



## TÍTULO 6º ELEMENTOS ESTRUCTURALES

# CAPÍTULO XII

## ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### Artículo 52º Elementos estructurales de hormigón en masa

#### 52.1 Ámbito de aplicación

Se considerarán elementos estructurales de hormigón en masa los construidos con hormigón sin armaduras y los que tienen armaduras sólo para reducir los efectos de la fisuración, generalmente en forma de mallas junto a los paramentos.

No es aplicable este capítulo, salvo con carácter subsidiario, a aquellos elementos estructurales de hormigón en masa que tengan su normativa específica.

#### 52.2 Hormigones utilizables

Para elementos de hormigón en masa se podrán utilizar los hormigones definidos en 39.2.

#### 52.3 Acciones de cálculo

Las acciones de cálculo combinadas aplicables en los Estados Límite Últimos son las indicadas en el Artículo 13º.

#### 52.4 Cálculo de secciones a compresión

En una sección de un elemento de hormigón en masa en la que actúa solamente un esfuerzo normal de compresión, con valor de cálculo  $N_d$  (positivo), aplicado en un punto G, con excentricidad de componentes  $(e_x, e_y)$ , respecto a un sistema de ejes cobaricéntricos (caso a; figura 52.4.a), se considerará  $N_d$  aplicado en el punto virtual  $G_1(e_{1x}, e_{1y})$ , que será el que resulte más desfavorable de los dos siguientes:

$$G_{1x}(e_x + e_{xa}, e_y) \text{ ó } G_{1y}(e_x, e_y + e_{ya})$$

donde:

$h_x$  y  $h_y$  Dimensiones máximas en dichas direcciones.

$e_{xa}$  =  $0,05h_x \geq 2$  cm.

$e_{ya}$  =  $0,05h_y \geq 2$  cm

La tensión resultante  $\sigma_d$  se calcula admitiendo una distribución uniforme de tensiones

en una parte de la sección, denominada sección eficaz, de área  $A_e$  (caso b; figura 52.4.a), delimitada por una recta secante y cuyo baricentro coincide con el punto de aplicación virtual  $G_1$  del esfuerzo normal y considerando inactiva el resto de la sección.

La condición de seguridad es:

$$\frac{N_d}{A_e} \leq 0,85 f_{cd}$$

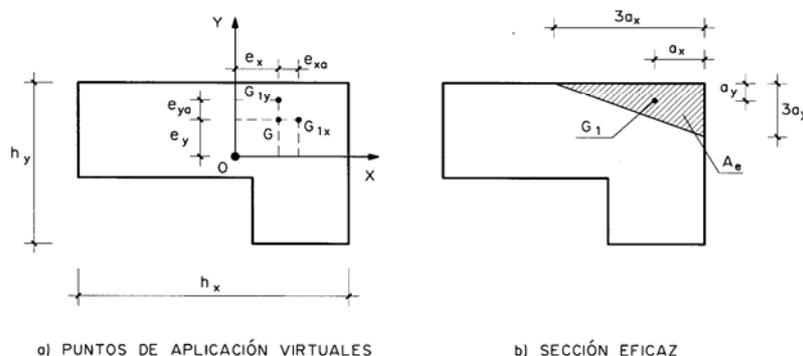


Figura 52.4.a

## 52.5. Cálculo de secciones a compresión y esfuerzo cortante

En una sección de un elemento de hormigón en masa en la que actúa un esfuerzo oblicuo de compresión, con componentes en valor de cálculo  $N_d$  y  $V_d$  (positivas) aplicado en el punto  $G$ , se determina el punto de aplicación virtual  $G_1$ , y el área eficaz  $A_e$ , como en 52.4. Las condiciones de seguridad son:

$$\frac{N_d}{A_e} \leq 0,85 f_{cd} \quad \frac{V_d}{A_e} \leq f_{ct,d}$$

## 52.6. Consideración de la esbeltez

En un elemento de hormigón en masa sometido a compresión, con o sin esfuerzo cortante, los efectos de primer orden que produce  $N_d$  se incrementan con efectos de segundo orden a causa de su esbeltez (52.6.3). Para tenerlos en cuenta se considerará  $N_d$  actuando en un punto  $G_2$  que resulta de desplazar  $G_1$  (52.4) una excentricidad ficticia definida en 52.6.4.

### 52.6.1 Anchura virtual

Como anchura virtual  $b_v$ , de la sección de un elemento se tomará:  $b_v=2c$ , siendo  $c$  la mínima distancia del baricentro de la sección (figura 52.6.1) a una recta rasante a su perímetro.

