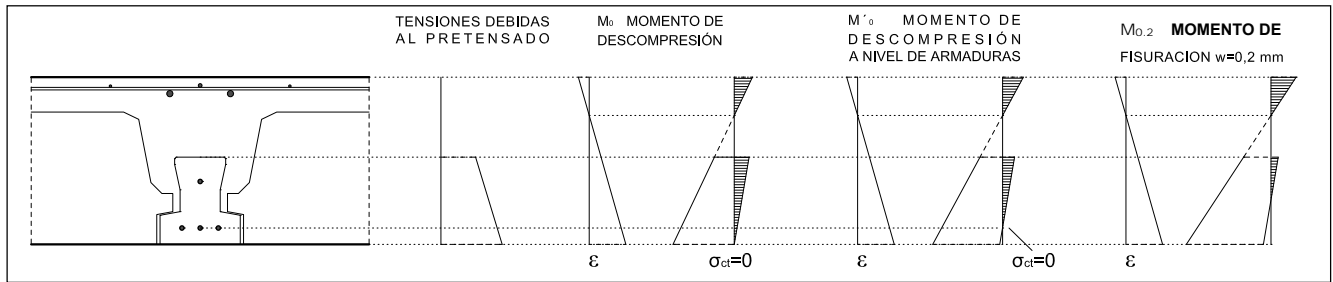
M_{ser} , momento de servicio

M_v , momento debido a las cargas que actúan sobre la vigueta (*Nota: si la vigueta apoya en encofrado continuo durante la construcción del forjado e, incluso, si apoya en 2 o mas sopandas, el momento M_v es aproximadamente el debido al peso de la vigueta actuando como elemento isostático*)

Obtención los de los momentos flectores M_0 , M_0' y $M_{0,2}$:

- Momento M_0 de descompresión: corresponde al momento M_{ser} que se obtiene con $\sigma_{ct} = 0$

$$\left[\frac{P_f}{A_v} + \frac{P_f e}{W_{v,inf}} \right] \gamma_p - \frac{M_v}{W_{v,inf}} - \frac{M_0 - M_v}{W_{f,inf}} = 0$$



- Momento de descompresión M'_0 al nivel de las armaduras activas: corresponde al momento M_{ser} que se obtiene a partir de la expresión siguiente:

$$\left[\frac{P_f}{A_v} + \frac{P_f e x_1}{I_v} \right] \gamma_p - \frac{M_v x_1}{I_v} - \frac{(M'_0 - M_v) x_2}{I_f} = 0$$

M_v , momento debido a las cargas que actúan sobre la vigueta (*Nota: si la vigueta apoya en encofrado continuo durante la construcción del forjado e, incluso, si apoya en 2 o mas sopandas, el momento M_v es aproximadamente el debido al peso de la vigueta actuando como elemento isostático*)

P_f , valor final de la fuerza de pretensado

e , excentricidad del pretensado

A_v , área de la vigueta

I_v , momento de inercia de la vigueta

x_1 , distancia de la armadura inferior pretensada al centro de gravedad de la vigueta

I_f , momento de inercia de la sección homogeneizada del forjado

x_2 , distancia de la armadura inferior pretensada al centro de gravedad de la sección homogeneizada del forjado

- Momento $M_{0.2}$ correspondiente a $w_k = 0.2$ mm: su obtención puede llevarse a cabo de acuerdo a EHE-08 (art. 49.2.4, comentarios), obteniendo de forma simplificada el incremento de tensión $\Delta\sigma_p$ en la armadura activa bajo las cargas exteriores y limitándolo a 200 N/mm^2 :

$$\Delta\sigma_p = \frac{M_{ser} - M_f}{0.8 h A_p} \leq 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

El valor $M_{0.2}$ corresponderá al momento flector M_{ser} en la expresión anterior considerando que el incremento de tensión en la armadura pretensada $\Delta\sigma_p$ sea igual a 200 N/m^2 :

$$M_{0.2} = M_f + 160 h A_p$$

h , canto total de la sección del forjado

A_p , área de la armadura pretensada

M_f , momento de fisuración de la sección compuesta que se deduce de las dos expresiones siguientes:

$$\left[\frac{P_f}{A_v} + \frac{P_f e}{W_{v,inf}} \right] \gamma_p - \frac{M_v}{W_{v,inf}} - \frac{M_f - M_v}{W_{f,inf}} = -f_{ctm,fl}$$

$$\sigma_{cp} = \left[\frac{P_f}{A_v} + \frac{P_f e}{W_{v,inf}} \right] \gamma_p$$

$$M_f = W_f [f_{ctm,fl} + \sigma_{cp}] + M_v \left[1 - \frac{W_{f,inf}}{W_{v,inf}} \right]$$

M_v , momento flector máximo sobre la vigueta antes de solidarizarse con el hormigón vertido in situ. (*Nota: si la vigueta apoya en encofrado continuo durante la construcción del forjado e, incluso, si apoya en 2 o mas sopandas, el momento M_v es aproximadamente el debido al peso de la vigueta actuando como elemento isostático*)

$W_{f,inf}$, módulo resistente inferior de la sección homogeneizada del forjado

$W_{v,inf}$, módulo resistente inferior de la sección de la vigueta

σ_{cp} , tensión debida al pretensado en la fibra inferior de la vigueta

$f_{ctm,fl}$, resistencia a flexotracción del hormigón de la vigueta pretensada (ver BC2, apartado 3.3), que se obtiene como el máximo valor de:

- $f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$
- $\left[1.6 - \frac{h}{1000} \right] f_{ct,m}$, siendo h el canto en mm

Comprobación en secciones sometidas a momentos negativos

Esta comprobación se llevará cabo según lo indicado en EHE-08, art.49 para secciones de hormigón armado (ver Documento ELS3)

Procedimiento simplificado

Puede procederse de forma simplificada a realizar la comprobación de todas las sollicitaciones con la sección compuesta del forjado a partir de un valor de estas sollicitaciones que se obtienen como se indica a continuación, en función del procedimiento constructivo utilizado:

Construcción no apeada:

$$M^+ = \alpha (g_1 + g_2) \frac{L^2}{8} + (g_3 + q) \frac{L_0^2}{8}$$

$$M^- = (g_3 + q) \frac{L_0^2}{8}$$

Construcción apeada:

$$M^+ = \alpha g_1 \frac{L^2}{8} + [(\alpha(1 - K_1) + K_1) g_2 + g_3 + q] \frac{L_0^2}{8}$$

$$M^- = (K_2 g_2 + g_3 + q) \frac{L_0^2}{8}$$

Caso particular de la construcción apeada: apoyo en tres o más sopandas:

(Nota: su aplicación al caso de encofrado corrido solo sería válido si las viguetas con la contraflecha del pretensado quedan totalmente apoyadas)

$$M^+ = \alpha g_1 \frac{L^2}{8} + [g_2 + g_3 + q] \frac{L_0^2}{8}$$

$$M^- = (g_2 + g_3 + q) \frac{L_0^2}{8}$$

siendo:

α , relación entre módulos resistentes del forjado $W_{f,inf}$ y de la vigueta $W_{v,inf}$: $\alpha = \frac{W_{f,inf}}{W_{v,inf}}$

L, luz del forjado

L_0 , distancia entre puntos de momento nulo, correspondiente a la situación del forjado en continuidad

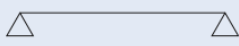


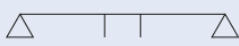

g_1 , peso propio de la vigueta

g_2 , peso del resto del peso del forjado

g_3 , cargas permanente ajenas al peso del forjado (carga muerta debida a solado, tabiquería)

q, sobrecarga de uso

K_1 y K_2 , valores indicados en la tabla adjunta según el sopandado empleado

Caso	K_1	K_2
 Sin sopandas	0	0
 Una fila de sopandas	$1,25 \left[1 - \frac{5}{16} \frac{(\alpha - 1)g_2}{\alpha(g_1 + g_2) + g_3 + q} \right]$	1,25
 Dos filas de sopandas a tercios de la luz	0,98	0,98
 Dos filas de sopandas a 0,4 L de cada apoyo	1,06	1,06
 Tres o más filas de sopandas	1	1

Se llama la atención sobre la importancia de efectuar un correcto proceso de apuntalado del forjado, sin el cual no tienen validez las fórmulas anteriores. Así, en el caso de elementos armados, se deben disponer puntales nivelados todos a la misma cota. Por el contrario, en el caso de forjados con elementos pretensados, se presentan los puntales contra el borde inferior del elemento prefabricado tras haber sido colocado éste apoyado en sus extremos.

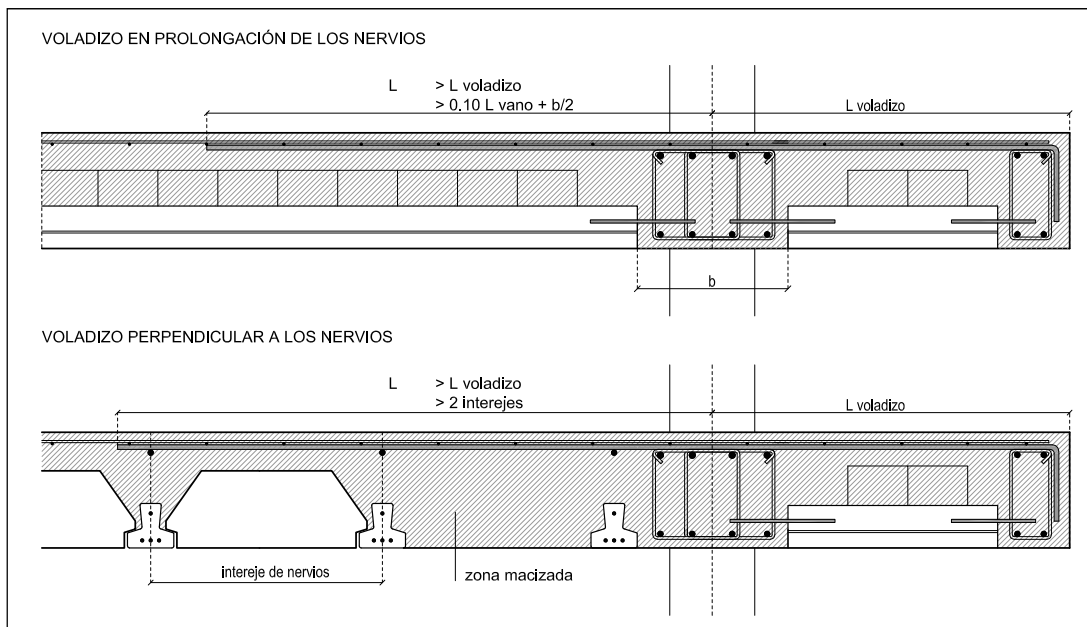
6. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIÓN

El método de cálculo de la flecha instantánea (Art. 50) para el caso de vigas de hormigón armado construidas en una sola fase se puede generalizar para el caso de piezas armadas o pretensadas, ejecutadas en una o varias fases, o compuestas por elementos prefabricados y hormigón vertido in situ (*EHE-08, Anejo 8*)

7. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

Voladizos (EHE-08 Anejo 12)

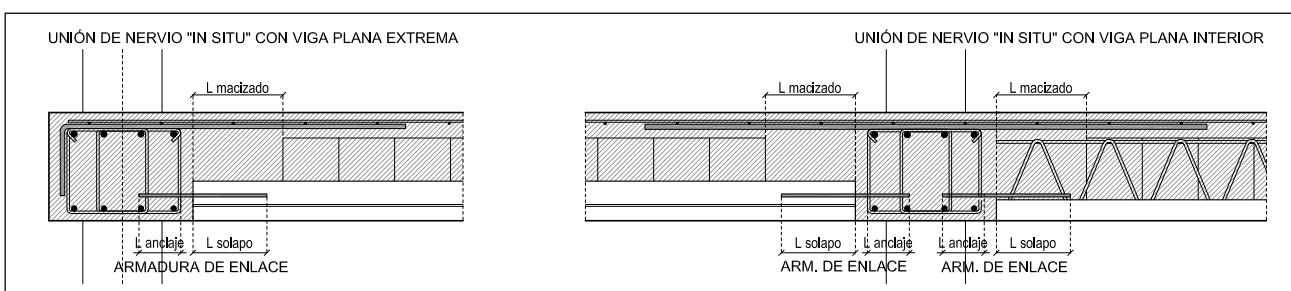
- Se representan un voladizo en dos direcciones: en prolongación a los nervios del vano contiguo y perpendicular a los mismos
- En el caso de un voladizo en dirección perpendicular a los nervios del vano contiguo, la armadura superior deberá anclarse adecuadamente y situarse una zona macizada junto al apoyo.



Apoyos de forjados de viguetas en vigas (art. 59.2; Anejo 12):

El macizado mínimo en la zona de apoyos extremos es 100 mm y en los apoyos interiores 50-60 mm. En dichas zonas, debe comprobarse que la capacidad a tracción de la armadura introducida en el apoyo es mayor que los esfuerzos producidos en la hipótesis de una fisura arrancando de la cara del apoyo con inclinación de 45° .

La figura siguiente muestra una de las soluciones para la unión "forjado/viga" mediante el solapo de las viguetas con las armaduras de enlace.



La sección de la armadura de enlace debe ser:

- Enlace con viga extrema (según sea $M_d = 0$ ó $M_d \neq 0$ en la sección de comprobación):

$$A_1 \geq \frac{V_d}{f_{yd}}$$

$$A_1 \geq \frac{V_d}{f_{yd}} + \frac{M_d}{z f_{yd}}$$

- Enlace con viga interior:

$$A_1 \geq \frac{V_d}{f_{yd}} - \frac{M_d}{z f_{yd}}$$

siendo z el brazo mecánico, aproximadamente igual a $0.9d$.

Se recomienda disponer dos armaduras por nervio ($\geq \phi 8$ mm) con una longitud de anclaje dentro de la viga y una longitud de solapo con la vigueta, de acuerdo con la tabla siguiente.

	Apoyo extremo		Apoyo interior
	$M_d = 0$	$M_d \neq 0$	
L_{anclaje}	$l_1 = l_b \frac{V_d}{A_1 f_{yd}} \geq 100 \text{ mm}$	$l_1 = l_b \frac{V_d + \frac{M_d}{0.9d}}{A_1 f_{yd}} \geq 100 \text{ mm}$	$l_2 = l_b \frac{V_d - \frac{M_d}{0.9d}}{A_1 f_{yd}} \geq 60 \text{ mm (HP)}$
L_{solapo}	$l'_1 = \frac{V_d}{p \tau_{ru}} \geq 100 \text{ mm}$	$l'_1 = \frac{V_d + \frac{M_d}{0.9d}}{p \tau_{ru}} \geq 100 \text{ mm}$	$l'_2 = \frac{V_d - \frac{M_d}{0.9d}}{p \tau_{ru}} \geq 60 \text{ mm}$

siendo:

M_d, V_d momento flector y esfuerzo cortante en la unión

A_1, f_{yd} área de la sección y límite elástico de cálculo de las armaduras de enlace en cada nervio del forjado con la viga

l_b longitud básica de anclaje

p perímetro de contacto entre vigueta y hormigón en obra

τ_{ru} resistencia de cálculo a rasante. En general, corresponde al valor de la tensión de agotamiento (ver apartado 4)

8. FASES DE CONSTRUCCIÓN (EHE-08, art.59.2).

En los forjados con elementos prefabricados, es necesario analizar las solicitaciones en las diferentes etapas del proceso constructivo, tomando en consideración si se utiliza un encofrado continuo o si se disponen sopandas a distintas distancias (centro de vano; tercios de la luz;...).

Durante las fases de construcción, el forjado se estudiará sometido a las acciones del peso del forjado y a una sobrecarga no inferior a 1.0 KN/m^2 debida a los materiales acopiados y medios de ejecución del forjado. Deberá también tenerse en cuenta, en su caso, las cargas procedentes de los forjados de pisos superiores apuntalados sobre el forjado considerado.

A título de ejemplo, la figura siguiente muestra la situación de una vigueta en un vano con sopanda en el centro del vano. Durante la construcción del forjado con elementos pretensados, no se superarán las siguientes limitaciones de tensiones (ELS):

- En sección sobre sopandas (h : canto total en mm):

$$\circ \sigma_{sup} \leq f_{ctm,fl} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \left[1.6 - \frac{h}{1000} \right]$$

$$\circ \sigma_{inf} \leq 0.6 f_{ck}$$

- En secciones en los vanos:

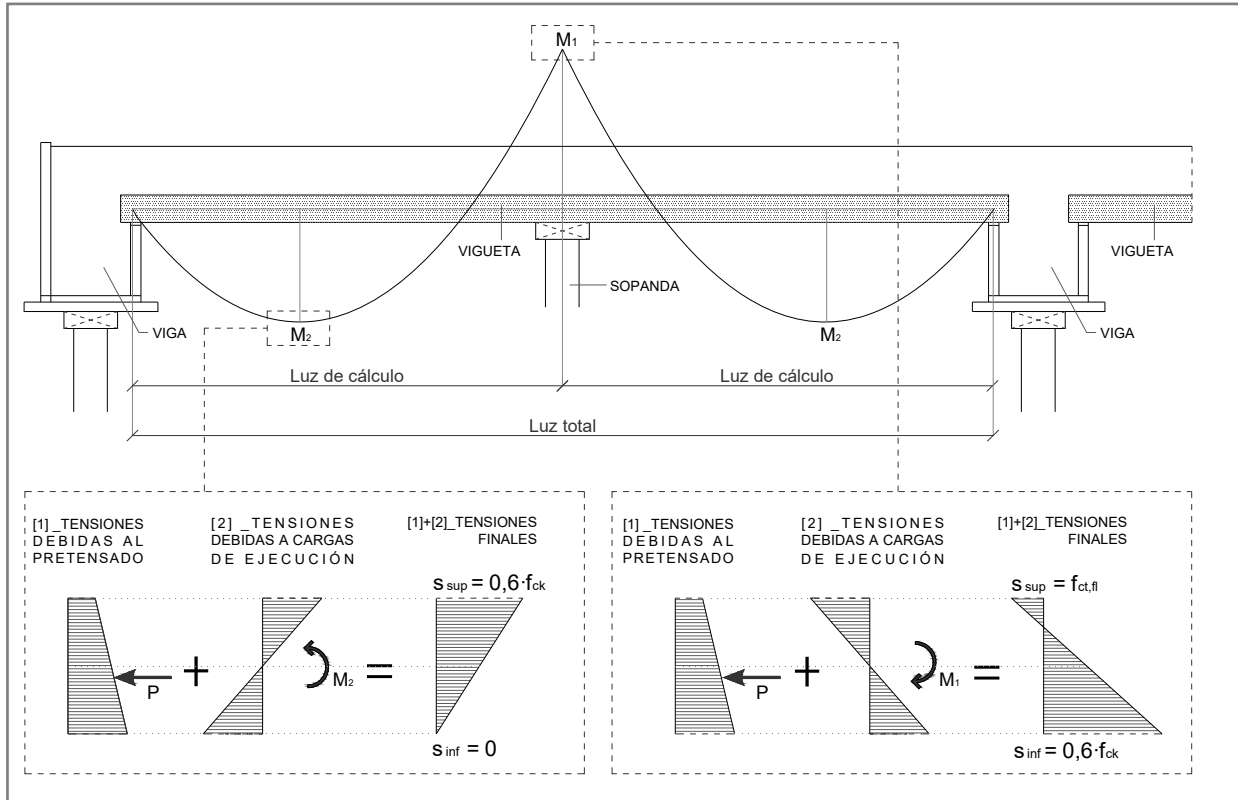
$$\circ \sigma_{sup} \leq 0.6 f_{ck}$$

$$\circ \sigma_{inf} \leq 0$$

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Además, se verificará la seguridad en ELU:

- $\gamma_f M_1 \leq M_{u1}$
- $\gamma_f M_2 \leq M_{u2}$
- $\gamma_f V \leq V_u$



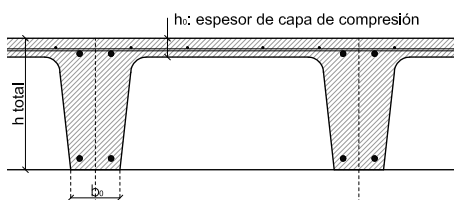
PROYECTO DE FORJADOS CON LOSA MACIZA O ALIGERADA APOYADA EN SOPORTES

Este capítulo contiene algunas indicaciones para el proyecto de los forjados sin vigas apoyados en soportes, cuyo dimensionado requiere definir el tipo de forjado con losa maciza o aligerada (forjado reticular), las dimensiones del canto de la losa, las dimensiones del ancho y separación de los nervios y el espesor de la capa de compresión en forjados reticulares, y el armado longitudinal y transversal de la losa.