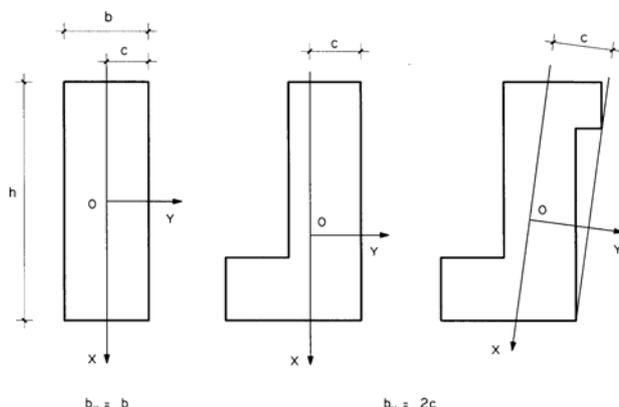


Figura 52.6.1

### 52.6.2 Longitud de pandeo

Como longitud de pandeo  $l_o$  de un elemento se toma:  $l_o = \beta l$ , siendo  $l$  la altura del elemento entre base y coronación, y  $\beta = \beta_o \zeta$  el factor de esbeltez, con  $\beta_o = 1$  en elementos con coronación arriostrada horizontalmente y  $\beta_o = 2$  en elementos con coronación sin arriostrar. El factor  $\zeta$  tiene en cuenta el efecto del arriostramiento por muros transversales, siendo:

$$\zeta = \sqrt{\frac{s}{4l}} \leq 1$$

donde:

$s$  Separación entre muros de arriostramiento.

En pilares u otros elementos exentos se toma  $\zeta = 1$ .

### 52.6.3 Esbeltez

La esbeltez  $\lambda$  de un elemento de hormigón en masa se determina por la expresión:

$$\lambda = \frac{l_o}{b_v}$$

### 52.6.4 Excentricidad ficticia

El efecto de pandeo de un elemento con esbeltez  $\lambda$  se considera equivalente al que se produce por la adición de una excentricidad ficticia  $e_a$  en dirección del eje y paralelo a la anchura virtual  $b_v$  de la sección de valor:

$$e_a = \frac{15}{E_c} (b_v + e_l) \lambda^2$$

donde:

$E_c$  Módulo instantáneo de deformación secante del hormigón en N/mm<sup>2</sup> a la edad de 28

días (39.6).

$e_1$  Excentricidad determinante (figura 52.6.4), que vale:

- Elementos con coronación arriostrada horizontalmente: el máximo valor de  $e_{1y}$  en la abscisa  $z_0$ .

$$\frac{l}{3} \leq z_0 \leq \frac{2l}{3}.$$

- Elementos con coronación no arriostrada: el valor de  $e_{1y}$  en la base.

El elemento se calcula en la abscisa  $z_0$  con excentricidad de componentes ( $e_{1x}$ ,  $e_1 + e_a$ ) y en cada extremo con su correspondiente excentricidad ( $e_{1x}$ ,  $e_{1y}$ ).

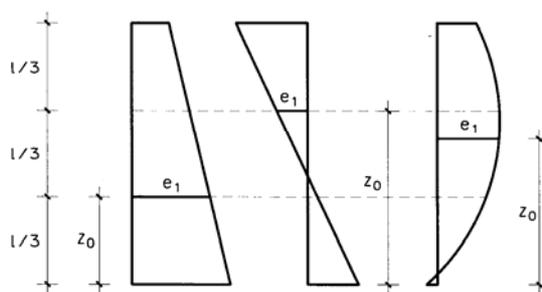


Figura 52.6.4

### Artículo 53º Vigas

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con el Artículo 42º o las fórmulas simplificadas del Anejo nº 7, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (Artículo 15º) y de los valores mayorados de las acciones combinadas (Artículo 13º). Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al Artículo 44º y con arreglo al Artículo 45º si existe, además, torsión. Para piezas compuestas se comprobará el Estado Límite de Rasante (Artículo 47º).

Asimismo se comprobarán los Estados Límite de Fisuración, Deformación y Vibraciones, cuando sea necesario, según los Artículos 49º, 50º y 51º, respectivamente.

Cuando se trate de vigas en T o de formas especiales, se tendrá presente el punto 18.2.1.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 69º, para las armaduras pasivas, y 70º, para las armaduras activas.



## **Artículo 54º Soportes**

Los soportes se calcularán, frente a solicitaciones normales, de acuerdo con el Artículo 42º o las fórmulas simplificadas del Anejo nº 7, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (Artículo 15º) y de los valores mayorados de las acciones combinadas (Artículo 13º). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobará el Estado Límite de Inestabilidad (Artículo 43º). Si existe esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al Artículo 44º y con arreglo al Artículo 45º si existe, además, torsión.

Cuando sea necesario se comprobará el Estado Límite de Fisuración de acuerdo con el Artículo 49º.

Los soportes ejecutados en obra deberán tener su dimensión mínima mayor o igual a 25 cm.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 69º, para las armaduras pasivas, y 70º, para las armaduras activas.

La armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, en el caso de secciones rectangulares y por seis barras en el caso de secciones circulares siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm como máximo. El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm. Además, tales barras irán sujetas por cercos o estribos con las separaciones máximas y diámetros mínimos de la armadura transversal que se indican en 42.3.1.

En soportes circulares los estribos podrán ser circulares o adoptar una distribución helicoidal.

## **Artículo 55º Placas, losas y forjados bidireccionales**

### **55.1 Placas, losas y forjados bidireccionales sobre apoyos continuos**

Este Artículo se refiere a placas, losas planas y forjados bidireccionales de hormigón armado y pretensado sustentados sobre apoyos continuos.

Salvo justificación en contrario, el canto total de la placa, losa o forjado no será inferior a  $L/40$  u 8 cm, siendo  $L$  la luz correspondiente al vano más pequeño.

Para el análisis estructural deben seguirse las indicaciones del Artículo 22º.

Para la comprobación de los distintos Estados Límite se estudiarán las diferentes combinaciones de acciones de cálculo, de acuerdo con los criterios expuestos en el Artículo 13º.

Se comprobará el Estado Límite Último de Agotamiento por tensiones normales de acuerdo con el Artículo 42º, considerando un esfuerzo de flexión equivalente que tenga en cuenta el efecto producido por los momentos flectores y torsores existentes en cada punto de la losa.

Se comprobará el Estado Límite de Cortante de acuerdo con las indicaciones del Artículo 44º.

Asimismo, siempre que sea necesario, se comprobarán los Estados Límite de Fisuración, Deformación y Vibraciones, de acuerdo con los Artículos 49º, 50º y 51º, respectivamente.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 69º, para las armaduras pasivas, y 70º, para las armaduras activas.

Para losas rectangulares apoyadas en dos bordes se dispondrá, en cualquier caso, una armadura transversal paralela a la dirección de los apoyos calculada para resistir un momento



igual al 25% del momento principal.

## 55.2 Placas, losas y forjados bidireccionales sobre apoyos aislados

Este Artículo se refiere a las estructuras constituidas por placas macizas o aligeradas con nervios en dos direcciones perpendiculares, de hormigón armado, que no poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes con o sin capitel.

Salvo justificación especial, en el caso de placas de hormigón armado, el canto total de la placa no será inferior a los valores siguientes:

- Placas macizas de espesor constante,  $L/32$
- Placas aligeradas de espesor constante,  $L/28$

siendo  $L$  la mayor dimensión del recuadro.

La separación entre ejes de nervios no superará los 100 cm y el espesor de la capa superior no será inferior a 5 cm y deberá disponerse en la misma una armadura de reparto en malla.

Para el análisis estructural deben seguirse las indicaciones del Artículo 22°.

Para la comprobación de los distintos Estados Límite se estudiarán las diferentes combinaciones de acciones ponderadas, de acuerdo con los criterios expuestos en el Artículo 13°.

Se comprobará el Estado Límite Último de Agotamiento frente a tensiones normales de acuerdo con el Artículo 42°, considerando un esfuerzo de flexión equivalente que tenga en cuenta el efecto producido por los momentos flectores y torsores existentes en cada punto de la losa.

Se comprobará el Estado Límite de Agotamiento frente a cortante de acuerdo con las indicaciones del Artículo 44°. En particular, deberán ser comprobados los nervios en su entrega al ábaco y los elementos de borde, vigas o zunchos.

Se comprobará el Estado Límite de Agotamiento por torsión en vigas y zunchos de borde de acuerdo con las indicaciones del Artículo 45°.

Se comprobará el Estado Límite de Punzonamiento de acuerdo con las indicaciones del Artículo 46°.

Asimismo, siempre que sea necesario, se comprobarán los Estados Límite de Fisuración, Deformación y Vibraciones, de acuerdo con los Artículos 49°, 50° y 51°, respectivamente.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en el Artículo 69°, para armaduras pasivas.

### Artículo 56° Láminas

Salvo justificación en contrario, no se construirán láminas con espesores de hormigón menores que los siguientes:

- Láminas plegadas: 9 cm.
- Láminas de simple curvatura: 7 cm.
- Láminas de doble curvatura: 5 cm.