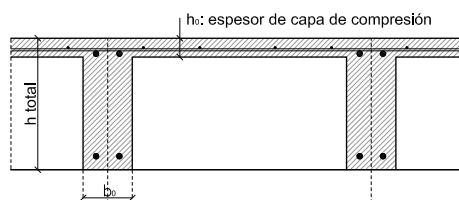
1. CONSIDERACIONES INICIALES

- **Canto del forjado:** En el caso de forjados sometidos a cargas habituales (carga muerta: $1-2 \text{ KN/m}^2$; sobrecarga de uso: $2-3 \text{ KN/m}^2$), se recomienda un canto $h \geq L/28-L/30$ para losas macizas y un canto $h \geq L/25$ para losas aligeradas.
- **Forjados reticulares:** losas aligeradas compuestas por nervios en dos direcciones que pueden construirse con moldes recuperables o con aligeramientos permanentes.

ECCIÓN TIPO CON CASETONES RECUPERABLES



SECCIÓN TIPO CON CASETONES PERDIDOS



- **Capa de compresión:** espesores $h_o \geq 50 \text{ mm}$
- **Nervios:** inicialmente, se adoptará un ancho mínimo $b_w \geq 120 \text{ mm}$ que será revisado a la vista de los requerimientos de Resistencia al fuego y del E.L.U esfuerzo cortante. La separación entre nervios estará comprendida entre 700 y 1000 mm.
- **Macizados:** en la zona que rodea a los soportes puede optarse por zonas macizadas del 15-18% de la luz, aproximadamente (lo que requerirá el armado de los nervios a cortante a la salida del macizado) o macizados de mayor extensión (25% de la luz, aproximadamente) lo que puede que evite tener que armar los nervios con cercos a la salida del macizado, pero aumenta el consumo de hormigón y el peso del forjado. Se dispondrán también macizados (vigas) en los bordes del forjado, tanto en su perímetro exterior como en los huecos interiores, de ancho no menor que el canto ni 250 mm.
- **Recubrimiento de las armaduras (cap. BC2):** el recubrimiento mínimo de las armaduras se indica en EHE-08, art. 37 dependiendo de la clase de exposición definidas en EHE-08, art. 8. Puede tenerse en cuenta la contribución de los revestimientos, facilitándose en EHE-08, Anejo 9 criterios para el uso de morteros de revestimiento.
- **Protección contra el fuego (cap. BC2):** se respetarán los valores mínimos de las dimensiones del forjado (canto, ancho del nervio, espesor de la capa de compresión) y de los recubrimientos mecánicos de sus armaduras según EHE Anejo 6 y CTE DB Seguridad Incendios (Anejo C), teniendo en cuenta la Resistencia al fuego requerida en el proyecto. Deberá tomarse en consideración si los aligeramientos son permanentes o el forjado se construye con moldes recuperables, con el fin de evaluar la exposición del nervio a la acción del fuego desde el nivel inferior. En forjados para R-90 o mayor, el 20% de la armadura superior sobre soportes se distribuirá en toda la longitud del vano y se dispondrá en la banda de soportes (ver cap. BC2, apartado 5.3 y EHE-08, Anejo 6)
- **Protección frente al ruido:** el predimensionado de los forjados deberá tomar en consideración su contribución al aislamiento frente al ruido aéreo y frente al ruido por impacto (CTE DB Protección frente al ruido)

2. EVALUACIÓN DE ACCIONES

Se tendrán en cuenta:

- Los valores de las acciones establecidos en CTE DB SE Acciones en la Edificación (cap. AE1)
- Los coeficientes de seguridad de las acciones (EHE-08 art.12; cap. BC2)
- Las combinaciones de acciones (EHE art.13; cap. BC2).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (EHE Art. 22 y cap. BC3)

El análisis de estructuras formadas por soportes y forjados sin vigas (losas planas o forjados reticulares) puede llevarse a efecto mediante:

- Modelos de barras en tres dimensiones
- Emparrillados planos para modelizar el forjado, simulando las coacciones de apoyos producidas por los soportes
- Pórticos virtuales planos en las dos direcciones
- Líneas de rotura

En los dos primeros casos, la modelización completa del forjado permite la obtención de las solicitaciones en cada nervio o zona de la losa para su posterior dimensionado.

En el caso del análisis por pórticos virtuales planos, aplicable cuando se cumplen ciertas condiciones geométricas de luces y alineaciones de soportes, se obtienen las solicitaciones de los forjados (vigas virtuales del pórtico) en cada dirección y, a continuación, se realiza una distribución de dichas solicitaciones entre los nervios o zonas de la losa.

4. DIMENSIONADO

4.1 ELU de agotamiento resistente

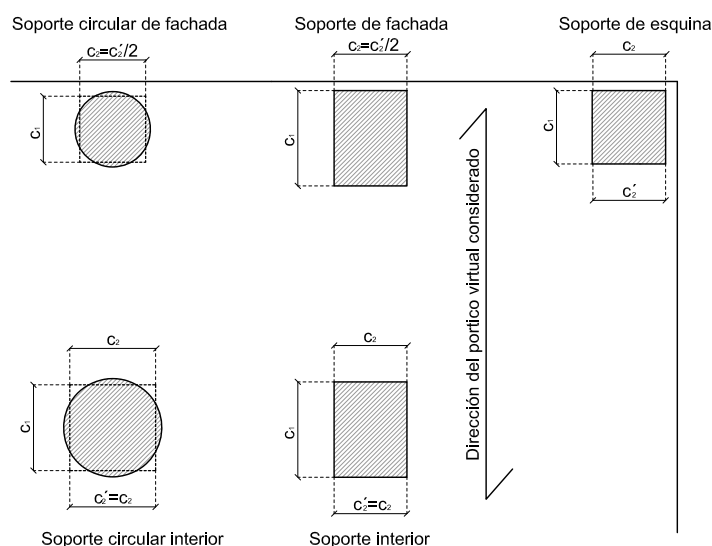
A partir de los momentos flectores obtenidos se procederá al armado del forjado. En los nervios del forjado reticular, en ambas direcciones de forjado, se considera:

- las secciones en T para los momentos positivos M_d^+ en el vano y para los momentos negativos M_d^- en las zonas aligeradas del forjado
- las secciones rectangulares para los momentos negativos M_d^- en los macizados.

En el caso del análisis mediante pórticos virtuales, la armadura se dispondrá de acuerdo con *EHE-08, comentarios Art. 55.2* y se distribuirá uniformemente en todo el ancho de cada banda, para la cara inferior del forjado y para la cara superior en bandas centrales. La armadura superior en banda de soportes (*en la figura, $c'_2 = 2c_2$*):

- Para momentos M_d pequeños transmitidos al soporte, la armadura se distribuirá uniformemente
- Para momentos M_d importantes (por ejemplo, soporte extremo), se supondrá que se transmite al soporte mediante flexión una fracción del mismo igual a kM_d y la fracción restante $(1-k)M_d$ se transmite por tensiones tangenciales. Los valores de k vienen definidos en la tabla EHE 55.2, en función a la relación entre la dimensión del soporte paralela a la dirección del pórtico analizado, c_1 , y el valor c'_2 (corresponde a la dimensión del soporte c_2 perpendicular al pórtico analizado, en soportes interiores o de esquina, y dos veces esa dimensión en soportes de fachada. En soportes circulares, c_1 y c_2 serán las dimensiones del soporte cuadrado de igual área.

c_1/c'_2	0.5	1.0	2.0	3.0
k	0.55	0.40	0.3	0.2



La armadura necesaria para resistir la fracción de momento kM_d transmitida por flexión, habrá que concentrarla en un ancho igual al ancho del soporte más 1.5 veces el canto del forjado a cada lado y el resto de distribuirá uniformemente. La fracción $(1-k)M_d$ será resistida por torsión, en el zuncho o viga de borde o atado torsional.

Se comprobará la capacidad de transmisión de tensiones tangenciales en la unión del forjado y los soportes (ELU punzonamiento). Si la tensión solicitación supera la tensión resistida, $\tau_{sd} > \tau_{rd}$, en el perímetro de punzonamiento es necesario disponer armadura transversal en el forjado a base de cercos, horquillas verticales o barras dobladas. En ese caso, son necesarias tres comprobaciones en:

- Zona adyacente al soporte.
- Zona con armadura transversal de punzonamiento para dimensionar la armadura a punzonamiento dentro del perímetro crítico

- Zona exterior a la armadura de punzonamiento para comprobar si es necesaria armadura transversal fuera de la zona armada

Es necesario realizar la comprobación a esfuerzo cortante en los nervios del forjado reticular, principalmente a la salida de los macizados (ver EHE Art. 44 y Documento ELU2). Habrá que comprobar que el esfuerzo cortante que solicita al nervio es inferior al que puede resistir: $V_d \leq V_{u2}$ siendo:

- V_d el esfuerzo cortante que solicita al nervio
[Nota: en el análisis mediante pórticos virtuales, se sugiere adoptar los coeficientes 0.6 y 0.4 para distribuir el cortante del forjado entre las bandas de soportes y central, respectivamente; si las luces son similares a ambos lados de soportes interiores y en ambas direcciones, puede estimarse el esfuerzo cortante por nervio dividiendo el cortante total alrededor del ábaco por el número de nervios que lo acometen.]
- V_{u2} el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma (ver EHE art. 44 y Documento ELU2)

Si no se cumpliera la comprobación, se podría:

- Armar los nervios del forjado reticular a esfuerzo cortante
- Aumentar la longitud de los macizados en el forjado reticular
- Modificar el forjado elegido (nervios de ancho mayor, canto mayor, ...)

4.2 ELS de deformación y fisuración

Se recomienda no sobrepasar las esbelteces límites indicadas en EHE-08, tabla 50.2.2.1, pudiendo ajustar estos valores al caso del proyecto en cuestión mediante las expresiones contenidas en los comentarios a este apartado de EHE-08. En general y salvo en condiciones de agresividad ambiental extremas, el ELS de fisuración se cumple en los forjados reticulares mediante un adecuado tamaño y distribución de las armaduras definidas en los cálculos en ELU de flexión y cortante. Para otras situaciones, consultar EHE-08 (art.49) y Documento ELS3.

5. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

5.1 Cuantías mínimas

En losas macizas, EHE-08 (tabla 42.3.5) establece la cuantía mínima para la suma de las armaduras en ambas caras, en cada dirección, según el tipo de acero:

$$A_{\text{total}} \geq 0.0020 b h, \text{ para acero B400}$$

$$A_{\text{total}} \geq 0.0018 b h, \text{ para acero B500}$$

EHE-08 no establece de forma explícita las cuantías mínimas para los forjados reticulares. Se sugiere tomar en consideración las cuantía mínimas establecidas para losas en los macizados del forjado reticular y las establecidas para los nervios de los forjados unidireccionales en las zonas aligeradas del forjado reticular (EHE-08, tabla 42.3.5):

Macizados: $A_{\text{total}} \geq 0.0020 b h, \text{ para acero B400}$

$$A_{\text{total}} \geq 0.0018 b h, \text{ para acero B500}$$

Nervios: $A_1 \geq 0.004 b_w h, \text{ para acero B400}$

$$A_1 \geq 0.003 b_w h, \text{ para acero B500}$$

5.2 Trazado de armaduras (EHE-08, art.55.2)

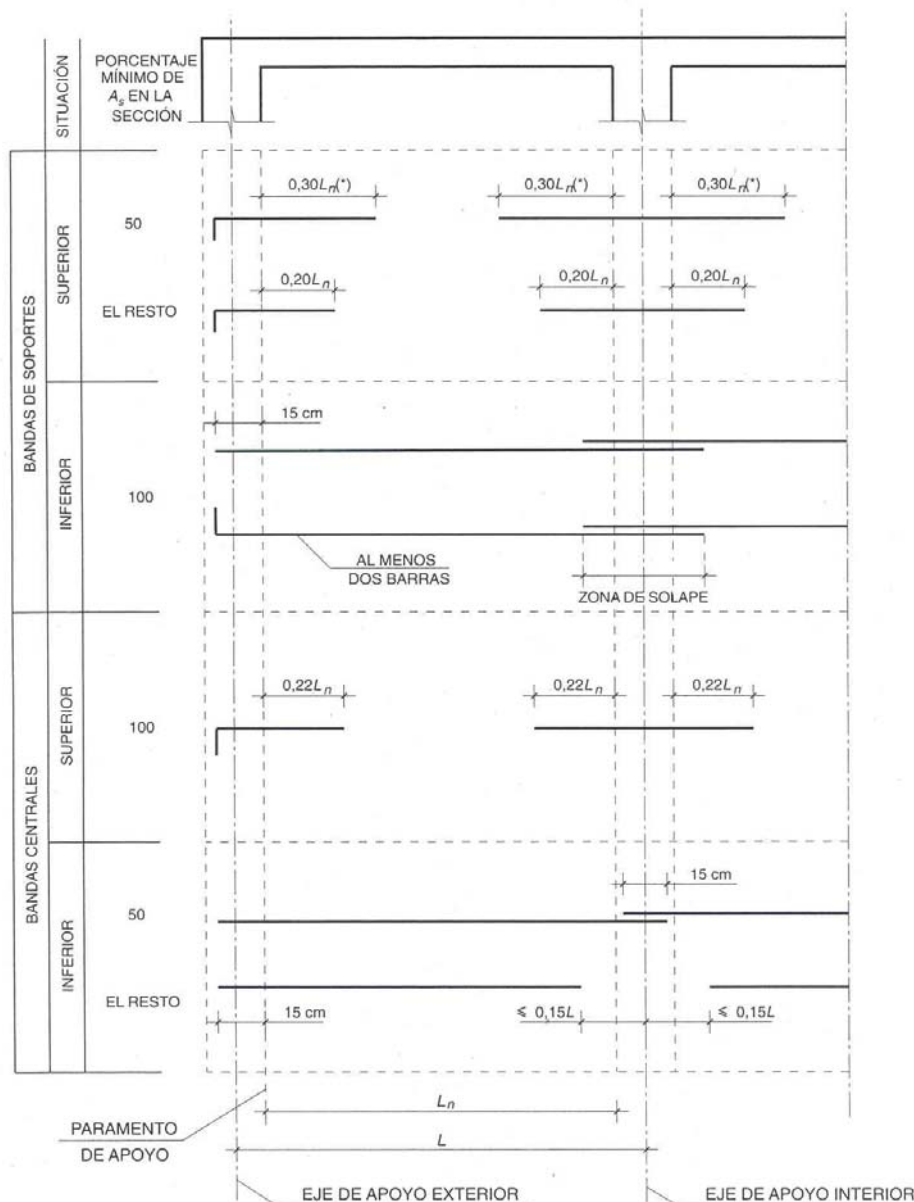
Las armaduras estarán formadas por barras de diámetro $\phi \leq h/10$ y se distribuirán cada dirección:

- Bandas centrales: uniformemente
- Bandas de soportes:
 - Cara inferior: uniformemente, con armaduras continuas o estar solapadas. Al menos, dos barras pasarán por el interior de los soportes interiores y estarán ancladas en los soportes extremos.
 - Cara superior: uniformemente pero verificando lo indicado en el apartado 4.1 que puede requerir una mayor concentración de armaduras en un ancho igual a 1.5 veces el canto de la losa a cada lado del soporte.

El armado en la dirección menos solicitada, en cada cara, será superior al 25% del armado en la dirección principal.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

En la figura siguiente, se indican las longitudes mínimas del armado longitudinal de un forjado analizado por pórticos virtuales (EHE-08, art.55), para las bandas de soportes y banda central.



(*) En el caso de que se dispongan ábacos $0,33L_n$

Losa maciza:

- La separación entre armaduras será $\leq 250\text{ mm}$ y $\leq 2h$.
- Si fuera preciso armar la zona del forjado sobre soportes a punzonamiento, la disposición de las armaduras se llevará a cabo de acuerdo a lo indicado en EHE-08 (art.46) y en el cap. ELU2

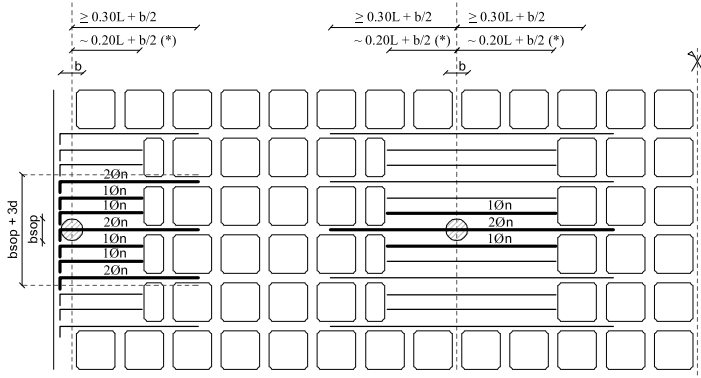
Forjado reticular:

- Se recomienda dimensionar la armadura de la cara superior de los nervios en los macizados con cuatro redondos, que se distribuirán en planta dos sobre la prolongación del alma del nervio aligerado y dos entre los nervios. Además, debe disponerse un armado suplementario (ej. $2\phi 8$ por nervio) al armado de los nervios en la cara inferior de la zona macizada, para evitar la fisuración.
- Si fuera preciso armar la zona del forjado sobre soportes a punzonamiento y los nervios a esfuerzo cortante, la disposición de las armaduras se llevará a cabo de acuerdo a lo indicado en EHE-08 (art.44 y 46) y en el Documento ELU2.
- Las vigas de borde deberán ser armadas de acuerdo con las solicitaciones (flexión, torsión, cortante) pero con armado no inferior a $4\phi 12$ y cercos $\phi 6/0.5d$.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

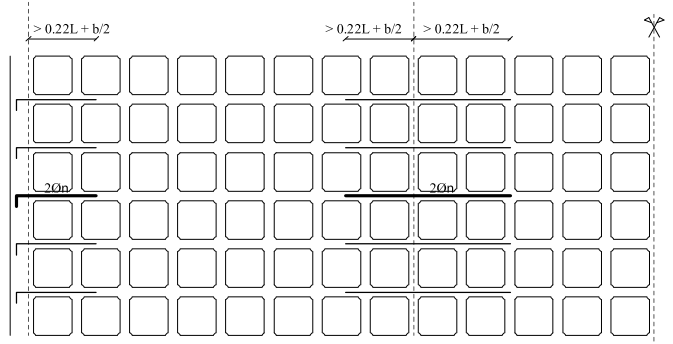
- En la capa de compresión, sobre los aligeramientos, se dispondrá una armadura para retracción y temperatura con una cuantía geométrica mínima del 2‰ del área de dicha capa, en cada dirección (Hormigón armado. García Meseguer, Morán, Arroyo, 2010).
- En las figuras siguientes, se representa un armado genérico de un forjado reticular.

(Errata en plano: sustituir $b_{sop}+3d$ por $b_{sop}+3d$)

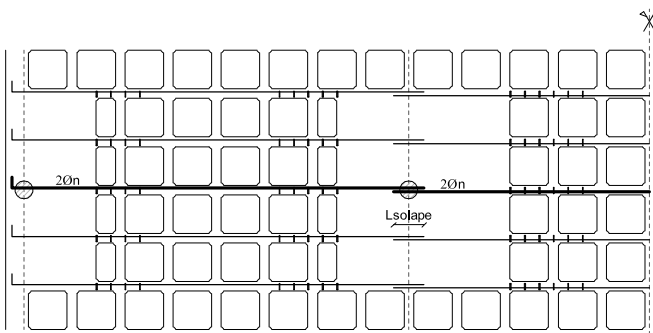
NERVIO TIPO EN BANDA DE SOPORTES

ARMADURA EN CARA SUPERIOR

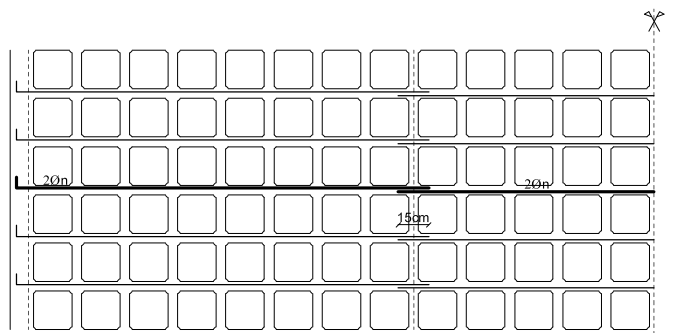
(*) Si el borde del macizado está a una distancia $< 0.20L$ de cara del soporte, estas armaduras se llevarán hasta dicho borde, pero disponiendo una cantidad $>> 50\%$ del armado hasta la distancia $0.30L$ de cara del soporte.