Salvo justificación especial, se cumplirán las siguientes disposiciones:

- a) Las armaduras de la lámina se colocarán en posición rigurosamente simétrica, respecto a la superficie media de la misma.
- b) La cuantía mecánica en cualquier sección de la lámina cumplirá la limitación:

$$\omega \leq 0,30 + \frac{5}{f_{cd}}$$

en la que  $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en  $N/mm^2$ .

- c) La distancia entre armaduras principales no será superior a:
  - Tres veces el espesor de la lámina, si se dispone una malla en la superficie media.
  - Cinco veces el espesor de la lámina, si se disponen mallas junto a los dos paramentos.

- d) Los recubrimientos de las armaduras cumplirán las condiciones generales exigidas en 37.2.4.

Para el análisis estructural de láminas deben seguirse las indicaciones del Artículo 23°.

Para la comprobación de los distintos Estados Límite se estudiarán las diferentes combinaciones de acciones ponderadas de acuerdo con los criterios expuestos en el Artículo 13°.

Se comprobará el Estado Límite Último de tensiones normales de acuerdo con el Artículo 42°, teniendo en cuenta los esfuerzos axiales y un esfuerzo de flexión biaxial, en cada punto de la lámina.

Se comprobará el Estado Límite de Cortante de acuerdo con las indicaciones del Artículo 44°.

Se comprobará el Estado Límite de Punzonamiento de acuerdo con las indicaciones del Artículo 46°.

Asimismo, siempre que sea necesario, se comprobará el Estado Límite de Fisuración de acuerdo con el Artículo 49°.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 69°, para las armaduras pasivas, y 70°, para las armaduras activas.

## Artículo 57° Muros

Los muros sometidos a flexión se calcularán de acuerdo con el Artículo 42° o las fórmulas simplificadas del Anejo nº 7, a partir de los valores de cálculo de la resistencia de los materiales y los valores de cálculo de las acciones combinadas (Artículo 13°). Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este esfuerzo con arreglo al Artículo 44°.

Asimismo se comprobará el Estado Límite de Fisuración de acuerdo con el Artículo 49°.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 69°, para las armaduras pasivas, y 70°, para las armaduras activas.

## Artículo 58º Elementos de cimentación

### 58.1 Generalidades

Las disposiciones del presente Artículo son de aplicación directa en el caso de zapatas y encepados que cimentan soportes aislados o lineales, aunque su filosofía general puede ser aplicada a elementos combinados de cimentación.

El presente Artículo recoge también el caso de elementos de cimentación continuos para varios soportes (losas de cimentación).

Por último se incluyen también las vigas de atado, pilotes y zapatas de hormigón en masa.

### 58.2 Clasificación de las cimentaciones de hormigón estructural

Los encepados y zapatas de cimentación pueden clasificarse en rígidos y flexibles.

#### 58.2.1 Cimentaciones rígidas

Dentro del grupo de cimentaciones rígidas se encuentran:

- Los encepados cuyo vuelo  $v$  en la dirección principal de mayor vuelo es menor que  $2h$ . (figura 58.2.1.a).
- Las zapatas cuyo vuelo  $v$  en la dirección principal de mayor vuelo es menor que  $2h$ . (figura 58.2.1.b).
- Los pozos de cimentación.
- Los elementos masivos de cimentación: contrapesos, muros masivos de gravedad, etc.

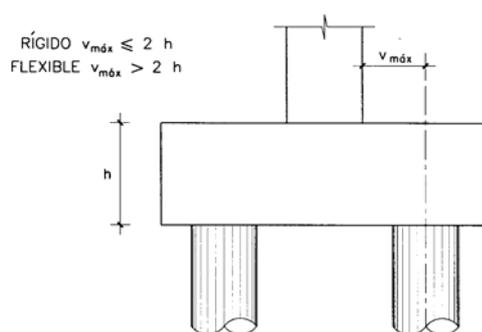


Figura 58.2.1.a

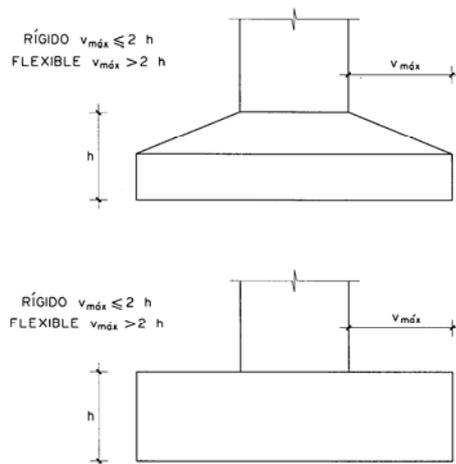


Figura 58.2.1.b

En las cimentaciones de tipo rígido, la distribución de deformaciones es no lineal a nivel de sección, y, por tanto, el método general de análisis más adecuado es el de bielas y tirantes, indicado en los Artículos 24º y 40º.

### 58.2.2 Cimentaciones flexibles

Dentro del grupo de cimentaciones flexibles se encuentran:

- Los encepados cuyo vuelo  $v$  en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que  $2h$ . (figura 58.2.1.a).
- Las zapatas cuyo vuelo  $v$  en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que  $2h$ . (figura 58.2.1.b).
- Las losas de cimentación.

En las cimentaciones de tipo flexible la distribución de deformaciones a nivel de sección puede considerarse lineal, y es de aplicación la teoría general de flexión.

### 58.3 Criterios generales de proyecto

Los elementos de cimentación se dimensionarán para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas. Para ello será preciso que las sollicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno o a los pilotes en que se apoya.

Para la definición de las dimensiones de la cimentación y la comprobación de las tensiones del terreno o las reacciones de los pilotes, se considerarán las combinaciones pésimas transmitidas por la estructura, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden en el caso de soportes esbeltos, el peso propio del elemento de cimentación y el del terreno que gravita sobre él, todos ellos con sus valores característicos.

Para la comprobación de los distintos Estados Límite Últimos del elemento de cimentación, se considerarán los efectos de las tensiones del terreno o reacciones de los pilotes, obtenidos para los esfuerzos transmitidos por la estructura para las combinaciones

pésimas de cálculo, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden en el caso de soportes esbeltos, y la acción de cálculo del peso propio de la cimentación, cuando sea necesario, y el del terreno que gravita sobre ésta.

## 58.4 Comprobación de elementos y dimensionamiento de la armadura

### 58.4.1 Cimentaciones rígidas

En este tipo de elementos no es aplicable la teoría general de flexión y es necesario definir un modelo de bielas y tirantes, de acuerdo con los criterios indicados en el Artículo 24º, y dimensionar la armadura y comprobar las condiciones en el hormigón, de acuerdo con los requisitos establecidos en el Artículo 40º.

Para cada caso debe plantearse un modelo que permita establecer el equilibrio entre las acciones exteriores que transmite la estructura, las debidas al peso de tierra existente sobre las zapatas, encepados, etc; y las tensiones del terreno o reacciones de los pilotes.

#### 58.4.1.1 Zapatas rígidas

Para zapatas rectangulares sometidas a flexocompresión recta, siempre que se pueda desprestigiar el efecto del peso de la zapata y de las tierras situadas sobre ésta, el modelo a utilizar es el representado en la figura 58.4.1.1.a.

La armadura principal se obtendrá para resistir la tracción  $T_d$  indicada en el modelo, que resulta:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 d} (x_1 - 0,25 a) = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2), donde  $R_{1d}$  es la resultante de las tensiones del trapecio sombreado en el ancho de la zapata, y  $x_1$ , la distancia del centro de gravedad del trapecio a la línea de carga de  $N_{1d}$  y siendo el significado del resto de las variables el representado en la figura 58.4.1.1.a y las tensiones  $\sigma_{1d}$  y  $\sigma_{2d}$  las obtenidas teniendo en cuenta sólo las cargas transmitidas por la estructura. Esta armadura se dispondrá, sin reducción de sección, en toda la longitud de la zapata y se anclará según los criterios establecidos en el Artículo 69º. El anclaje mediante barras transversales soldadas es especialmente recomendable en este caso.

La comprobación de la resistencia de los nudos del modelo no es, en general, necesaria si la resistencia característica del hormigón de los pilares es igual a la resistencia característica del hormigón de la zapata. En el resto de casos debe realizarse la comprobación del apartado 40.4.

Por otra parte, la comprobación de los nudos supone implícitamente la comprobación de las bielas.