NERVIO TIPO EN BANDA CENTRAL

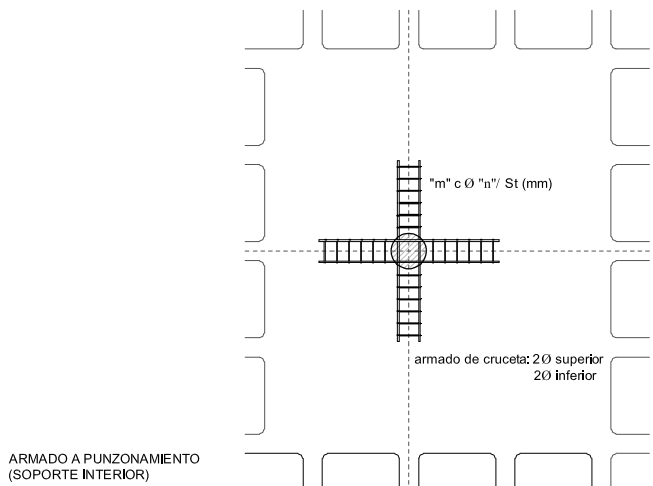
ARMADURA EN CARA SUPERIOR



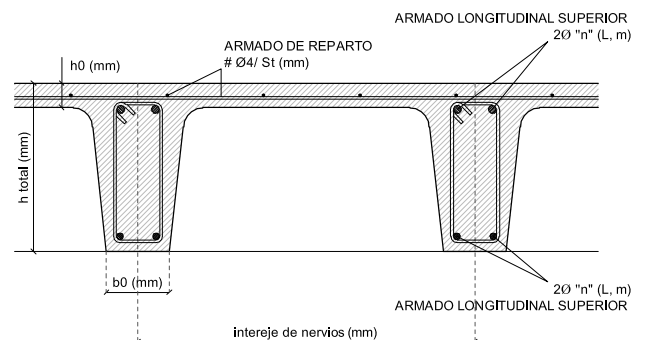
ARMADURA EN CARA INFERIOR Y ARMADO A CORTANTE



ARMADURA EN CARA INFERIOR



ARMADO A PUNZONAMIENTO (SOPORTE INTERIOR)

SECCIÓN TIPO A LA SALIDA DEL MACIZADO

PROYECTO DE ESCALERAS

Este Documento contiene algunas indicaciones para el proyecto de la estructura de las escaleras más comunes de un edificio cuyo dimensionado requiere definir la sección de hormigón y su armado (armadura longitudinal y transversal, solapo de armaduras,...).

1. CONSIDERACIONES INICIALES

• Predimensionado:

- En general, la estructura de las escaleras se realiza con losa maciza de hormigón armado apoyada en dos bordes. [Nota: puede consultarse la Guía de Aplicación de la Instrucción EHE, Ejemplo 11].
- Se recomienda adoptar un canto $h > L/25 - L/30$ ($h \geq 150$ mm) para cargas de uso del orden de 3 KN/m^2 , siendo L la distancia en proyección horizontal entre los apoyos extremos en las que se apoye la losa del tiro de la escalera.
- Se deberá cumplir las condiciones de esbeltez indicadas en EHE Art. 50.2.2.1 para no ser necesaria la comprobación de flecha

- **Recubrimiento de las armaduras** (Documento BC2): el recubrimiento mínimo de las armaduras se indica en EHE-08, art. 37 dependiendo de la clase de exposición definidas en EHE-08 art.8. Puede tenerse en cuenta la contribución de revestimientos, facilitándose en EHE-08, Anejo 9 criterios para el caso de uso de morteros de revestimiento.

- **Protección contra el fuego** (Documento BC2): se respetarán los valores mínimos de las dimensiones de la losa de escalera y de los recubrimientos mecánicos de sus armaduras según EHE Anejo 6 y CTE DB Seguridad Incendios (Anejo C), teniendo en cuenta la Resistencia al fuego requerida en el proyecto.

2. EVALUACIÓN DE ACCIONES

Se tendrán en cuenta:

- Los valores de las acciones establecidos en CTE DB SE Acciones en la Edificación (Documento AE1)
- Los coeficientes de seguridad de las acciones (EHE-08 art.12; Documento BC2)

Se deberá tener en cuenta el peso propio de la losa [$25 \text{ KN/m}^3 \times h$ (m)], el de la formación de peldaños en los tiros y del solado en toda la escalera, y la carga de uso.

En un cálculo manual, se sugiere evaluar las acciones por unidad de superficie medida en proyección horizontal. En los tiros de la escalera que formen un ángulo α con la horizontal, este valor se multiplicará por $(1/\cos\alpha)$ para obtener la carga por unidad de superficie medida en proyección horizontal.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se obtendrán los valores mayorados de los momentos flectores, los esfuerzos cortantes y esfuerzos normales por metro de ancho de la losa en cada tiro de la escalera, analizada como una losa quebrada apoyada en dos bordes perpendiculares a su tiro:

- el apoyo en la viga del borde del forjado
- el apoyo en la viga o muro en el descansillo.

Nota: La hipótesis de unión articulada entre forjado y losa se asume de forma conservadora especialmente cuando se ejecuta la escalera en fase posterior al forjado pues la junta de construcción con armaduras en espera produce poca fiabilidad para poder contar con la capacidad resistente a momento flector.

4. DIMENSIONADO

a) E.L.U. De agotamiento resistente

- **Armadura longitudinal:** el cálculo de la armadura longitudinal inferior se llevará a cabo a partir de los momentos flectores de cálculo M_d , (Documento ELU1). La armadura superior en los extremos de la losa deberá permitir resistir un momento negativo igual al 25% del máximo momento positivo de la losa.

PRÁCTICA EN PROYECTO DE ESTRUCTURAS: HORMIGÓN

- **Armadura transversal:** de acuerdo con EHE-08, Art.55.1, se dispondrá una armadura transversal paralela a la dirección de los apoyos, calculada para resistir un momento igual al 25% del momento según la dirección del tiro de la escalera.
- Se comprobará la losa a esfuerzo cortante V_d considerándola como elemento sin armado a cortante (*Documento ELU2*).

b) **E.L.S. DEFORMACIÓN:** (EHE art 50; Documentos BC1 y ELS1).

- Esbelteces máximas: No será necesaria la comprobación de flecha cuando la relación luz/canto útil (L/d) en las losas cumpla con lo indicado para el predimensionado.
- Comprobación de flecha: Para el cálculo de la flecha puede utilizarse el método simplificado recogido en EHE-08, art.50.2.2., en el que ésta se considera compuesta por la suma de la flecha instantánea debida a las cargas totales y la flecha diferida debida a las cargas permanentes.

La Instrucción EHE y el CTE establecen unos valores máximos admisibles de flechas, para satisfacer las condiciones de servicio.

b) **E.L.S. FISURACIÓN:**

En general y salvo en condiciones de agresividad ambiental extremas, este ELS se cumple mediante un adecuado tamaño y distribución de las armaduras definidas en los cálculos en ELU de flexión. Para otras situaciones, consultar EHE-08, art.49 y Documento ELS3.

5. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

5.1 Cuantías mínimas

Armadura longitudinal total:

$$A_{\text{total}} \geq 0.0020A_c \text{ para armaduras B400}$$

$$A_{\text{total}} \geq 0.0018A_c \text{ para armaduras B500}$$

siendo:

A_{total} , armadura suma de la dispuesta en ambas caras (EHE-08, Tabla 42.3.5)

A_c , área de la sección de la losa

Armadura longitudinal traccionada:

Deberá disponerse una armadura suficiente para resistir una fuerza de tracción igual a la del bloque traccionado de la sección antes de producirse la fisuración:

$$A_1 \geq 0.04 A_c f_{cd}/f_{yd}$$

Si $A_1 < 0.04 b h f_{cd}/f_{yd}$ será suficiente disponer al menos una armadura $A_1 [1.5 - 12.5 A_1 f_{yd}/(A_c f_{cd})]$ siendo A_1 la armadura obtenida en el cálculo a partir de M_d

5.2 Recomendaciones de armado (*Guía de Aplicación de la Instrucción EHE: Ejemplo 11; Documento DA2*)

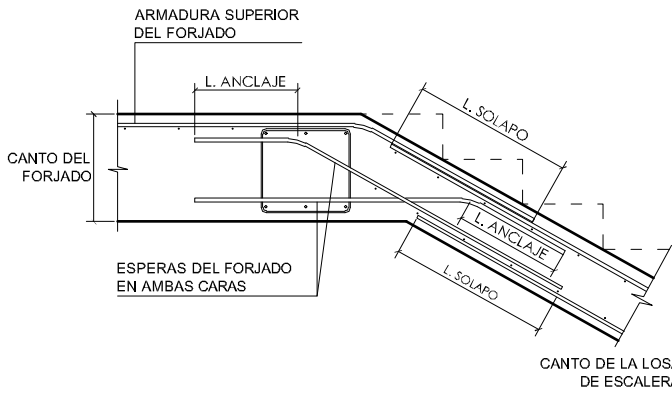
El armado de la losa en las dos direcciones, longitudinal y transversal, se distribuirá uniformemente en toda la superficie de la misma. El trazado de las armaduras está condicionado a la configuración geométrica del tiro de la escalera, siendo necesario realizar los anclajes y solapes adecuados.

Es necesario prever las fases de construcción de la escalera, para llevar a cabo los tramos inclinados y las mesetas intermedias. La simultaneidad o no de estas fases en relación a la construcción del resto de la estructura del edificio resulta determinante en el trazado de las armaduras, por la necesidad y viabilidad de situar armaduras en espera para el enlace con las fases posteriores.

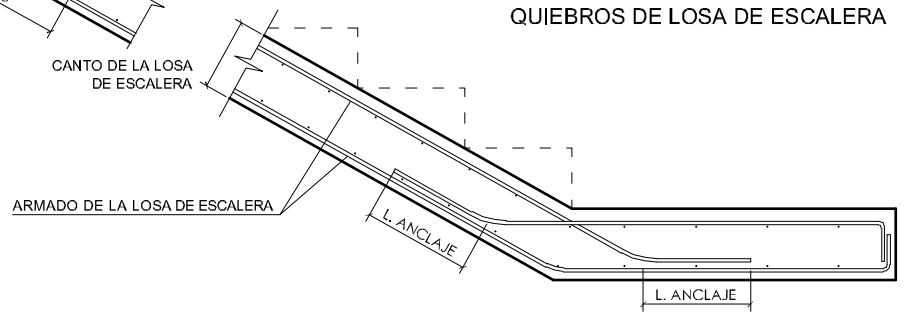
En la página siguiente, se muestran esquemas del armado de las escaleras.

Esquema de armado de una escalera

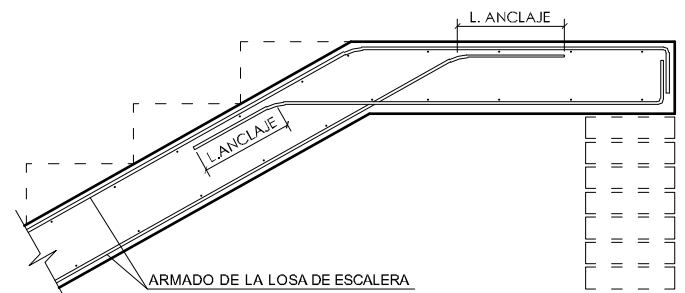
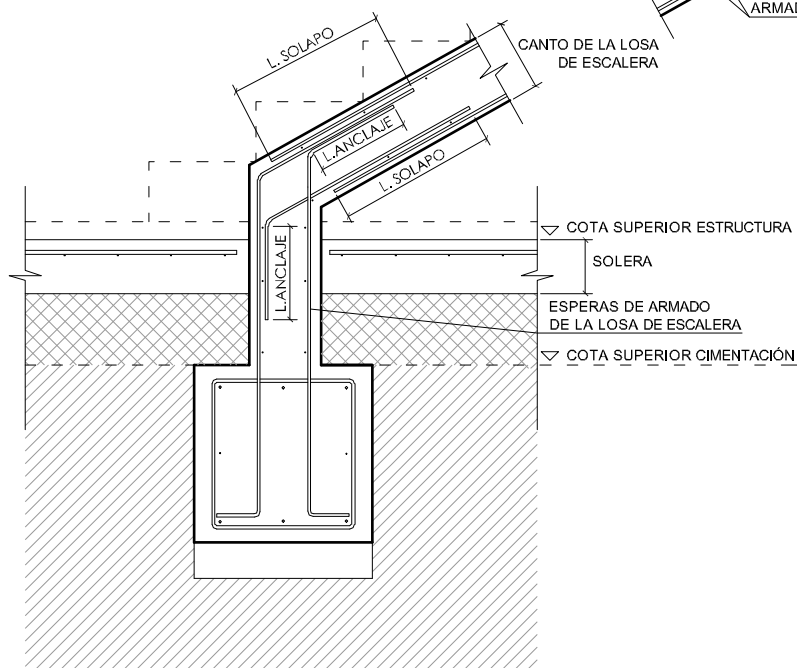
UNIÓN DE LOSA DE ESCALERA CON FORJADO



QUIEBROS DE LOSA DE ESCALERA

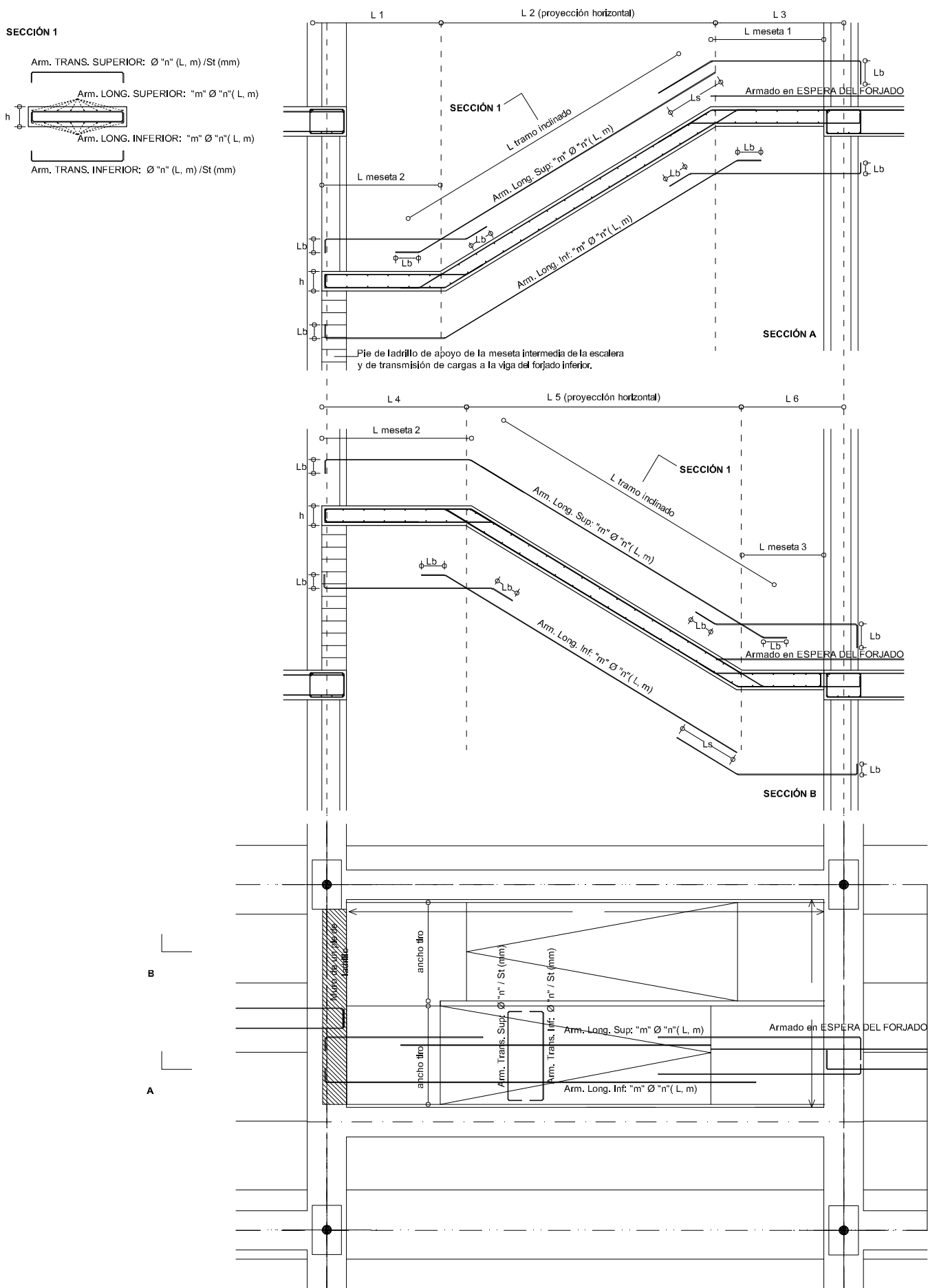


ARRANQUE DE LOSA DE ESCALERA EN CIMENTACIÓN



PRÁCTICA EN PROYECTO DE ESTRUCTURAS: HORMIGÓN

Esquema del armado de una escalera



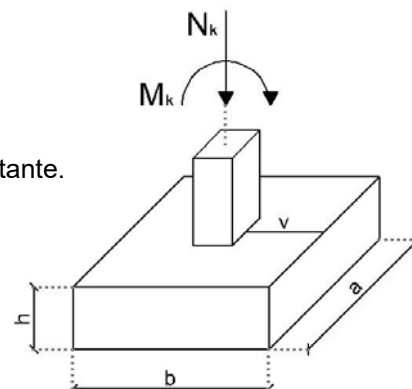
PROYECTO DE CIMENTACIONES

Este capítulo contiene información de apoyo a las clases de la asignatura acerca de las cimentaciones de las estructuras de los edificios, con especial énfasis en las cimentaciones directas mediante zapatas.

1. CIMENTACIONES MEDIANTE ZAPATAS. GENERALIDADES

- Tipos de zapatas:

- Zapatas rígidas: Vuelo $v \leq 2h$, siendo h el canto de la zapata
Dimensionado mediante el método de bielas y tirantes
No es necesaria comprobación a punzonamiento ni cortante.
- Zapatas flexibles: Vuelo $v \geq 2h$, siendo h el canto de la zapata
Dimensionado mediante el método general de flexión.
Comprobación a cortante y punzonamiento.



- Canto mínimo de las zapatas:

- $h \geq 250$ mm
- $h \geq l_b$ (compresión) + recubrimiento, necesario para anclar adecuadamente las armaduras comprimidas de las esperas de los soportes.

Deberá disponerse una capa de hormigón de limpieza HL (~100 mm), de regularización del terreno debidamente preparado, sobre la que se construirá la zapata.

- Comprobación de tensiones en el terreno:

- Se considerarán las acciones en valor característico, incluyendo el peso propio de la zapata y las acciones sobre ella (solera, encachado, ...)
- La tensión media $\sigma_{k,med}$ ($\sigma_{k,med} = N_k/ab$) deberá ser inferior o igual a la tensión admisible σ_{adm} indicada en el informe geotécnico
- La tensión máxima $\sigma_{k,max}$ deberá ser inferior a 1.25 veces la tensión admisible σ_{adm} y su valor se obtendrá:
 - ✓ Si $\sigma_{k,min} = N_k/ab - M_k/(ab^2/6) \geq 0$ (la zapata no se despegue del terreno): $\sigma_{k,max} = N_k/ab + M_k/(ab^2/6)$
 - ✓ Si $\sigma_{k,min} = N_k/ab - M_k/(ab^2/6) < 0$ (la zapata se despegue del terreno): $\sigma_{k,max}$ se obtendrá a partir del bloque triangular de tensiones con $\sigma_{k,max} \leq 1.25 \sigma_{adm}$ y su centro de gravedad en el eje de la resultante de acciones.

- El dimensionado de las zapatas se llevará a cabo a partir de los valores mayorados de las acciones.

El peso propio y el relleno sobre la zapata no generan esfuerzos sobre ella si las tensiones debidas al conjunto de las acciones (N_k , M_k) son mayores que las que produciría exclusivamente el peso de la zapata y los rellenos sobre ella. Habría que comprobar si $\sigma_{k,min} = N_k/ab - M_k/(ab^2/6) > 0$, en donde N_k no incluya ni el peso de la zapata ni el del relleno sobre ella, para prescindir del peso de la zapata y del relleno en su dimensionado.