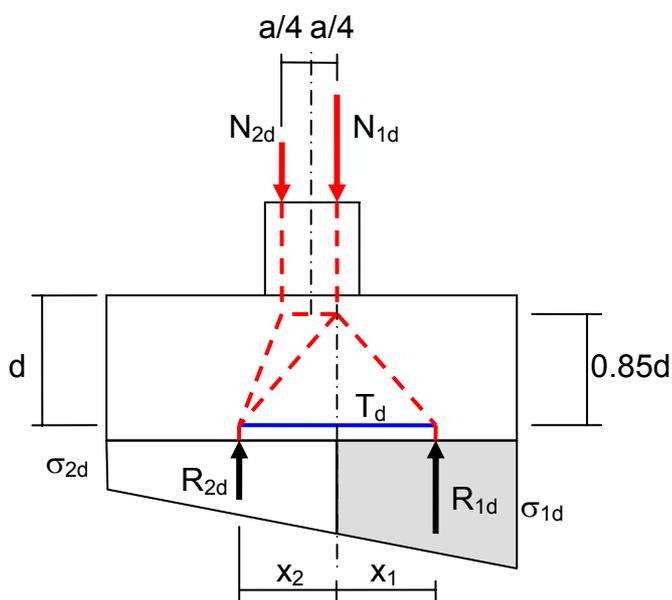


Figura 58.4.1.1.a

### 58.4.1.2 Encepados rígidos

La armadura necesaria se determinará a partir de las tracciones de los tirantes del modelo adoptado para cada encepado. Para los casos más frecuentes, en los apartados siguientes, se indican distintos modelos y las expresiones que permiten determinar las armaduras.

La comprobación de la resistencia del hormigón en nudos no es, en general, necesaria si los pilotes son hormigonados *in situ* y si éstos y los pilares son de un hormigón con una resistencia característica igual a la resistencia característica del hormigón del encepado. En el resto de casos hay que realizar la comprobación del apartado 40.4.

Por otra parte, la comprobación de los nudos supone implícitamente la comprobación de las bielas.

#### 58.4.1.2.1 Encepados sobre dos pilotes

##### 58.4.1.2.1.1 Armadura principal

La armadura se proyectará para resistir la tracción de cálculo  $T_d$  de la figura 58.4.1.2.1.1.a, que puede tomarse como:

$$T_d = \frac{N_d (v + 0,25 a)}{0,85 d} = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2) y donde  $N_d$  corresponde al axil de cálculo del pilote más cargado.

La armadura inferior se colocará, sin reducir su sección, en toda la longitud del encepado. Esta armadura se anclará, por prolongación recta o en ángulo recto, o mediante barras transversales soldadas, a partir de planos verticales que pasen por el eje de cada pilote

(figura 58.4.1.2.1.1.b).

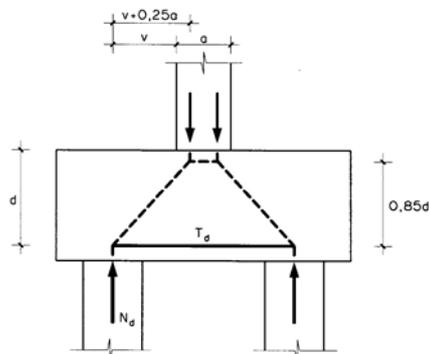


Figura 58.4.1.2.1.1.a

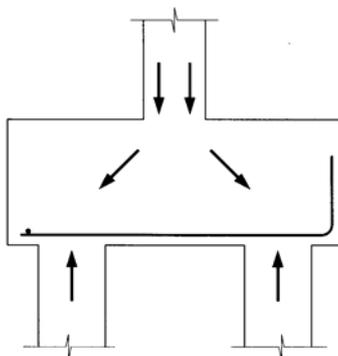


Figura 58.4.1.2.1.1.b

#### 58.4.1.2.1.2 Armadura secundaria

En los encepados sobre dos pilotes la armadura secundaria consistirá en:

- Una armadura longitudinal dispuesta en la cara superior del encepado y extendida, sin escalonar, en toda la longitud del mismo. Su capacidad mecánica no será inferior a 1/10 de la capacidad mecánica de la armadura inferior.
- Una armadura horizontal y vertical dispuesta en retícula en las caras laterales. La armadura vertical consistirá en cercos cerrados que aten a la armadura longitudinal superior e inferior. La armadura horizontal consistirá en cercos cerrados que aten a la armadura vertical antes descrita (figura 58.4.1.2.1.2.a). La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será, como mínimo, del 4‰. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

Con una concentración elevada de armadura es conveniente aproximar más, en la zona de anclaje de la armadura principal, los cercos verticales que se describen en este apartado, a fin de garantizar el zunchado de la armadura principal en la zona de anclaje (figura 58.4.1.2.1.2.b).

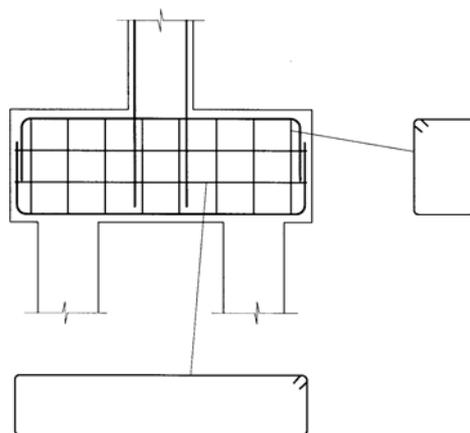


Figura 58.4.1.2.1.2.a

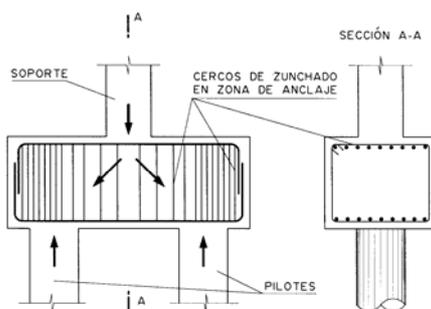


Figura 58.4.1.2.1.2.b

#### 58.4.1.2.2 Encepados sobre varios pilotes

La armadura correspondiente a encepados sobre varios pilotes puede clasificarse en:

- Armadura principal  
Se sitúa en bandas sobre los pilotes (figura 58.4.1.2.2.a). Se define como banda o faja una zona cuyo eje es la línea que une los centros de los pilotes, y cuyo ancho es igual al diámetro del pilote más dos veces la distancia entre la cara superior del pilote y el centro de gravedad de la armadura del tirante (figura 58.4.1.2.2.b).
- Armadura secundaria:  
Se sitúa entre las bandas (figura 58.4.1.2.2.1.a)
- Armadura secundaria vertical:  
Se sitúa a modo de cercos, atando la armadura principal de bandas (figura 58.4.1.2.2.2.b)

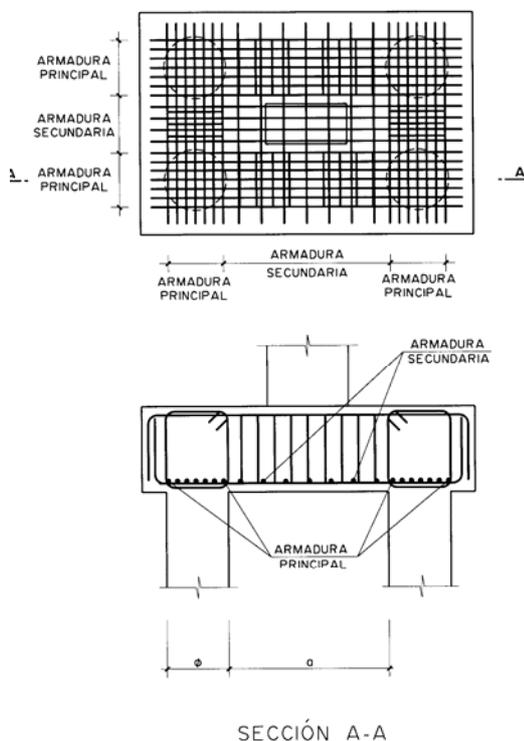


Figura 58.4.1.2.2.a

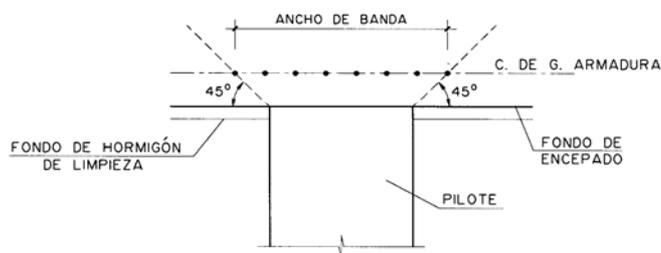


Figura 58.4.1.2.2.b

#### 58.4.1.2.2.1 Armadura principal y secundaria horizontal

La armadura principal inferior se colocará en bandas o fajas sobre los pilotes. Esta armadura se dispondrá de tal forma que se consiga un anclaje de la misma a partir de un plano vertical que pase por el eje de cada pilote.

Se dispondrá, además, una armadura secundaria en retícula cuya capacidad mecánica en cada sentido no será inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas o fajas.

En el caso de encepados sobre tres pilotes colocados según los vértices de un triángulo equilátero, con el pilar situado en el baricentro del triángulo, la armadura principal entre cada pareja de pilotes puede obtenerse a partir de la tracción  $T_d$  dada por la expresión:



$$T_d = 0,68 \frac{N_d}{d} (0,58 l - 0,25 a) = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2) y donde:

$N_d$  Axil de cálculo del pilote más cargado (figura 58.4.1.2.2.1.a).