- Dimensionado de las armaduras:

- En zapatas aisladas, se dispondrá solo armaduras en su cara inferior salvo cuando se despeguen del terreno que podrán requerir también armadura en la cara superior en el vuelo que se despegue del terreno.
- Las armaduras estarán formadas por barras de diámetro $\varnothing \geq 12$ mm
- Las cuantías geométricas mínimas en cada dirección, según EHE-08 art. 42.3.5, deberán ser:
 - ✓ B400S: 1.0‰
 - ✓ B500S: 0.9‰
- En zapatas combinadas, será preciso disponer armadura en ambas caras

2. ZAPATAS RÍGIDAS. DIMENSIONADO MEDIANTE EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

Este apartado contiene un resumen sobre el dimensionado de zapatas rígidas, basado en los siguientes documentos: a) Instrucción de hormigón estructural: EHE-08 (art. 58); b) Monografía M-6 de ACHE; c) Proyecto de estructuras de hormigón mediante el método de bielas y tirantes (2ª edición adaptada a EHE-08). Pedro Miguel Sosa y otros (2009); d) Guía de aplicación de la EHE a la edificación.

El **método de bielas y tirantes** (ver Documento BC3) es un procedimiento de análisis estructural para el dimensionado en estados límites últimos (ELU) que consiste en discretizar un medio continuo en un sistema de elementos discretos que trabajan únicamente a esfuerzo axial. El modelo se compone de tres elementos: **bielas** (elementos comprimidos), **tirantes** (elementos traccionados, encarnados en H.A. por las armaduras) y **nudos** (uniones entre las barras). El modelo resultante debe ser un sistema isostático en equilibrio con las acciones y los ángulos entre las barras no deben ser inferiores a 30°. Además, para garantizar un buen funcionamiento en estados límite de servicio (ELS), el modelo debe cumplir:

- La orientación de las barras debe acercarse a la distribución elástica de tensiones. No obstante, en muchos casos, las armaduras no podrán orientarse según las direcciones principales de tracción.
- Deberá minimizarse la longitud de los tirantes.
- Se limitará la tensión de cálculo del acero a $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ (mínima energía de deformación; control de la fisuración).

A continuación, se presentan los cuatro posibles casos de zapatas rígidas, en función de la excentricidad de la carga sobre el soporte, con la distribución de tensiones sobre el terreno bajo la zapata y el esquema de bielas y tirantes propuesto. Si el hormigón de las zapatas es de calidad similar al de los soportes, el dimensionado mediante bielas y tirantes solo requiere la comprobación de los tirantes (dimensionado de las armaduras)

• Zapata con soporte sometido a compresión simple N_d ($M_d \sim 0$):

- El esfuerzo normal N_d del soporte se divide en dos fuerzas de valor $N_d/2$ situadas a cuartos del ancho del soporte.
- Las tensiones uniformes de reacción del terreno en valores de cálculo σ_d , se dividen en dos bloques de área $[a \times b/2]$ y se sustituyen por sus resultantes

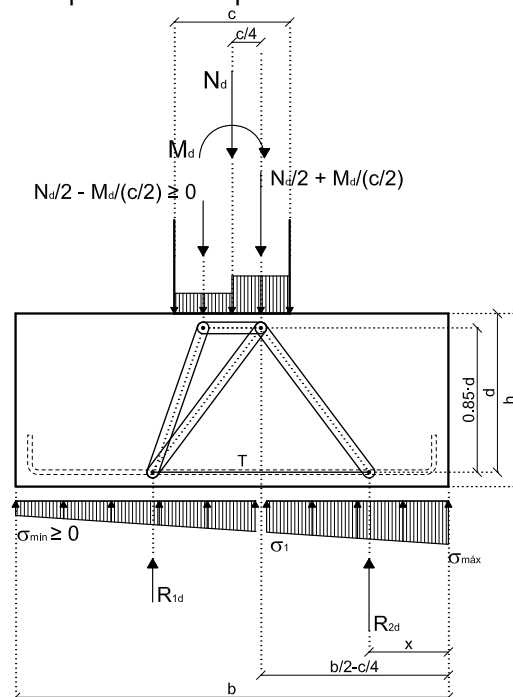
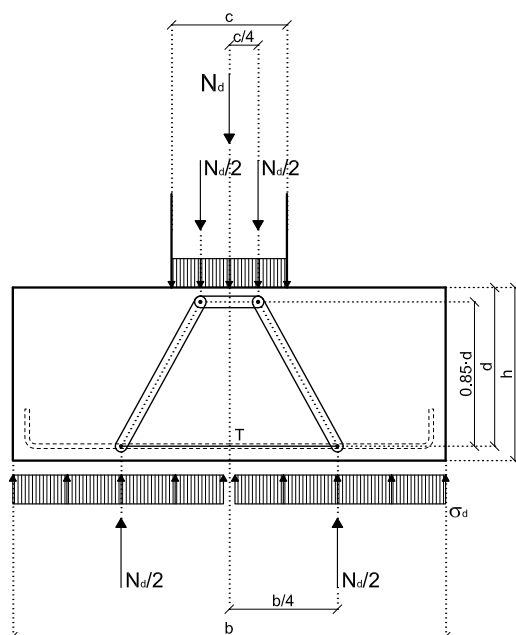
• Zapata con soporte sometido a compresión compuesta N_d, M_d :

- El esfuerzo normal N_d del soporte se divide en dos fuerzas de valor $[N_d/2 \pm M_d/(c/2)]$ situadas a cuartos del ancho del soporte.

- Las tensiones de reacción del terreno en valores de cálculo σ_d se dividen en dos bloques separados por el eje de aplicación de la fuerza mayor de compresión del soporte $[N_d/2 + M_d/(c/2)]$ y se sustituyen por sus resultantes aplicadas en los centros de gravedad de ambos trapecios. La posición de R_{2d} vendrá dada por el centro de gravedad del trapecio:

$$x = \frac{(b - 0.5c)/2 \cdot \frac{\sigma_{\max} + 2\sigma_1}{\sigma_{\max} + \sigma_1}}{3}$$

siendo σ_1 la tensión en el eje de aplicación de la fuerza mayor de compresión del soporte



PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- **Zapata con soporte sometido a flexión compuesta N_d , M_d , sin despegue entre zapata y terreno:**

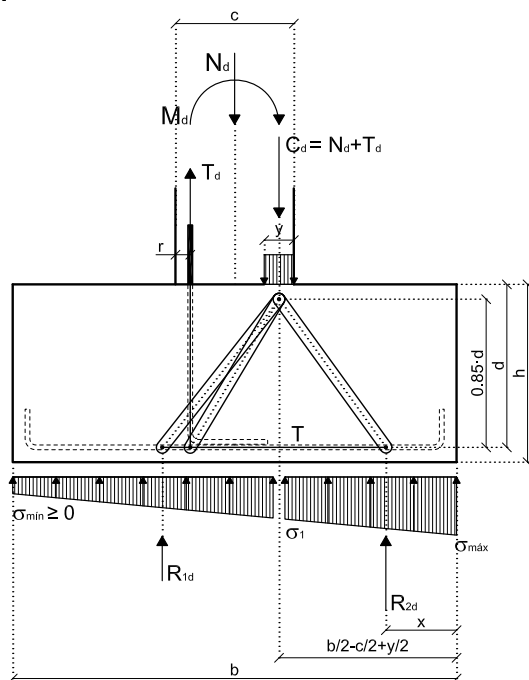
- Las solicitaciones del soporte N_d , M_d se sustituirán por la fuerza de compresión C_d y la fuerza de tracción T_s , obtenidas a partir del dimensionado del soporte (Documento ELU4, apartado 3)

- Las tensiones de reacción del terreno en valores de cálculo σ_d se dividen en dos bloques separados por el eje de aplicación de la fuerza de compresión del soporte C_d y se sustituyen por sus resultantes aplicadas en los centros de gravedad de ambos trapecios. La posición de R_{2d} vendrá dada por el centro de gravedad del trapecio:
$$x = \frac{(b-c+y)/2}{3} \cdot \frac{\sigma_{m\acute{a}x} + 2\sigma_1}{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_1}$$
 siendo σ_1 la

tensión en el eje de aplicación de la fuerza mayor de compresión del soporte

- La tracción del soporte se transmite a la zapata a través de un tirante vertical anclado en su zona inferior. La armadura de las esperas para resistir esta tracción deberán anclarse a partir del nudo inferior, doblando la armadura hacia el interior de la zapata de forma que la biela inclinada apoye en ella. La longitud de anclaje deberá tomar en consideración el valor la fuerza de tracción de la rama horizontal de la armadura, obtenida por equilibrio en el nudo.

- **Zapata con soporte sometido a flexión compuesta N_d , M_d , con despegue entre zapata y terreno:**



- Las solicitaciones del soporte N_d , M_d se sustituirán por la fuerza de compresión C_d y la fuerza de tracción T_s obtenidas a partir del dimensionado del soporte (Documento ELU4, apartado 3).

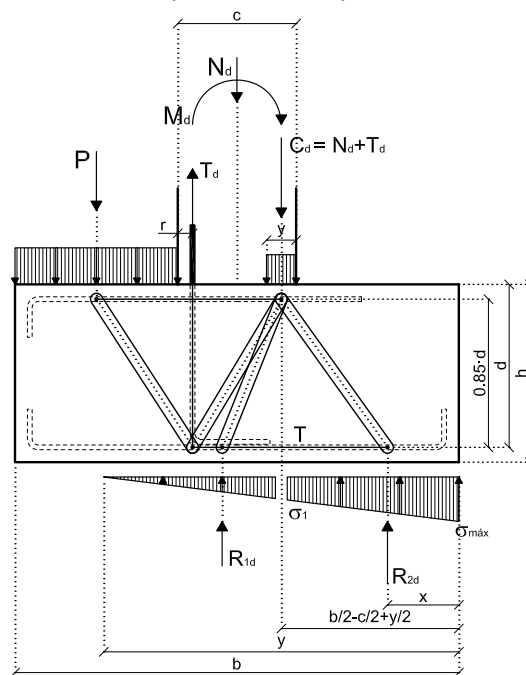
- Las tensiones de reacción del terreno en valores de cálculo σ_d se dividen en dos bloques separados por el eje de aplicación de la fuerza de compresión del soporte C_d y se sustituyen por sus resultantes aplicadas en los centros de gravedad del trapecio y del triángulo, respectivamente. La posición de R_{2d} vendrá dada por el centro de gravedad del trapecio:

$$x = \frac{(b-c+y)/2}{3} \cdot \frac{\sigma_{m\acute{a}x} + 2\sigma_1}{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_1}$$

siendo σ_1 la tensión en el eje de aplicación de la fuerza mayor de compresión del soporte

- La tracción del soporte se transmite a la zapata a través de un tirante vertical anclado en su zona inferior. La armadura de las esperas para resistir esta tracción deberán anclarse a partir del nudo inferior, doblando la armadura hacia el interior de la zapata de forma que la biela inclinada apoye en ella. La longitud de anclaje deberá tomar en consideración el valor la fuerza de tracción de la rama horizontal de la armadura, obtenida por equilibrio en el nudo.

- Será necesario simular el efecto del peso de la zapata y el relleno sobre ella, mediante un tirante en la cara superior y una biela comprimida, en la zona de despegue de la zapata. Este tirante dimensionará la armadura en la cara superior de la zapata.

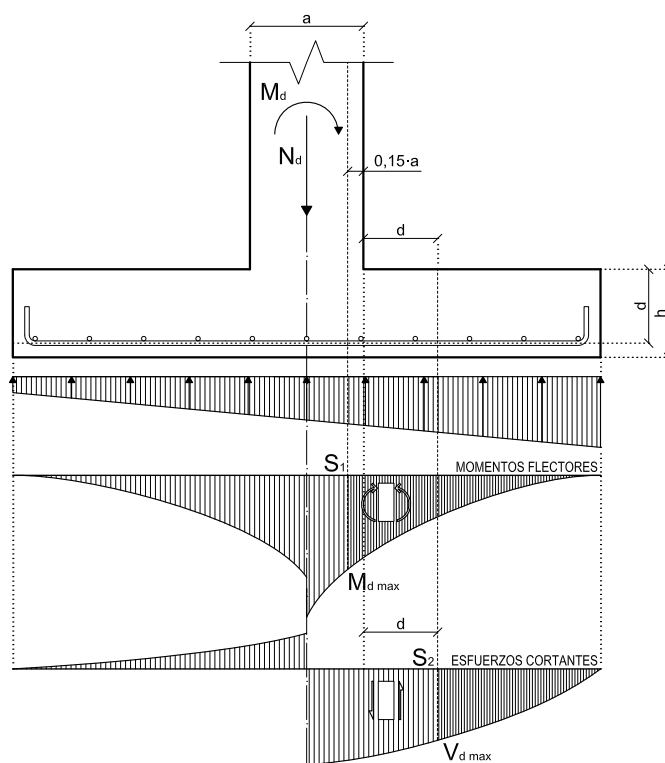


La armadura obtenida mediante el correspondiente modelo de bielas y tirantes se dispondrá, sin reducción de sección, en toda la longitud de la zapata y se anclará.

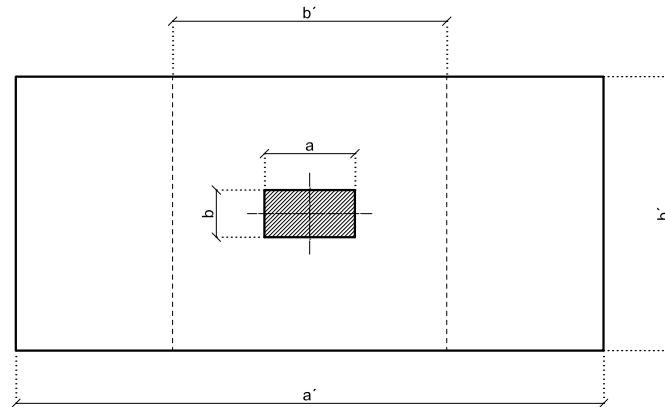
Nota: El dimensionado de las armaduras en las zapatas rígidas puede también realizarse a partir del momento que producen las tensiones del terreno y del peso de la zapata y los rellenos que apoyan en ella, cuando sea necesario, en la sección situada a "0.15a" de la cara del soporte, hacia su interior, siendo "a" el lado del soporte (ver apartado 3).

3. ZAPATAS FLEXIBLES

- Las armaduras de las zapatas flexibles se dimensionarán a partir del momento flector con el momento máximo en la sección S_1 de la zapata situada a "0.15a" de la cara del soporte, hacia su interior, siendo "a" el lado del soporte.
- El dimensionado a esfuerzo cortante se verificará en la sección S_2 situada a un canto "d" de la cara del soporte.



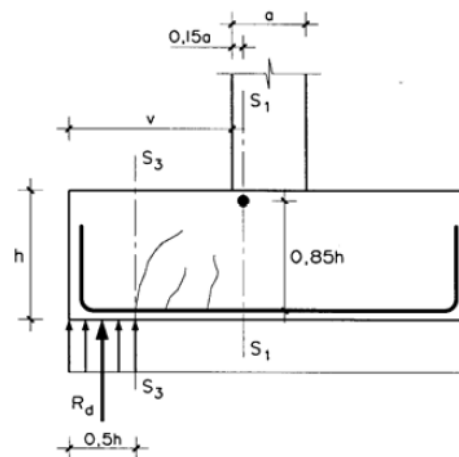
- El ELU de punzonamiento (Documento ELU2) se verificará en un perímetro crítico alrededor del soporte, situado a $2d$, siendo "d" el canto útil de la zapata. En esta comprobación, la sollicitación actuante F_{sd} puede reducirse descontando la fuerza neta vertical que actúa en el interior del perímetro crítico, según se indica en EHE-08, art.46.3 (Comentarios).
- La distribución de las armaduras en zapatas rectangulares se llevará a cabo:
 - Reparto uniforme de la armadura en la dirección a' del lado mayor de la zapata
 - Reparto en la dirección menor b' de la zapata:
 - La armadura ($A_{total} / [2b'/(a'+b')]$) se repartirá uniformemente en el ancho b' (no menor que $a+2h$)
 - El resto de la armadura se repartirá uniformemente en el ancho $a'-b'$



El anclaje de la armadura calculada en la zapata deberá cumplir las dos condiciones siguientes:

- Longitud de anclaje l_b medida a partir de la sección S_2 situada a "d" de la cara del soporte
- Longitud de anclaje a partir de la sección S_3 , situada a $0.5 h$ del extremo de la zapata, para anclar una fuerza de valor:

$$T_d = R_d (v + 0.15 a - 0.25h) / 0.85h$$



En las dos páginas siguientes, se incluye un ejemplo de zapata que se ha resuelto como zapata rígida y como zapata flexible.

DATOS

- Zapata cuadrada y soporte cuadrado de 450x450 mm, armado con barras ϕ 20 mm
 - Materiales: Hormigón HA25/B/20/IIa; Armaduras B500S
 - Tensión admisible del terreno: 0.20 N/mm^2
 - Solicitaciones transmitidas por el soporte a la zapata:
 - N_k (valor característico) = 2950 KN
 - N_d (valor de cálculo en ELU) = 4095 KN
- (Nota: el momento transmitido entre soporte y zapata es muy pequeño por lo que se considerará $M_k = 0$ y $M_d = 0$)

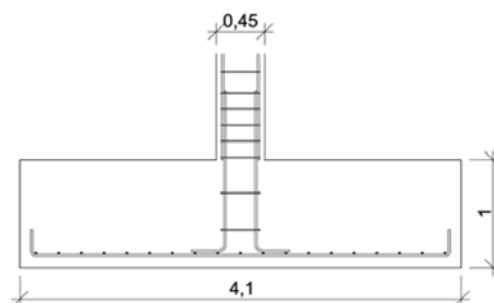
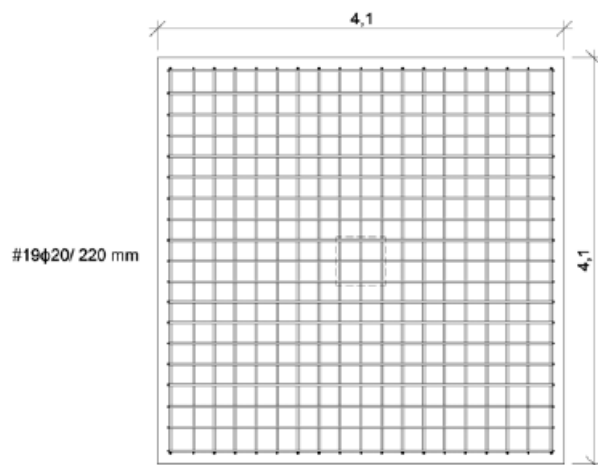
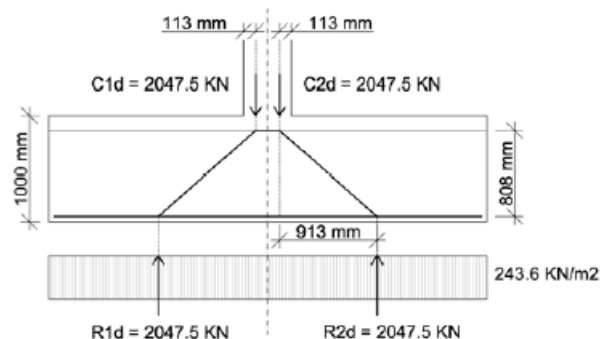
1. ZAPATA RÍGIDA DE CANTO MÍNIMO

- Dimensiones mínimas de la zapata cuadrada (valores múltiplos de 0.10 m del lado de la seguridad):
 - Canto $h = 1.0 \text{ m}$
 - Lado $L = 4.1 \text{ m}$
- Tensiones que transmite la zapata al terreno (valor característico): $\sigma_{med.} = 0.20 \text{ N/mm}^2$
- Dimensionado de la armadura (bielas y tirantes):
 - Fuerzas de compresión en el soporte: $C_{1d} = 2047.5 \text{ KN}$; $C_{2d} = 2047.5 \text{ KN}$
 - Fuerza de tracción en la zapata: $T_d = 2313.7 \text{ KN}$; Armadura: $A_1 = 5784 \text{ mm}^2$
 - Representar el esquema de bielas y tirantes debidamente detallado y acotado, indicando el valor y situación de todas las fuerzas:

- Armadura mínima: $A_1 = 3690 \text{ mm}^2$

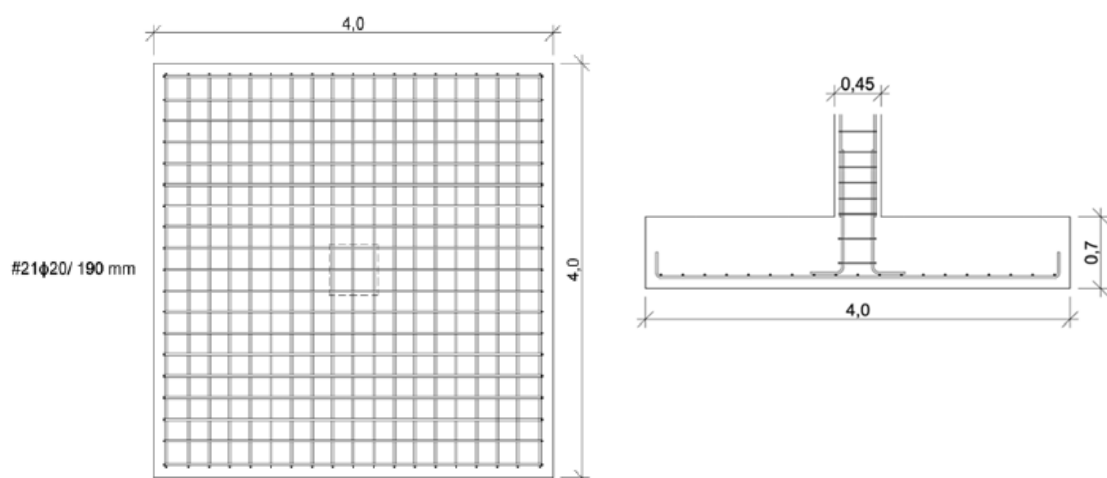
- N° de barras ϕ 20 mm: $n = 19$

- Definir gráficamente la zapata (planta y sección) indicando sus dimensiones y armado:



ZAPATA FLEXIBLE DE CANTO MÍNIMO

- Longitud de anclaje de las barras ϕ 20 mm del soporte en la zapata: $l_b = 0.6 \text{ m}$
- Dimensiones mínimas de la zapata (*valores múltiplos de 0.10 m, del lado de la seguridad*):
 - Canto mínimo $h = 0.7 \text{ m}$
 - Lado $L = 4.0 \text{ m}$
- Tensiones que transmite la zapata al terreno (valor característico): $\sigma_{med.} = 0.20 \text{ N/mm}^2$
- Dimensionado de la zapata:
 - Momento flector máximo: $M_d = 1737.7 \text{ KN m}$
 - Armadura $A_1 = 6351 \text{ mm}^2$
 - Armadura mínima $A_1 = 2520 \text{ mm}^2$
 - Nº de barras ϕ 20 mm: $n = 21$
 - Comprobación a tensiones tangenciales:
 - Tensión sollicitación en el perímetro de punzonamiento $\tau_{sd} = 0.320 \text{ N/mm}^2$
 - Tensión resistida en el perímetro de punzonamiento: $\tau_{rd} = 0.485 \text{ N/mm}^2$
 - Esfuerzo cortante máximo: $V_d = 1151.7 \text{ KN}$
 - Esfuerzo cortante resistido: $V_{u2} = 1260.0 \text{ KN}$
- Definir gráficamente la zapata (planta y sección) indicando sus dimensiones y armado:



4. VIGAS DE ATADO

Las vigas de atado sirven para arriostrar las zapatas entre sí e impedir los desplazamientos horizontales. En zonas sísmicas con aceleración $a_c \geq 0.16 g$, es obligatorio disponer vigas de atado entre todas las zapatas del edificio.

Si las vigas se encofran deben tener una dimensión mínima de 250 x 250 mm. Si se hormigonan contra el terreno, el ancho no deberá ser inferior a 400 mm.

Las vigas de atado debe dimensionarse para resistir unas sollicitaciones de tracción (solo la armadura) y compresión (hormigón y armadura) de valor $a_c N_d$, siendo a_c la aceleración sísmica y N_d el esfuerzo de compresión del soporte

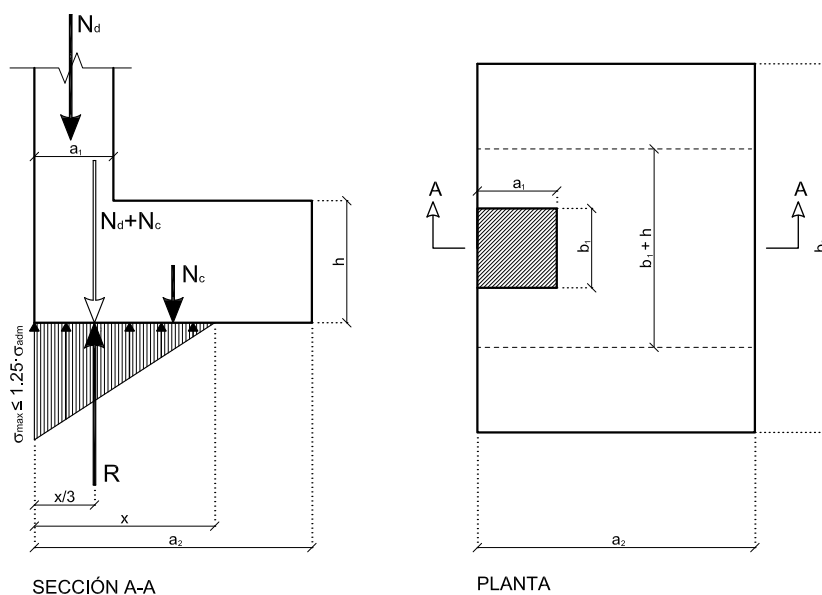
- Tracción: $A_s f_{yd} \geq a_c N_d$
- Compresión: $b h f_{cd} + A_s f_{yd} \geq a_c N_d$

En cualquier caso, dimensión mínima de la sección de la viga de atado deberá ser superior a $L/20$, siendo L la distancia entra caras de las dos zapatas adyacentes para no requerirse la comprobación a pandeo

Nota: Si la viga de atado está próxima a la superficie será necesario tomar en consideración los efectos producidos por la maquinaria de obra para compactar el terreno, etc.

5. ZAPATAS DE MEDIANERÍA

5.1 Sin sistema de centrado de la carga



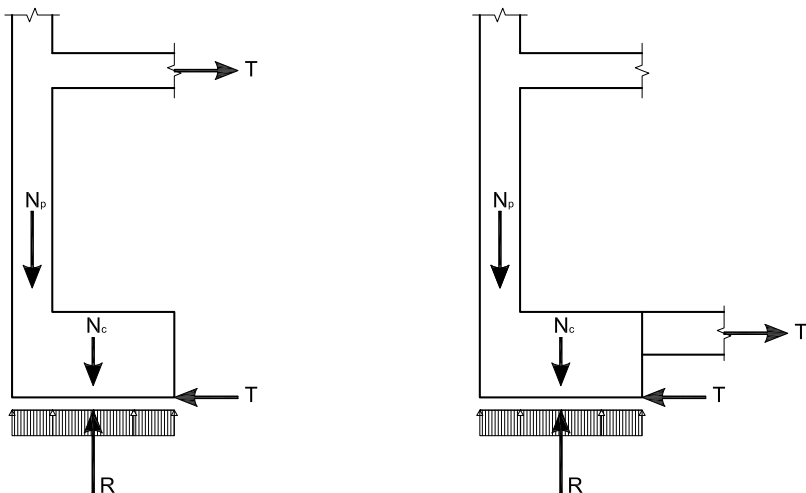
La tensión máxima $\sigma_{k, \max}$ deberá ser inferior a 1.25 veces la tensión admisible σ_{adm} y su valor se obtendrá a partir del bloque triangular de tensiones con su centro de gravedad en el eje de la resultante de acciones.

El dimensionado de la armadura en la dirección a_2 se obtendrá considerando una losa en voladizo de sección $(b_1+h) \times h$

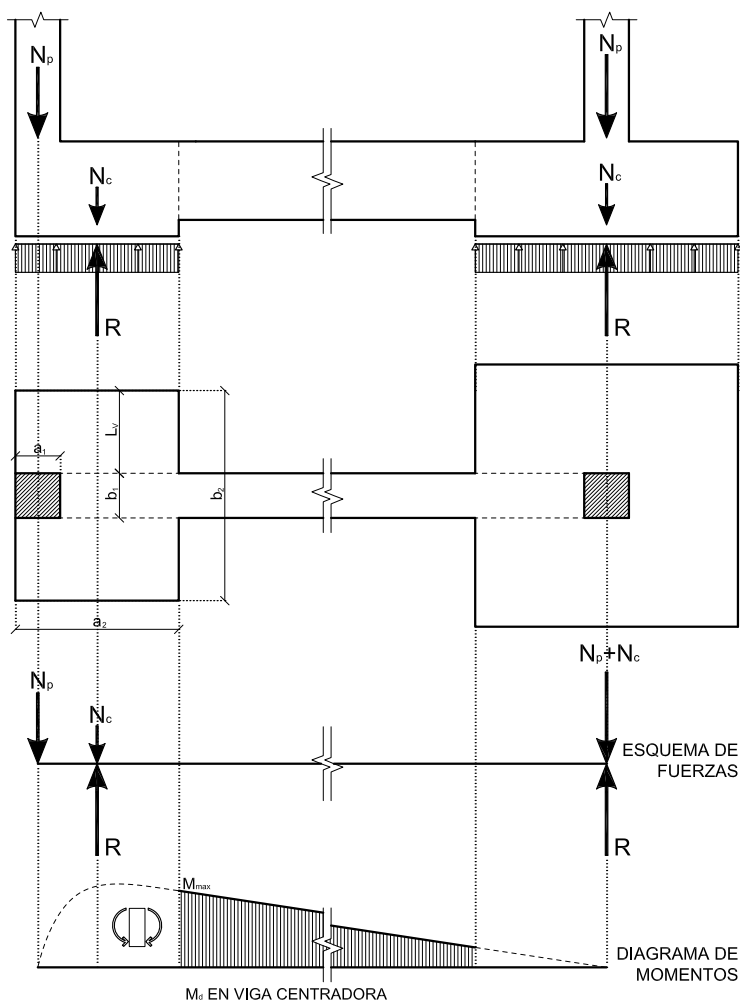
El dimensionado de la armadura en la dirección b_2 se obtendrá considerando una losa en voladizo con una luz $L = b_2/2$

5.2 Con sistemas de centrado de las cargas

Existen diferentes formas de poder considerar un centrado de la carga excéntrica de manera que se obtenga una tensión uniforme entre zapata y terreno, mediante:



- Un par de fuerzas T generadas a nivel del forjado superior y del plano de contacto entre zapata y terreno por rozamiento (figura izquierda). Esta solución, que se desarrolla con más detalle en EE6 para muros, requiere:
 - Disponer de un elemento estructural (viga, ...) para resistir la fuerza T a nivel del forjado
 - Dimensionar el soporte a esfuerzo cortante tomando en consideración al aumento de cortante debido a la fuerza T : $V_d = (V_d)_{\text{soporte}} + T$
- Un par de fuerzas T generadas a nivel de la viga de atado y del plano de contacto entre zapata y terreno por rozamiento (figura derecha). Esta solución solo es viable en zapatas de gran canto.

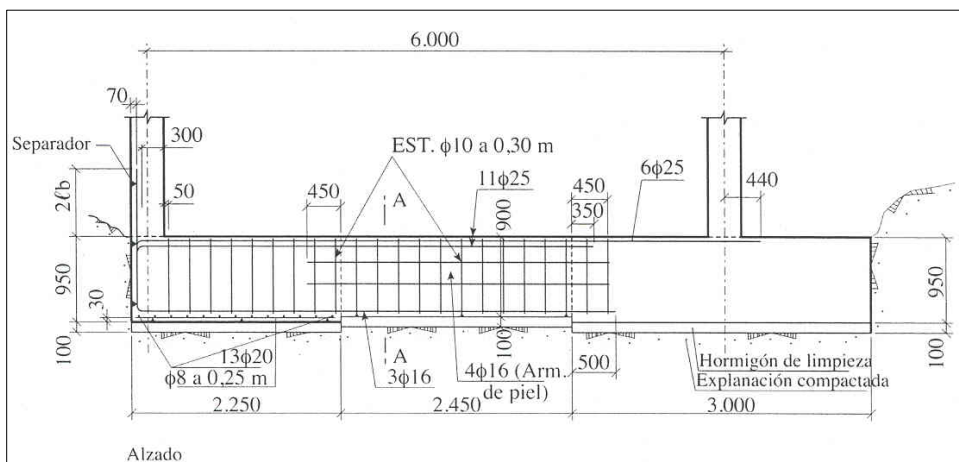
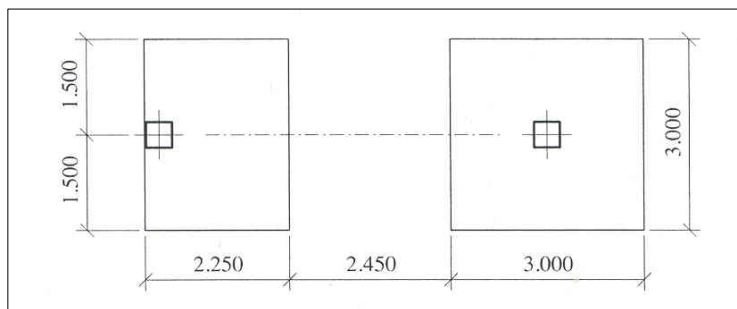
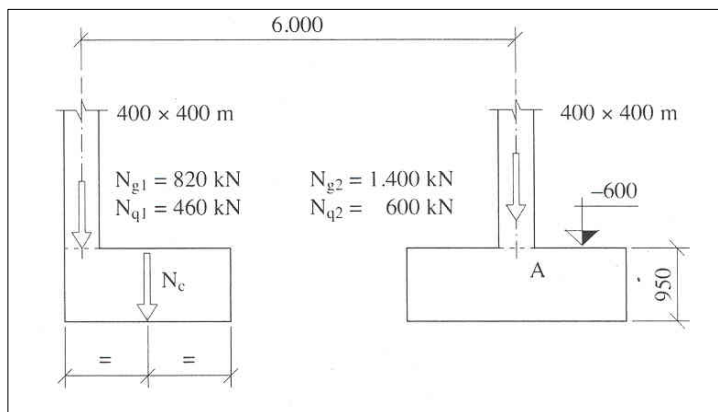


- Vigas centradoras de canto similar al de las zapatas, situadas entre la zapata medianera y una zapata anterior próxima bastante cargada, sometidas a importantes esfuerzos de flexión M_d , V_d (figura inferior)

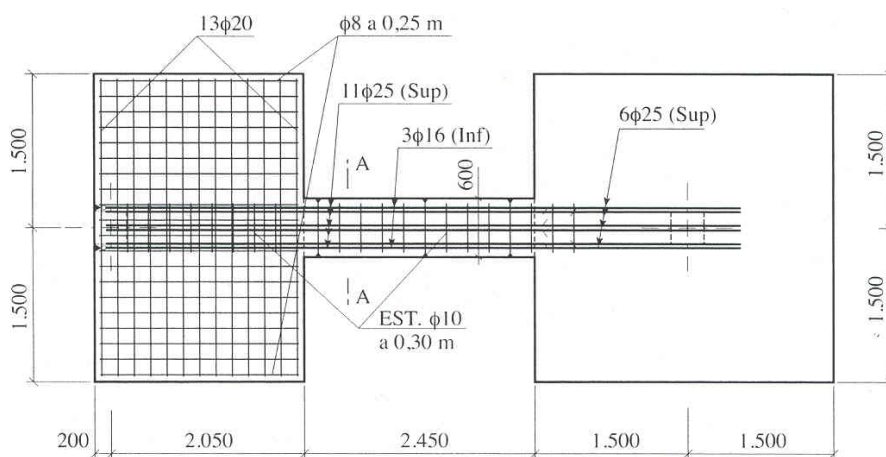
El dimensionado de la viga centradora se llevara a cabo a partir del máximo valor del momento M_d , teniendo en cuenta el desplazamiento "d" de la gráfica M_d , y del valor del cortante V_d , ambos en la zona situada entre las dos zapatas.

El dimensionado de la armadura de la zapata de medianería en la dirección b_2 se obtendrá como zapata rígida o flexible de vuelo L_v . Asimismo, el dimensionado de la armadura de la zapata de medianería en la dirección a_2 se obtendrá a partir de la armadura necesaria para resistir un 25% del momento resistido en la dirección b_2

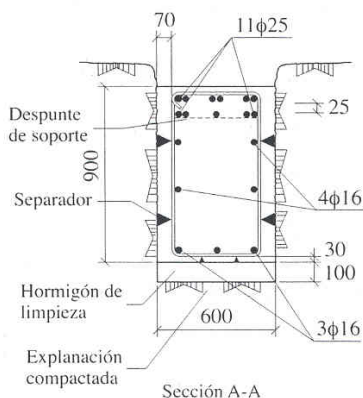
En la página siguiente, se incluye el ejercicio nº 2 de la Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural. Edificación (2002), correspondiente al dimensionado de zapatas con viga centradora para un edificio de oficinas con soportes de 400 x 400 mm. En la figura se indican los esfuerzos a nivel de la cimentación en valor característico. Los materiales considerados en este ejemplo son: armaduras B400S; hormigón HA-25/B/20/IIa



Alzado



Planta

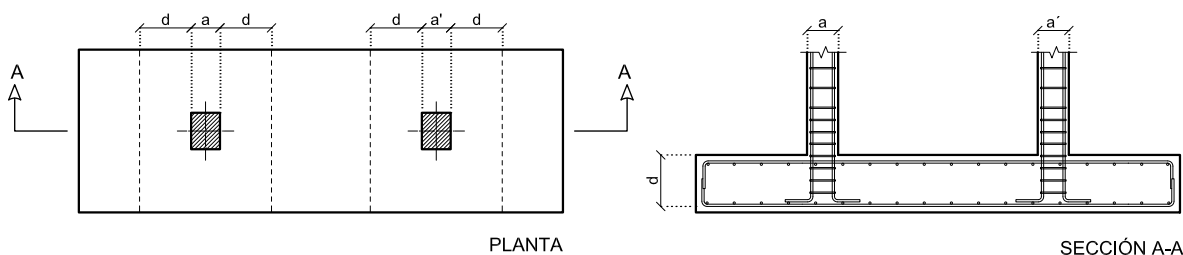


Se dispone la armadura en dos capas para que pueda entrar el vibrador de diámetro 25 mm hasta el fondo

Sección A-A

6. ZAPATAS COMBINADAS

- Esta solución de zapatas combinadas surge en situaciones de soportes próximos, con cargas importantes y terrenos de mala calidad, en las que al predimensionar las zapatas aisladas se superponen o están muy próximas.
- Estas zapatas se arman a dos caras; en la dirección longitudinal se estudian como vigas sometidas a la tensiones de reacción del terreno y apoyadas en los dos soportes; en la dirección transversal:
 - Las franjas de ancho el de cada soporte más un canto útil "d" de la zapata a cada lado del soportes como voladizos sometidos a la reacción del terreno debida al esfuerzo normal N_d de cada soportes
 - Las zonas restantes con un armado mínimo que cubra el 20% del momento longitudinal correspondiente

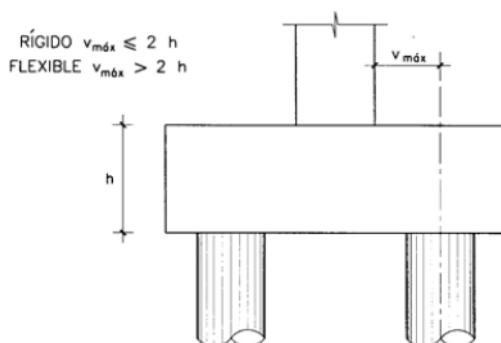


7. LOSAS DE CIMENTACIÓN

- Solución para situaciones similares a la indicada en el apartado anterior cuando se produce de forma repetida con muchas de las zapatas del edificio. Suele adoptarse si las zapatas aisladas o combinadas ocupan más del 50% de la superficie del edificio.
- En cualquier caso, es solución imprescindible en casos de nivel freático por encima de la cota de la cimentación
- Estas losas se arman en dos direcciones y a dos caras. Se analizan como losas apoyadas en los soportes, siendo necesario dimensionarlas a tensiones normales, debidas a los momentos flectores, y a tensiones tangenciales, debidas al punzonamiento en las zonas de los soportes.

8. ENCEPADOS

Los encepados sirven para transmitir las cargas de los soportes al terreno a través de pilotes. En general, se dimensionan como elementos rígidos con vuelos $v_{m\acute{o}x} \leq 2h$:



Recomendaciones para el predimensionado del encepado:

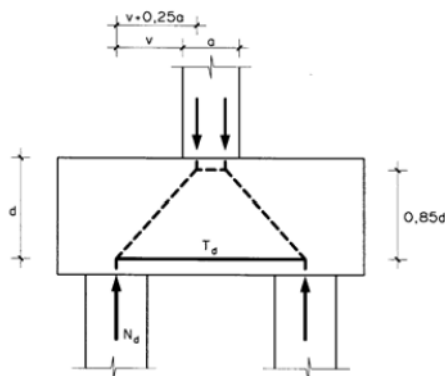
- Vuelos del encepado desde la cara de los pilotes a los extremos:
 - Mayor que $\phi/2$, siendo ϕ el diámetro del pilote
 - Mayor que 250 mm

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

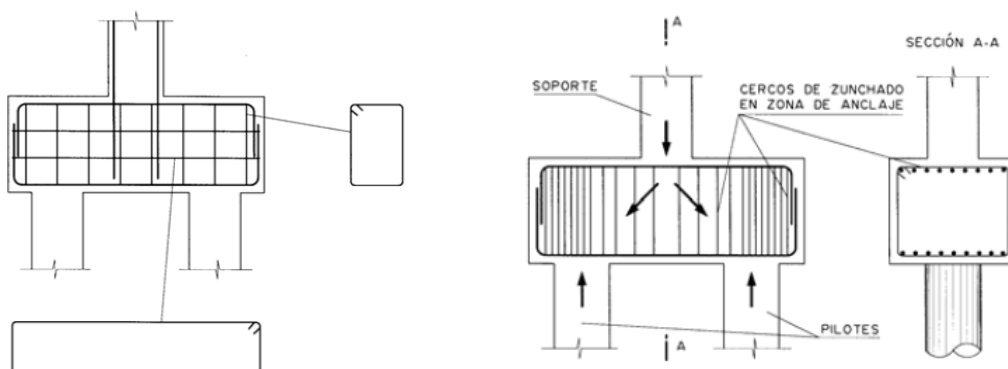
- Canto del encepado:
 - Del orden de la mitad del intereje entre los pilotes
 - Mayor que el diámetro ϕ del pilote
 - Mayor que 400 mm

Dimensionado de encepado rígido con dos pilotes:

- La armadura inferior se dimensionará a partir del esquema de la figura siguiente mediante el método de bielas y tirantes. Dicha armadura se colocará en toda la longitud del encepado debidamente anclada en sus extremos.



- Además, es necesario disponer una armadura secundaria:
 - Armadura longitudinal superior en toda su longitud con una capacidad mecánica no inferior al 10% de la capacidad mecánica de la armadura inferior
 - Una armadura horizontal y vertical dispuesta en retícula en las caras laterales. La armadura vertical estará formada por cercos que aten las armaduras longitudinales, superior e inferior. La armadura horizontal consistirá en cercos que aten la armadura vertical antes descrita. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será ≥ 0.004 . Si el ancho del encepado supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto



A continuación, se incluye el ejemplo nº3 de la “Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural. Edificación (2002)” que corresponde a un encepado de dos pilotes de ϕ 550 mm, armados con 6ϕ 12 mm, para cimentar un soporte de 500x500 mm armado con 8ϕ 16mm, sometido a un esfuerzo normal $N_d = 2.240$ KN. La separación entre ejes de pilotes es de 1.65 m. Los materiales utilizados son hormigón HA-25/B/20/IIa y armaduras B400 S

PROYECTO DE MUROS DE SÓTANO

1. Introducción

Los muros de los sótanos de un edificio cumplen dos funciones:

- Sostenimiento del terreno que rodea al edificio, lo que genera una flexión en secciones horizontales del muro (armado vertical).
- Reparto de las cargas concentradas transmitidas por los soportes en su coronación, actuando como viga de gran canto que las transfiere al terreno de forma más o menos uniforme, lo que genera flexión en secciones verticales del muro (armado horizontal).

Habitualmente, los muros se dimensionan con espesores $\geq 250-300$ mm pudiendo los soportes tener:

- Dimensiones inferiores o iguales al espesor del muro y arrancar en su coronación, dejando armaduras en espera en el muro debidamente ancladas que pueden prolongarse hasta la cimentación.
- Dimensiones superiores al espesor del muro, prolongándose los soportes y sus armaduras hasta la cimentación y generando un resalto en la cara interior del muro

En resumen, los esfuerzos en los muros son debidos:

- Al empuje del terreno (ver apartados 2, 3 y 4)
- Al reparto de las cargas concentradas de los soportes en su coronación (ver apartado 5)
- Además, al centrado de las cargas verticales en la zapata transmitiendo una presión uniforme al terreno (ver apartado 4)

El dimensionado de los muros deberá llevarse a cabo con estos esfuerzos y considerando las cuantías mínimas de armaduras, indicadas en el apartado 6.

2. Acciones debidas al empuje del terreno

- Empuje horizontal e_h debido al terreno, de valor:

$$e_h = \lambda \gamma h$$

γ , densidad del terreno (~ 20 KN/m³)

h , es la altura del terreno

λ , coeficiente de empuje, de valor:

- $\lambda = \text{tg}^2 (45-\phi/2)$ en el empuje activo (Ej.: $\phi=30^\circ$; $\lambda= 0.33$)
- $\lambda = 1-\text{sen } \phi$ en el empuje al reposo (coeficiente habitual para muros apoyados en su coronación en los forjados). (Ej.: $\phi=30^\circ$; $\lambda= 0.50$)

ϕ , ángulo de rozamiento interno del terreno

- Efecto de la sobrecarga uniforme q_k actuando sobre la coronación del terreno, que genera un incremento del empuje Δe_h de valor:

$$\Delta e_h = \lambda q_k$$

- Ley de empujes del terreno trapezoidal:

- $e_{\text{sup}} = \lambda q_k$
- $e_{\text{inf}} = \lambda q_k + \lambda \gamma H$, siendo H la altura total del muro

- Ley de empujes rectangular (simplificación considerada en algunos textos):
 - Valor medio del empuje: $e_{med.} = 2 (\lambda q_k + \lambda \gamma H)/3$
 - Valor de la fuerza resultante aplicada a la mitad de la altura: $E_{total} = [2 (\lambda q_k + \lambda \gamma H)/3] H$
- El efecto del nivel freático en el empuje será tomado en consideración mediante la suma de:
 - Empuje del terreno: $e_h = \lambda \gamma h$, considerando densidad del suelo sumergido ($\gamma \sim 10 \text{KN/m}^3$)
 - Empuje hidrostático debido al agua: $e_h = h$

3. Criterio de seguridad en muros

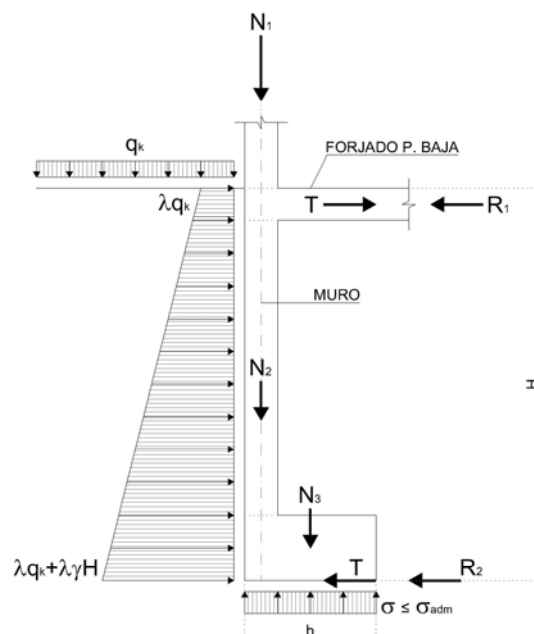
- Seguridad al vuelco:
 - Coeficiente de seguridad requerido: $\gamma_v \geq 2.0$
 - Comprobación solo necesaria habitualmente en fases de construcción
- Seguridad al deslizamiento:
 - Coeficiente de seguridad requerido $\gamma_D \geq 1.5$
 - Generalmente, la resistencia por rozamiento en el fondo de la zapata (rozamiento terreno/zapata $\mu \sim 0.70$) es suficiente para asegurarlo contra el deslizamiento
 - Este comprobación no necesaria si se cuenta con el arriostramiento de la zapata del muro a las zapatas de los soportes interiores

4. Dimensionado de la armadura de la zapata y la armadura vertical del muro

Pueden considerarse una de las hipótesis siguientes:

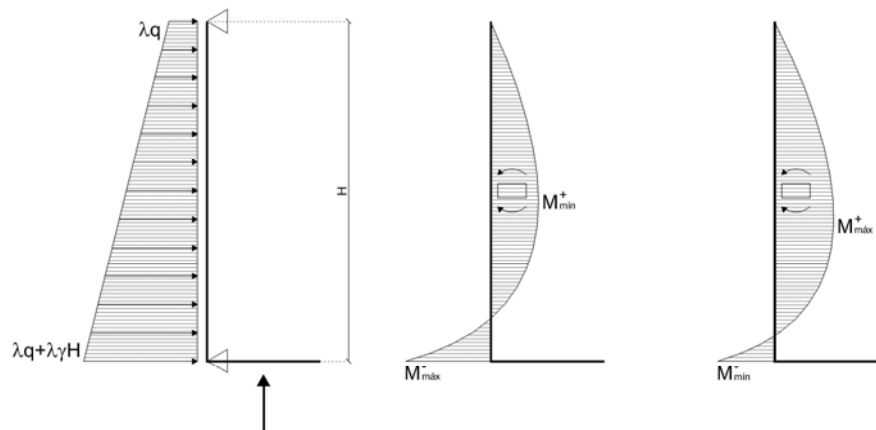
- Reacción excéntrica del terreno
- Reacción centrada del terreno, mediante una de las soluciones siguientes:
 - ✓ Vigas centradoras, como en el caso de las zapatas medianeras (ver Documento EE6)
 - ✓ Par de fuerzas horizontales "T" a nivel de zapata/terreno (rozamiento terreno/zapata $\mu \sim 0.70$) y del forjado en coronación del muro, respectivamente

En la figura, se representa este último caso de reacción centrada en el terreno equilibrada con las fuerzas T para un muro de un sótano. Además, se representan las fuerzas R_1 y R_2 que equilibran el empuje del terreno



El dimensionado de las armaduras del muro de un sótano puede llevarse a cabo para la hipótesis de muro bi-apoyado:

- Armadura de la zapata: hipótesis de máxima carga vertical (M_{max}^-) y de acuerdo con lo indicado en el Documento EE6
- Armadura del muro, pudiendo despreciar el efecto favorable del esfuerzo normal de compresión N_d del lado de la seguridad:
 - En la cara en contacto con el terreno (M_{max}^-): hipótesis de máxima carga vertical
 - En la cara interior (M_{min}^- ; M_{max}^+): hipótesis de máximo empuje de las tierras y mínima carga vertical (carga permanente)



Al dimensionar el muro y su zapata, será necesario también tomar en consideración las solicitaciones que se produzcan durante su construcción, antes del apoyo del muro en el forjado superior.

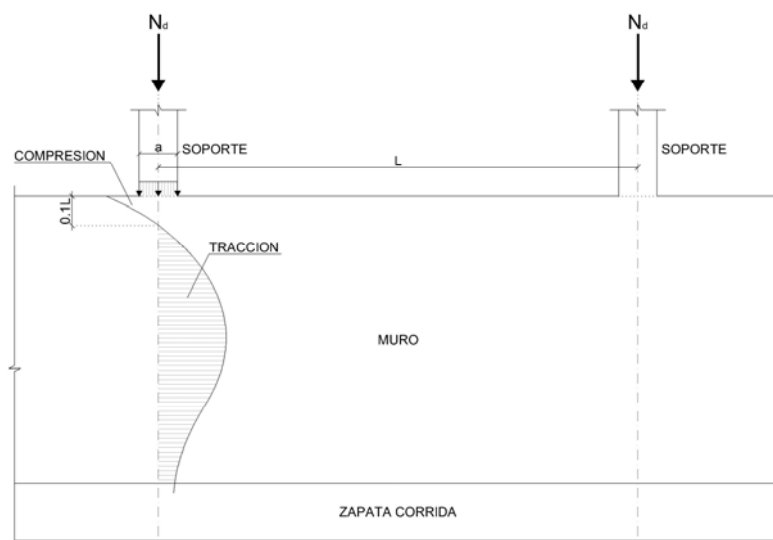
5. Efecto de las cargas concentradas de los soportes en la coronación del muro

El muro está sometido a las acciones lineales, debidas al apoyo de forjados y cerramientos, que no generan esfuerzos significativos en el muro. Asimismo, está sometido a las acciones concentradas debidas al apoyo de soportes en la coronación del muro. Estas segundas generan solicitaciones en el muro aunque, su dimensionado no requiere más armado horizontal del muro que el correspondiente a la cuantía mínima de armadura horizontal establecida en EHE-08, Tabla 42.3.5 (ver apartado 6 de este documento).

- El efecto local en los muros bajo el apoyo de los soportes genera una tracción T_d que puede evaluarse mediante el criterio de carga concentrada en macizos, indicado en EHE-08 art.61:

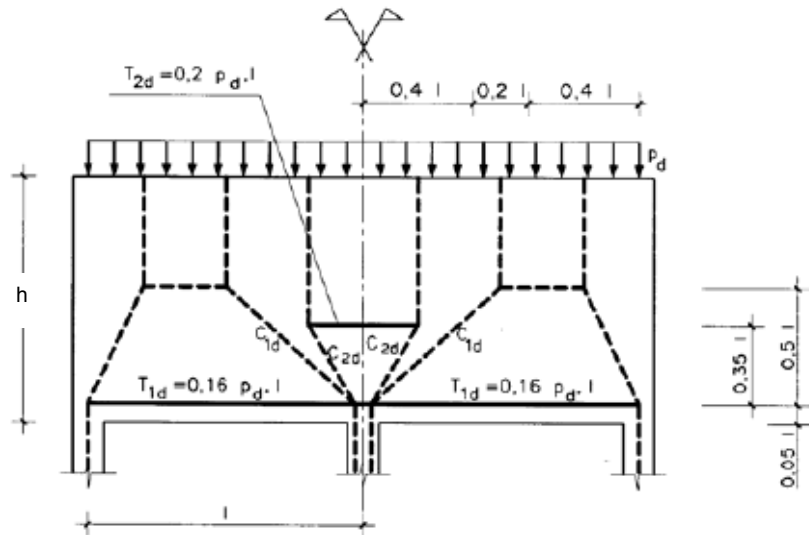
$$\bar{T}_d = 0.25 N_d (L-a)/L = A_s f_{yd}$$

- N_d , carga transmitida por el soporte al muro
- A_s , armadura horizontal a colocar en una profundidad entre $0.1 L$ y L , entre las dos caras
- f_{yd} , tensión de cálculo de la armadura horizontal $\leq 400 \text{ N/mm}^2$

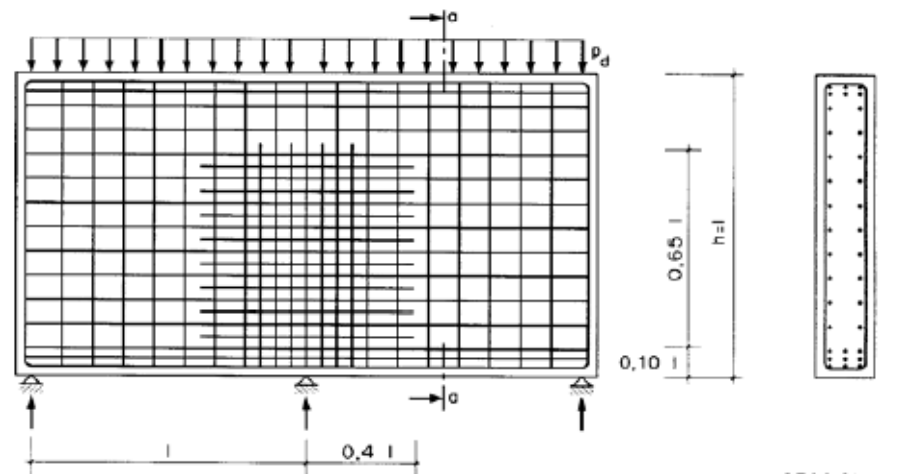


- El muro puede considerarse como viga de gran canto que transmite las cargas concentradas de los soportes en forma de cargas lineales al terreno a través de la zapata corrida. Su dimensionado puede llevarse a cabo de acuerdo con EHE-08, art.63.4. Las figuras siguientes muestran el esquema de bielas y tirantes para vigas de dos o más vanos, respectivamente (*Nota: las figuras están en posición invertida respecto a la situación del muro en el edificio, representando los apoyos de las mismas a los soportes en coronación del muro y la carga p_d en coronación de las vigas a la reacción uniforme del terreno*).

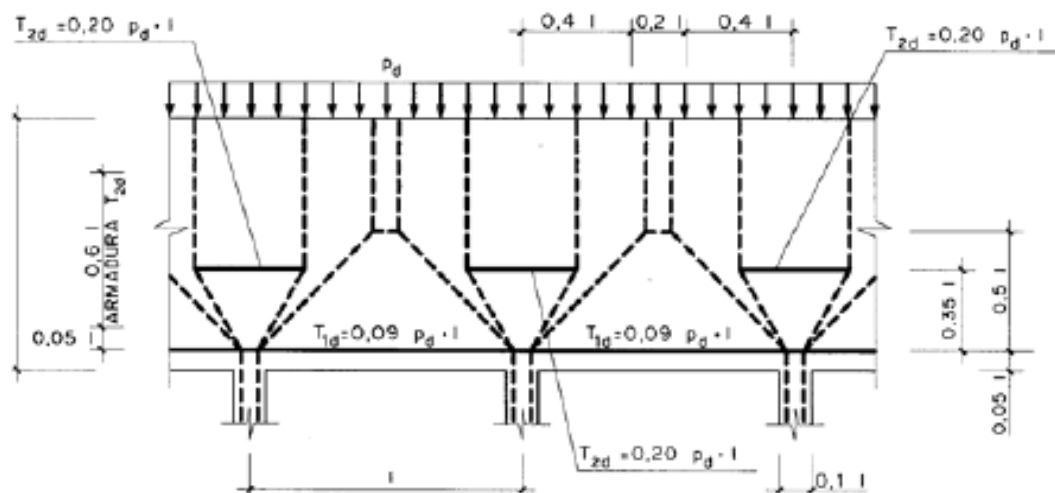
Si $h > l$, se considerará $h = l$



a) MODELO



b) ARMADURA



- La armadura en la zona de apoyos de los soportes intermedios se dimensionará para una fuerza de tracción T_{2d} , cuya resultante está situada a una distancia de la coronación del muro igual a $0.35 l$, de valor:

$$T_{2d} = 0.20 p_d l = A_s f_{yd} \quad \text{con } f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$$

- La armadura de coronación del muro en vanos extremos se dimensionará para una fuerza de tracción:

$$T_{1d} = 0.16 p_d l = A_s f_{yd} \quad \text{con } f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$$

- La armadura de coronación del muros en vanos intermedios se dimensionará para una fuerza de tracción:

$$T_{1d} = 0.09 p_d l = A_s f_{yd} \quad \text{con } f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$$

- Además de la armadura principal, se dispondrá una armadura mínima del 0.1% de cuantía en cada cara y cada dirección del muro

6. Cuantía geométrica mínima de armaduras

Cuantía mínima de la armadura, según EHE-08, Tabla 42.3.5:

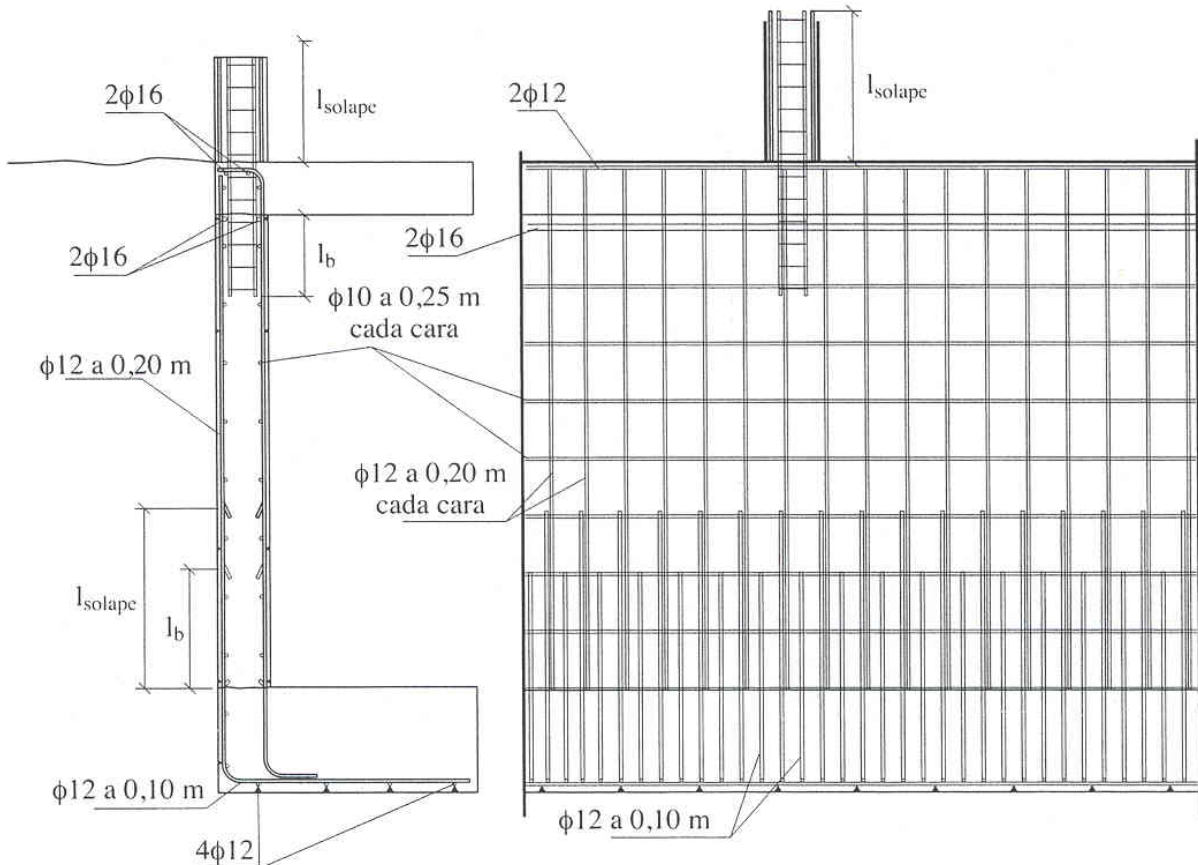
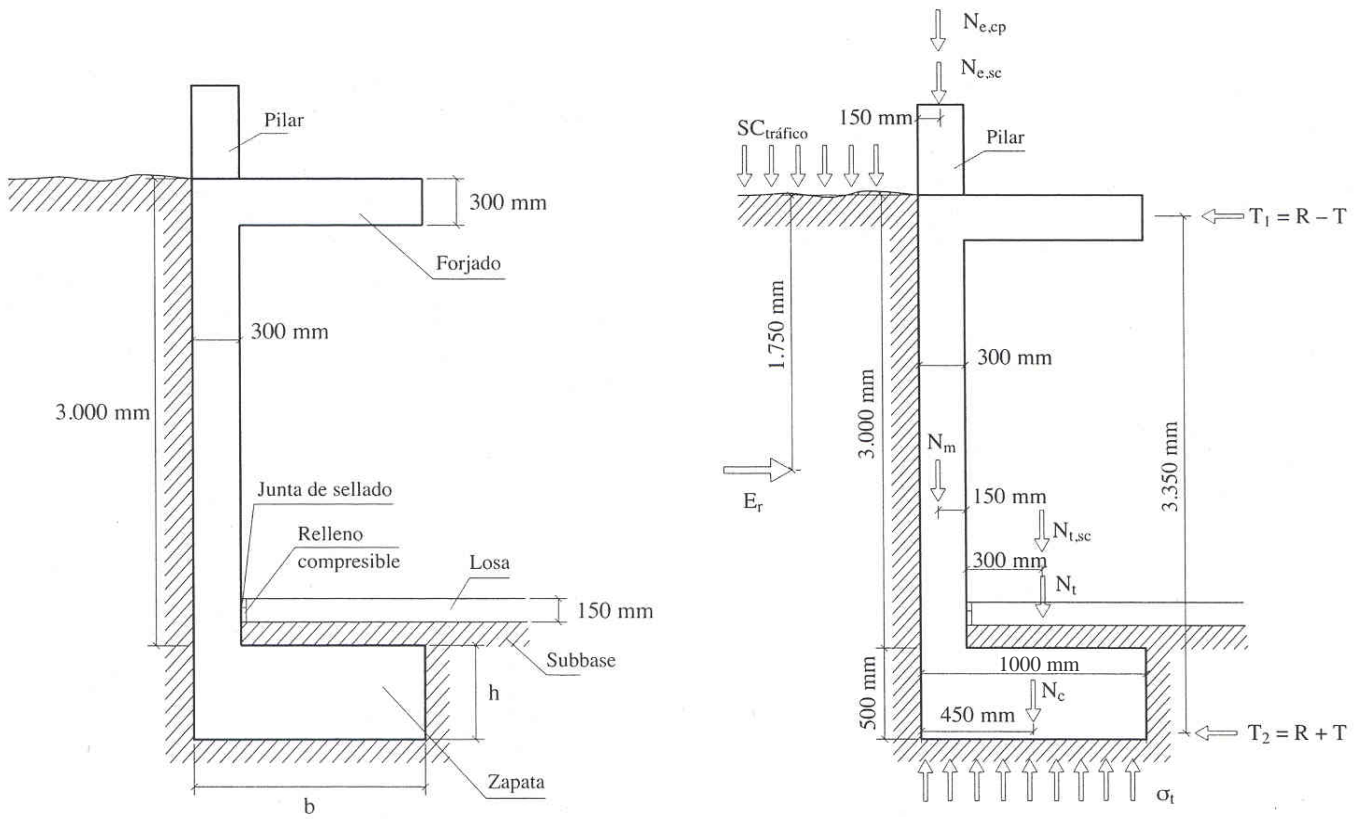
- Armadura vertical traccionada $A_1 \geq 1.2$ y 0.9 ‰ , para aceros B400 y B500, respectivamente
- Armadura horizontal (suma de las armaduras de ambas caras): $A_s \geq 4.0$ y 3.2 ‰ , para aceros B400 y B500, respectivamente:
 - ✓ Muros a dos caras vistas: la armadura total puede distribuirse al 50% en cada cara
 - ✓ Muros con juntas verticales de contracción situadas a distancias inferiores a 7.5 m, con la armadura horizontal interrumpida en dichas juntas: la cuantía de armadura total puede reducirse al 2‰
 - ✓ Zona de los muros a partir de los 2.5 m de altura: la cuantía de armadura total puede reducirse al 2‰

7. Ejemplos de muros de sótano

Ejemplo

(Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural. Edificación" 2002)

- Materiales:
 - ✓ Hormigón HA-25/B/20/IIa
 - ✓ Acero: B 500 S
- Parámetros geotécnicos:
 - ✓ Tensión admisible $\sigma_{adm.} = 0.20 \text{ N/mm}^2$
 - ✓ Coeficiente de rozamiento interno del relleno: $\phi = 30^\circ$
 - ✓ Peso específico aparente del relleno; $\gamma = 20 \text{ KN/m}^2$
 - ✓ Coeficiente de rozamiento suelo-zapata: 0.7
- Acciones:
 - ✓ Carga de tráfico sobre el terreno: 10 KN/m^2
 - ✓ Cargas debidas al forjado en coronación (valor característico):
 - Carga permanente: 15.0 KN/m
 - Sobrecarga de usos: 10.5 KN/m
 - ✓ Cargas debidas a los soportes situados cada 5.0 m en coronación (valor característico):
 - Carga permanente: 382.5 KN
 - Sobrecarga de usos: 202.5 KN



Ejercicio

Materiales:

- Hormigón: HA25/B/25/IIa
- Armaduras: B500S

Características del suelo:

- $\sigma_{adm} = 0.30 \text{ N/mm}^2$
- El nivel freático se encuentra por debajo del apoyo de la zapata.
- Datos para el empuje del terreno contra el muro del sótano:
 - Coeficiente de rozamiento: $\phi = 30^\circ$;
 - Densidad: 20 KN/m^3

- Forjado planta baja: $h = 0.30 \text{ m}$
- Muro: altura desde coronación de zapata hasta coronación de forjado 3.30 m ; espesor: 0.30 m ; encofrado a dos caras
- Zapata: canto: 0.50 m ; ancho a definir (múltiplo de 100 mm)
- Cargas transmitidas por la estructura (valor característico): permanente $q_k = 110 \text{ KN/m}$; variable $q_k = 40 \text{ KN/m}$
- Sobrecarga sobre el suelo en coronación: 3 KN/m^2

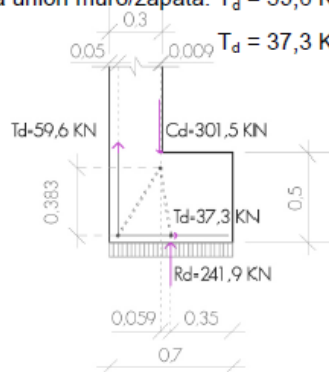
Comprobación del muro y la zapata (valores característicos):

- Ancho de la zapata: $B = 0,7 \text{ m}$
- Tensión σ_k que la zapata transmite al terreno $\sigma_k = 0,262 \text{ N/mm}^2$
- Resultante E del empuje del terreno (ley rectangular simplificada): $E = 100,1 \text{ KN /m}$
- Fuerzas T transmitidas al suelo y al forjado, debidas a la excentricidad de las cargas verticales: $T = 9,6 \text{ KN/m}$
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento con coeficiente de rozamiento entre suelo y zapata $\mu = 0.7$: $\gamma_d = 1,74$

Armado de zapata y muro

Armado de la zapata mediante la teoría de bielas y tirantes, representando el esquema de las bielas y los tirantes y obteniendo las fuerzas de tracción en los tirantes:

- Armadura vertical traccionada en la unión muro/zapata: $T_d = 59,6 \text{ KN/m}$; $A_1 = 137 \text{ mm}^2/\text{m}$
- Armadura inferior en la zapata: $T_d = 37,3 \text{ KN/m}$; $A_1 = 93 \text{ mm}^2/\text{m}$

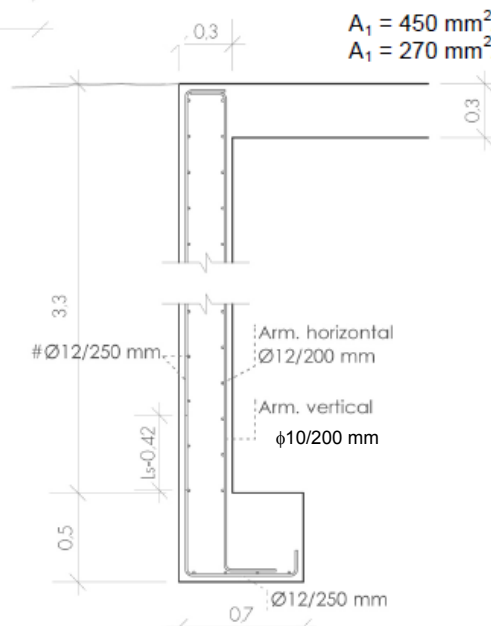


- Armadura mínima en zapata:
- Armadura vertical en la cara interior del muro:

$$A_1 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_1 = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Definir gráficamente el muro y la zapata con todo su armado, teniendo en cuenta los criterios de armado mínimo en muros establecidos en EHE para muros con una distancia entre juntas de contracción superiores a 7.5 m :



(Nota): El esquema representado no mantiene las proporciones reales

HP. Hormigón pretensado

Proyecto de estructuras

Introducción al hormigón pretensado

Jesús Rodríguez
Febrero 2017

Esquema de la presentación

- HM, HA y HP
- Introducción al HP
- Materiales
- Bases de cálculo
- Dimensionado
 - ELS: fisuración y deformación
 - ELU: momento y esfuerzo cortante

HORMIGÓN EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO

- Tres materiales claramente diferenciados.
- Diverso origen y antecedentes históricos.
- Características, composición, propiedades y comportamiento.
- Posibilidades, aplicación y utilización.

HORMIGÓN EN MASA

- **No** contiene en su interior **armaduras**, o contiene armaduras exclusivamente para controlar la fisuración (generalmente mallas o fibras).
- Resiste esfuerzos de **compresión**. Muy baja resistencia a tracción.
- Origen y precedentes históricos muy antiguos.
- Utilización en elementos exclusivamente solicitados a compresión, o con esfuerzos de tracción o flexión proporcionalmente muy bajos.

HORMIGÓN ARMADO

- Contiene en su interior **armaduras** de acero, que le confieren resistencia a tracción.
- Resiste esfuerzos de **compresión** y **tracción** (y, por lo tanto, de **flexión**).
- Origen: final del siglo XIX, principios del XX: Barca de Lambot (1848), Jardineras de Joseph Monier (1849), Patente de Wilkinson (1854), Exposición de París de 1900.
- Hormigón más utilizado: forjados, pilares, vigas, muros, cimentaciones...

HORMIGÓN PRETENSADO

- Contiene en su interior armaduras de acero **pretensadas** de gran resistencia, que "precomprimen" el hormigón.
- Capaz de soportar **mayores esfuerzos de tracción** (y de flexión) que el hormigón armado.
- Puede ser Pretensado o Postesado, según se tese antes o después de que el hormigón adquiera su resistencia.
- Origen: Eugène Freyssinet, 1928
- **Elementos esbeltos, prefabricación**, etc.

INTRODUCCIÓN AL HP (1)

- HP surge al utilizar **armaduras con límite elástico elevado** [$\geq 1500 \text{ N/mm}^2$] que no podría utilizarse en el hormigón armado pues su aprovechamiento conllevaría valores de flechas y de aberturas de fisura inadmisibles.
- HP surge también como una forma de introducir en la estructura un **estado de sollicitación** (tensión o deformación) **contrario** al que posteriormente producirán las acciones exteriores

INTRODUCCIÓN AL HP (2). Fisuración en HA

$$w_k \leq w_{max}$$

w_k , **abertura característica** de fisura en la superficie del hormigón
 w_{max} , **la abertura máxima** de fisura indicada en la tabla

Clase de exposición	Abertura de fisura w_k (mm) (combinación cuasipermanente de las acciones)
I	0.4
IIa, IIb, H	0.3
IIIa, IIIb, IV, F, Qa	0.2
IIIc, Qb, Qc	0.1

INTRODUCCIÓN AL HP (3). Fisuración en HA

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_m$$

β , relaciona abertura media de fisura con la característica (1.3 para fisuración debida a acciones indirectas y 1.7 en el resto)

s_m , separación media de fisuras:

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} , alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_c} \right)^2 \right] \geq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Viga fisurada en rotura por tracción



INTRODUCCIÓN AL HP (4)

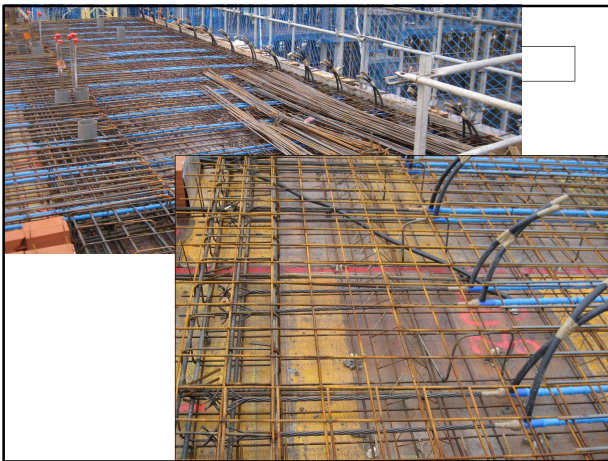
- **Hormigón pretensado con armaduras pretesas**: utilizado en **prefabricación**, en el que las **armaduras se tesan antes del hormigonado** y se anclan en unos "macizos" que transmiten temporalmente las cargas al suelo. Posteriormente, se hormigonan y cuando el hormigón ha adquirido una cierta resistencia [generalmente $>25-30 \text{ N/mm}^2$], las armaduras se cortan y se anclan por adherencia al hormigón. El trazado de las armaduras suele ser **recto**

INTRODUCCIÓN AL HP. PREFABRICACIÓN

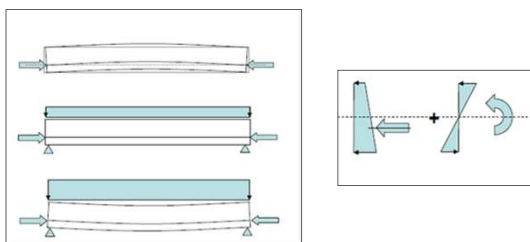


INTRODUCCIÓN AL HP (5)

- **Hormigón pretensado con armaduras postesas:** utilizado en piezas **hormigonadas "in situ"**. Las armaduras se introducen dentro de **vainas**. Una vez hormigonada la pieza y cuando el hormigón ha adquirido cierta resistencia [$> 25-30 \text{ N/mm}^2$], se tesan las armaduras y se anclan en sus extremos mediante unas **placas y cuñas** de anclaje. Posteriormente, se **inyectan** las vainas con lechada para establecer la adherencia entre las armaduras y el hormigón. El trazado de las armaduras suele ser **curvo**.



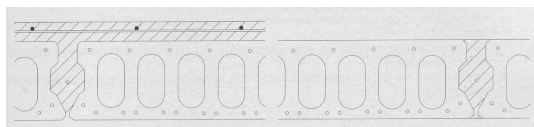
INTRODUCCIÓN AL HP (6)



Viguetas pretensadas



Losas alveolares



Losas alveolares



HORMIGÓN

- La necesidad de obtener resistencias elevadas a corto plazo para introducir el pretensado hace que estos hormigones tengan resistencias superiores a 35-40 N/mm² a 28 días.
- Hormigones habituales: **HP40, HP45, HP50 ...**

ARMADURAS ACTIVAS

- **Alambre:** producto de sección maciza, liso o **grafilado**, que se suministra en rollos
- **Barra:** producto de sección maciza que se suministra en forma de elementos rectilíneos producto
- **Cordón:** formado por alambres enrollados helicoidalmente (2, 3 ó 7 alambres)
- **Elementos prefabricados (edificación):** alambres $\phi 3, 4, 5, 6$ y 7 mm, límite elástico f_{pk} comprendido entre 0.85 y 0.95 de carga unitaria máxima $f_{p,max}$ y $f_{p,max} \sim 1600-1700$ N/mm².

ARMADURAS PASIVAS

- Iguales a las utilizadas en **HA**:
 - B400 S, B400 SD
 - B500 S, B500 SD
- En elementos prefabricado de edificación, generalmente, no se dispone armadura pasiva

BASES DE CÁLCULO

Coinciden con las aplicables al **HA**

Los **recubrimientos** mínimos de las armaduras pueden reducirse si la resistencia del hormigón $f_{ck} \geq 40$ N/mm².

Los **coeficientes de seguridad del pretensado** son:

- ELS: $\gamma_p = 0.95$ o 1.05 , según resulte más desfavorable, a los efectos de evaluar el efecto de la acción del pretensado
- ELU: $\gamma_s = 1.15$ para evaluar la capacidad resistente última de la armadura activa

BASES DE CÁLCULO. Fuerza del pretensado

Pretensado inicial: $P_o = A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{instantánea})$
Pretensado final: $P_f = A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{instantánea} - \Delta\sigma_{diferida})$

- **Pérdidas instantáneas:** debidas a la penetración de cuñas y al acortamiento elástico del hormigón (~5-10%)
- **Pérdidas diferidas** ($\Delta\sigma_{diferida}$): debidas a fluencia y retracción del hormigón y relajación del acero (~20-25%)

Estos valores se incluyen en la **documentación técnica del fabricante**

DIMENSIONADO. Fisuración (1)

Clase de exposición I: ancho de fisura $w \leq 0.2$ mm bajo la combinación de **acciones frecuentes**

Clases de exposición II: ancho de fisura $w \leq 0.2$ mm bajo las **acciones frecuentes**. Además, las armaduras activas deben encontrarse en la zona comprimida bajo las **acciones cuasipermanentes**

Clases de exposición III: toda la sección permanece comprimida bajo las **acciones frecuentes**

DIMENSIONADO. Fisuración (2)

Combinación característica (poco probable): $\sum \gamma_{Gk} G_k + \gamma_p P_k + \gamma_{Qk,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qk,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
 Combinación frecuente: $\sum \gamma_{Gk} G_k + \gamma_p P_k + \gamma_{Qk,1} \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qk,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
 Combinación cuasipermanente: $\sum \gamma_{Gk} G_k + \gamma_p P_k + \sum \gamma_{Qk,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso: Zonas residenciales y administrativas	0.7	0.5	0.3
Sobrecarga de uso: Zonas destinadas al público y comerciales	0.7	0.7	0.6
Sobrecarga de uso: cubiertas accesibles para mantenimiento	0	0	0
Aparcamientos de vehículos ligeros	0.7	0.7	0.6
Sobrecarga de nieve (altitud < 1000 m)	0.5	0.2	0
Sobrecarga de nieve (altitud > 1000 m)	0.7	0.5	0.2
Sobrecarga de viento	0.6	0.5	0

DIMENSIONADO. Fisuración (3)

M_0 momento flector de descompresión de la sección
 M'_0 momento flector de descompresión a nivel de las armaduras activas
 $M_{0,2}$ momento flector de aparición de fisuras de ancho $w_k = 0.2$ mm

Clase exposición	Acciones frecuentes	Acciones cuasipermanentes	Momento resistidos (ELS)
I	0.2 mm		$M_{0,2}$
II	0.2 mm	$\sigma_{ca} = 0$ (a la altura de las armaduras activas)	$M_{0,2}$ y M'_0
III	$\sigma_{ca} = 0$ (a la altura de la fibra extrema)		M_0

Tensión máxima de compresión bajo la combinación característica $\leq 0.6f_{ck}$

DIMENSIONADO. Fisuración (4)

$M_{0,2}$ puede obtenerse en la expresión siguiente:

$$\Delta\sigma_p = (M_{0,2} - M_f) / (0.8 h A_p) \approx 200 \text{ N/mm}^2$$

- h canto total
- A_p área de la armadura pretensada
- σ_{cp} tensión debida al pretensado en la fibra inferior
- M_0 momento de descompresión
- W_{inf} módulo resistente respecto a su fibra inferior

DIMENSIONADO. Fisuración (5)

$M_{0,2}$ (cont.)

$$M_{fis} = W_f (f_{ctm,fl} + \sigma_{cp}) = W_{inf} f_{ctm,fl} + M_0$$

$f_{ctm,fl}$, resistencia a flexotracción del hormigón, max. de

- $f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$
- $[1.6 - h/1000] f_{ct,m}$, con h en mm

$$M_{0,2} = 160 h A_p + M_{fis} = 160 h A_p + W_{inf} f_{ctm,fl} + M_0$$

DIMENSIONADO. Flecha (1)

- Puede evaluarse de **forma aproximada** con I_b , pues las tensiones de tracción serán inferiores a las correspondientes al momento de fisuración M_f para gran parte del valor de las cargas
- Deberá considerarse la **contraflecha** producida por la fuerza excéntrica del pretensado a la edad en la que se evalúa que para pretensado recto con excentricidad "e" en una pieza simplemente apoyada es:

$$v_p = (P e L^2) / (8 EI)$$

DIMENSIONADO. Flecha (2)

Flecha diferida debida a **acciones permanentes y cuasipermanentes** que se calcula de forma aproximada mediante el producto de la **flecha instantánea por el coeficiente λ** . Dicho coeficiente [EHE, art. 50.2.2.3] depende del valor de la fluencia [función de la edad del hormigón cuando se evalúa la flecha y de la edad del hormigón cuando entra la carga en la estructura] y de la cuantía de armadura en la cara comprimida.

A los valores del coeficiente ξ incluidos en EHE-08, art.50.2.2.3 para obtener la flecha diferida, puede añadirse $\xi = 0.26$ para la edad de una semana

DIMENSIONADO. ELU momento flector (1)

- Hipótesis iguales al HA
- **Deformación en las armaduras activas situadas en la cara traccionada**, suma de:
 - El **alargamiento** que se produce según el plano de agotamiento o rotura [*habitual en secciones de hormigón*]
 - El **alargamiento** previo de la armadura activa debida al pretensado, teniendo en cuenta las pérdidas
 - El **alargamiento** de descompresión del hormigón a nivel de la fibra de armadura considerada.

DIMENSIONADO. ELU momento flector (2)

- **Deformación de las armaduras activas situadas en la cara comprimida** diferencia de:
 - El **alargamiento previo de la armadura** activa debida al pretensado, teniendo en cuenta las pérdidas.
 - El **acortamiento** que se produce según el plano de agotamiento (habitual en secciones de hormigón)

DIMENSIONADO. ELU esfuerzo cortante (1)

Se diferencian los casos de $M_d \leq M_{fis,d}$ y $M_d > M_{fis,d}$

$$M_{fis,d} = W_i f_{ctm,fl,d} + M_o$$

W_{inf} , módulo resistente respecto a su fibra inferior
 $f_{ctm,fl,d} = f_{ctm,fl} / \gamma_c$ ($f_{ctm,fl}$, la resistencia a flexotracción)
 M_o , momento de descompresión

DIMENSIONADO. ELU esfuerzo cortante (2)

$M_d \leq M_{fis,d}$

$$V_{u2} = \frac{l b_0}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_1 \sigma_{cd} f_{ct,d}}$$

Comprobación en sección situada a distancia del borde del apoyo que corresponde con la intersección del eje longitudinal que pasa por centro de gravedad de la sección con una línea a 45°, que parte del borde del apoyo

DIMENSIONADO. ELU esfuerzo cortante (3)

α_1 , factor que tiene en cuenta la introducción progresiva de las tensiones del pretensado al hormigón:

$$\alpha_1 = l_x / (1,2 \cdot l_{bpt})$$

l_x , distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia

$$l_{bpt} = \phi \sigma_p / 21$$

σ_p , tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm²
 ϕ , en mm

DIMENSIONADO. ELU esfuerzo cortante (4)

$M_d > M_{fis,d}$ (sin armadura a cortante)

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_1 \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \alpha_1 \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

(Atención: en EC2, este mínimo es 1.5 veces menor)

DIMENSIONADO. ELU esfuerzo cortante (5)

$M_d > M_{fis,d}$ (con armadura a cortante)

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

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0.15 \alpha_1 \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

$$V_{su} = 0.9 d A_{g0} f_{y90,d}$$

(con $\theta = 45^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$)

DOCUMENTACIÓN

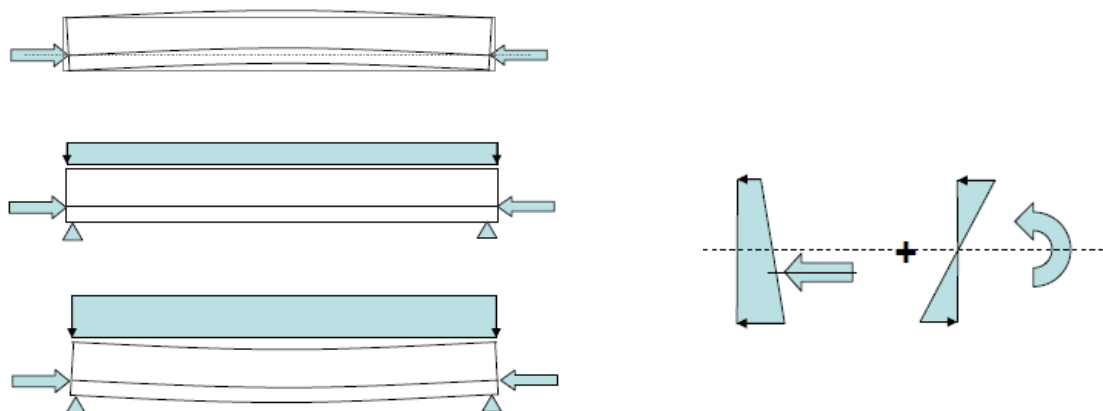
- Ministerio de Fomento, "EHE-08. Instrucción para el proyecto y la ejecución del hormigón estructural". Ministerio de Fomento. 5ª edición. 2011.
- Ministerio de Fomento. "Documento básico SE Seguridad estructural". Código técnico de la edificación. Abril 2009.
- Jesús Rodríguez. Bases para el cálculo de elementos prefabricados de HP. Seminario S14. IETcc. Junio 2015.

DOCUMENTACIÓN COMPLMENTARIA

- **Bases de cálculo (BC):** Bases de cálculo, acciones, materiales, durabilidad y resistencia al fuego
- **Estados Límites Últimos (ELU)**
 - ELU agotamiento resistente a tensión normal (momento flector)
 - ELU agotamiento resistente a tensión tangencial (esfuerzo cortante y punzonamiento)
- **Estados Límites de Servicio (ELS):**
 - ELS de deformación
 - ELS de fisuración
- **Hormigón pretensado (HP):** Introducción al HP

- **Hormigón pretensado con armaduras postesas:** utilizado principalmente en piezas hormigonadas “in situ” o en grandes piezas prefabricadas. Las armaduras se introducen dentro de unos conductos o vainas. Una vez hormigonada la pieza y cuando el hormigón ha adquirido cierta resistencia [generalmente $> 25-30 \text{ N/mm}^2$], se tesan las armaduras y se anclan en sus extremos contra las piezas mediante unas placas y cuñas de anclaje. Posteriormente, se inyectan las vainas con lechada para establecer la adherencia entre las armaduras y el hormigón. El trazado de las armaduras suele ser curvo siguiendo las zonas que resultarán traccionadas bajo la acción de las cargas exteriores.

La figura siguiente representa de forma esquemática una viga sometida a la acción del pretensado y a las acciones gravitatorias (carga permanente; carga permanente y sobrecarga de uso).



2. MATERIALES

Hormigones

La necesidad de obtener resistencias elevadas a corto plazo para introducir el pretensado hace que estos hormigones tengan resistencias superiores a $35-40 \text{ N/mm}^2$ a 28 días. Hormigones habituales: HP35, HP40, HP45, HP50

Armaduras pasivas

Iguals a las utilizadas en hormigón armado: B400 S, B400SD, B 500 S y B500 SD

Armaduras activas

- Alambre: producto de sección maciza, liso o grafilado, que se suministra en rollos
- Barra: producto de sección maciza que se suministra en forma de elementos rectilíneos producto
- Cordón: formado por alambres enrollados helicoidalmente (2, 3 ó 7 alambres)

Habitualmente, en HP con armaduras pretesas (elementos prefabricados) para edificación se emplean alambres como armadura activa de características indicadas en la tabla adjunta, con diámetro nominal de 3, 4, 5, 6 y 7 mm y con un límite elástico f_{pk} comprendido entre 0.85 y 0.95 de la carga unitaria máxima $f_{p,máx}$

Designación	Diámetros (mm)	Carga unitaria máxima $f_{p,máx}$ (N/mm ²)
Y 1570 C	9.4 - 10.0	1570
Y 1670 C	7.0 - 7.5 - 8.0	1670
Y1770 C	3.0 - 4.0 - 5.0 - 6.0	1770
Y 1860 C	4.0 - 5.0	1860

El módulo de deformación longitudinal de los alambres es $E_p = 200.000 \text{ N/mm}^2$

3. BASES DE CÁLCULO (HP con armaduras pretesas)

En líneas generales, las bases de cálculo coinciden con las mencionadas para el hormigón armado, resumidas en el Documento BC2.

Los recubrimientos mínimos de las armaduras pueden reducirse si la resistencia del hormigón $f_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ (EHE-08, art.37; Documento BC2, apartado 4).

Los valores de los coeficientes de seguridad del pretensado son (Documento BC2, apartado 2):

- Estados Límites de Servicio: $\gamma_p = 0.95$ o 1.05 , según resulte más desfavorable, a los efectos de evaluar el efecto de la acción del pretensado. (EHE-08, Tabla 12.2).
- Estados Límites Últimos: $\gamma_s = 1.15$ para evaluar la capacidad resistente última de la armadura activa (EHE-08, tabla 15.3)

La fuerza del pretensado (art.20.2) se obtiene mediante el producto del área de armaduras activas por la tensión de las mismas. La tensión inicial σ_{p0} debe ser inferior al 70% de la carga unitaria máxima $f_{p \text{ máx, k}}$ y al 85% del límite elástico f_{pk} . Esta tensión disminuye con el tiempo debido a:

- Pérdidas instantáneas ($\Delta\sigma_{\text{instantánea}}$): debidas al acortamiento elástico del hormigón,...
- Pérdidas diferidas ($\Delta\sigma_{\text{diferida}}$): debidas a la fluencia y retracción del hormigón y a la relajación del acero

A título orientativo y a falta de datos más precisos (*las pérdidas deben ser incluidas en los valores declarados por el fabricante en los elementos prefabricados*), se indica que el orden de magnitud de las pérdidas instantáneas es del 5-10% y el de las diferidas del 20-25%, lo que conlleva a pérdidas totales del orden de 20-35%. Estas pérdidas explican que el hormigón pretensado solo fue posible cuando se pudo fabricar acero de alto límite elástico, que a largo plazo permitiera mantener una tensión significativa (65-80% de la inicial)

Los valores de la fuerza de pretensado son:

- Pretensado inicial (descontando las pérdidas iniciales): $P_o = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{instantánea}})$
- Pretensado a tiempo final (descontando todas las pérdidas): $P_\infty = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{instantánea}} - \Delta\sigma_{\text{diferida}})$

4. DIMENSIONADO (HP con armaduras pretesas)

4.1 Estados Límites de Servicio

- **Estado Límite de Fisuración:** La cuantía y distribución de las armaduras activas suele venir determinada por las comprobaciones debidas a este Estado Límite de Servicio.

Dependiendo de la mayor o menor agresividad ambiental, se cumplirán que (EHE-08, Tabla 5.1.1.2):

- Clase de exposición I: ancho de fisura $w \leq 0.2 \text{ mm}$ bajo la combinación de acciones frecuentes
- Clases de exposición II: ancho de fisura $w \leq 0.2 \text{ mm}$ bajo la combinación de acciones frecuentes. Además, las armaduras activas deben encontrarse en la zona comprimida bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.
- Clases de exposición III: toda la sección permanece comprimida bajo la combinación de acciones frecuentes.

En la tabla siguiente, se resume las comprobaciones para las tres clases de exposición, siendo:

M_0	momento flector de descompresión de la sección
M'_0	momento flector de descompresión a nivel de las armaduras activas
$M_{0,2}$	momento flector de aparición de fisuras de ancho $w_k = 0.2 \text{ mm}$

Clase exposición	Acciones frecuentes	Acciones cuasipermanentes	Momento resistidos (ELS)
I	0.2 mm		$M_{0,2}$
II	0.2 mm	$\sigma_{ct} = 0$ (a la altura de las armaduras activas)	$M_{0,2}$ y M'_0
III	$\sigma_{ct} = 0$ (a la altura de la fibra extrema)		M_0

siendo:

- Valor frecuente de las acciones variables $\Psi_1 Q_k$: valor que es sobrepasado en solo periodos de corta duración respecto a la vida útil de la estructura (1% del tiempo de referencia según CTE, Parte I)
- Valor cuasipermanente de las acciones variables $\Psi_2 Q_k$: valor que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura (50% del tiempo de referencia según CTE, Parte I)

El valor $M_{0,2}$ correspondiente a la abertura de fisura $w_k = 0.2$ mm puede obtenerse en la expresión siguiente considerando que el incremento de tensión en la armadura pretensada $\Delta\sigma_p$ sea igual a 200 N/mm^2 [EHE-08 (art.49.2.4, comentarios)]:

$$\Delta\sigma_p = (M_{0,2} - M_f) / (0.8 h A_p) = 200 \text{ N/mm}^2$$

siendo:

- h canto total
- A_p área de la armadura pretensada
- M_{fis} momento de fisuración: $M_{fis} = W_{inf} (f_{ctm,fl} + \sigma_{cp}) = W_{inf} f_{ctm,fl} + M_0$
- σ_{cp} tensión debida al pretensado en la fibra inferior
- M_0 momento de descompresión
- W_{inf} módulo resistente respecto a su fibra inferior
- $f_{ctm,fl}$ resistencia a flexotracción del hormigón (ver BC2, apartado 3.3) que se obtiene como el máximo valor de:
 - $f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$
 - $[1.6 - h/1000] f_{ct,m}$, siendo h el canto en mm

por lo que:

$$M_{0,2} = 160 h A_p + M_{fis} = 160 h A_p + W_{inf} f_{ctm,fl} + M_0$$

En todos los casos, la tensión máxima de compresión será inferior a $0.6 f_{ck}$, bajo la combinación característica de acciones, para evitar fisuras de tracción perpendiculares a la dirección de las compresiones

Nota: Para las estructuras de edificación, las combinaciones de acciones en ELS (Documento BC2), incluido el pretensado P_k , son:

Combinación característica (poco probable):	$\sum \gamma_G G_k + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Combinación frecuente:	$\sum \gamma_G G_k + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
Combinación cuasipermanente:	$\sum \gamma_G G_k + \gamma_p P_k + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

El valor de los coeficientes de simultaneidad ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 para edificación viene fijado en la tabla 4.2 de CTE DB SE (ver documento BC1), indicándose en la tabla adjunta los valores más frecuentes:

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso: Zonas residenciales y administrativas	0.7	0.5	0.3
Sobrecarga de uso: Zonas destinadas al público y comerciales	0.7	0.7	0.6
Sobrecarga de uso: cubiertas accesibles para mantenimiento	0	0	0
Aparcamientos de vehículos ligeros	0.7	0.7	0.6
Sobrecarga de nieve (altitud < 1000 m)	0.5	0.2	0
Sobrecarga de nieve (altitud > 1000 m)	0.7	0.5	0.2
Sobrecarga de viento	0.6	0.5	0

- **Estado Límite de Deformación:** En general, las comprobaciones podrán llevarse a cabo de forma aproximada utilizando el momento de inercia de la sección bruta de la sección, pues las tensiones de tracción serán en muchos casos inferiores a las correspondientes al momento nominal de fisuración M_f para gran parte del valor de las cargas [EHE-8, artículo 50.2.2.2].

Deberá considerarse la contraflecha producida por la fuerza excéntrica del pretensado a la edad en la que se evalúa.

Nota: Valor de la flecha debida al pretensado recto con excentricidad "e" en una pieza simplemente apoyada:

$$v_p = (P e L^2) / (8 EI).$$

La flecha diferida debida a las acciones permanentes se calcula de forma aproximada mediante el producto de la flecha instantánea por el coeficiente λ . Dicho coeficiente se obtiene de acuerdo con EHE [art. 50.2.2.3] y depende del valor de la fluencia [función de la edad del hormigón cuando se evalúa la flecha y de la edad del hormigón cuando entra la carga en la estructura] y de la cuantía de armadura en la cara comprimida.

Nota: A los valores del coeficiente ξ incluidos en EHE-08, art.50.2.2.3 para obtener la flecha diferida, puede añadirse $\xi = 0.26$ para la edad de una semana

4.2 Estados Límite Últimos

• Agotamiento a tensión normal debida al momento flector (Documento ELU1)

- Las hipótesis que regulan las comprobaciones son las mismas que en hormigón armado.
- La deformación en las armaduras activas situadas en la cara traccionada se obtiene como suma de:
 - El alargamiento que se produce según el plano de agotamiento o rotura [habitual en secciones de hormigón]
 - El alargamiento previo de la armadura activa debida al pretensado, teniendo en cuenta las pérdidas
 - El alargamiento de descompresión del hormigón a nivel de la fibra de armadura considerada.
- La deformación de las armaduras activas situadas en la cara comprimida se obtienen como resta de:
 - El alargamiento previo de la armadura activa debida al pretensado, teniendo en cuenta las pérdidas.
 - El acortamiento que se produce según el plano de agotamiento (habitual en secciones de hormigón)

Nota: Como primer tanteo, puede considerarse que el alargamiento de la armadura en la cara comprimida es el debido al pretensado menos un acortamiento estimado del 0.2%

• Agotamiento por tensión tangencial debida al esfuerzo cortante (Documento ELU2)

- Si el momento flector de cálculo M_d es inferior al momento de fisuración de la sección $M_{fis,d}$ y el alma está comprimida, el esfuerzo cortante último V_{u2} puede obtenerse según EHE [art.44.2.3.2.1.1] donde σ'_{cd} es la tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza del pretensado

El momento de fisuración $M_{fis,d}$ en ELU es igual a $W_f f_{ctm,fl,d} + M_o$, siendo:

W_{inf} módulo resistente respecto a su fibra inferior
 $f_{ctm,fl,d} = f_{ctm,fl} / \gamma_c$ siendo $f_{ctm,fl}$ la resistencia a flexotracción que se obtiene como el máximo de:
 - $f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$
 - $[1.6 - h/1000] f_{ct,m}$, siendo h el canto en mm
 M_o momento de descompresión

- Si el momento flector de cálculo de la sección M_d es superior al momento de fisuración $M_{fis,d}$:
 - Elementos sin armadura de cortante: El esfuerzo cortante último V_{u2} se obtiene según EHE [art. 44.2.3.2.1.2], con un valor límite inferior, donde σ'_{cd} es la tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza del pretensado
 - Elementos con armadura de cortante: Los esfuerzos cortantes V_{u1} (agotamiento del alma por compresión) y V_{u2} (agotamiento del alma por tracción) se obtienen según EHE [art.44.2.3.2.2], donde σ'_{cd} es la tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza del pretensado

Para la tensión media en el alma de la sección σ'_{cd} podrá considerarse una variación lineal de la fuerza del pretensado desde el extremo de la pieza hasta una distancia igual a 1.2 veces la longitud de transferencia l_{opt} (coeficiente multiplicador α_1 de la tensión σ'_{cd}).