$d$  Canto útil del encepado (figura 58.4.1.2.2.1.a).

En el caso de encepados de cuatro pilotes con el pilar situado en el centro del rectángulo o cuadrado, la tracción correspondiente a cada banda puede obtenerse a partir de las expresiones siguientes:

$$T_{1d} = \frac{N_d}{0,85 d} (0,50 l_1 - 0,25 a_1) = A_s f_{yd}$$

$$T_{2d} = \frac{N_d}{0,85 d} (0,50 l_2 - 0,25 a_2) = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  y donde:

$N_d$  Axil de cálculo del pilote más cargado (figura 58.4.1.2.2.1.b).

$d$  Canto útil del encepado (figura 58.4.1.2.2.1.b).

En el caso de cimentaciones continuas sobre un encepado lineal, la armadura principal se situará perpendicularmente al muro, calculada con la expresión del punto 58.4.1.2.1, mientras que en la dirección paralela al muro, el encepado y el muro se calcularán como viga (que en general será de gran canto) soportada por los pilotes (figura 58.4.1.2.2.1.c).

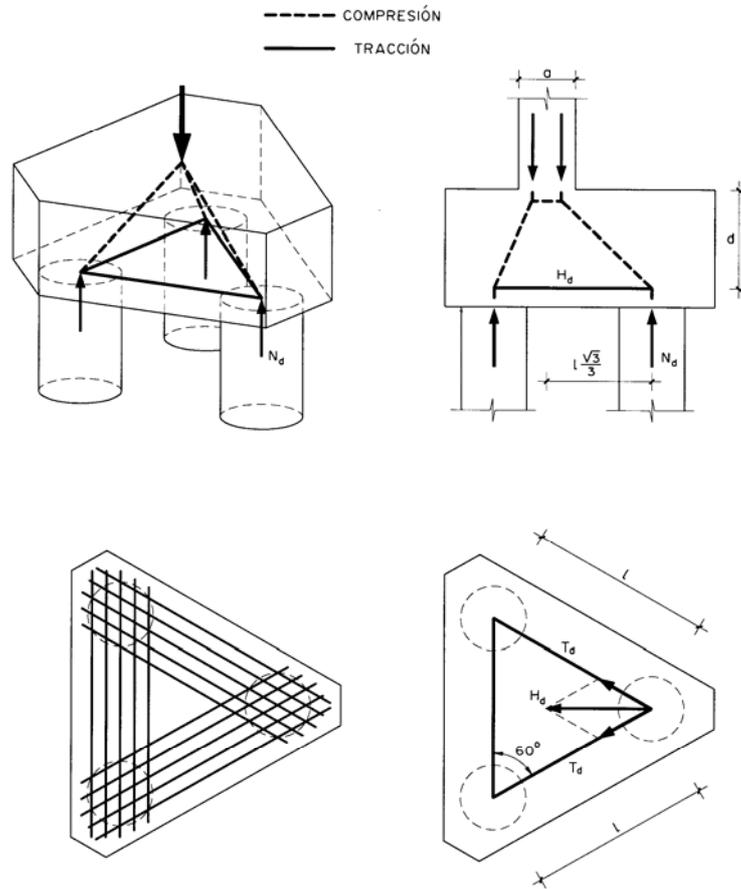


Figura 58.4.1.2.2.1.a

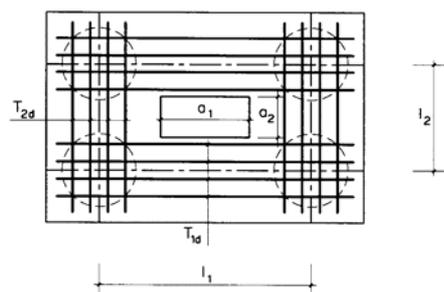
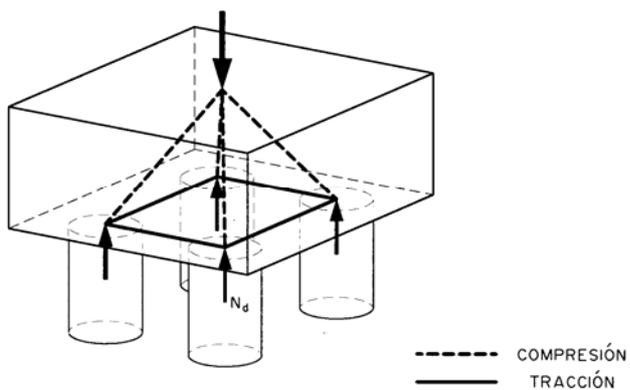


Figura 58.4.1.2.2.1.b

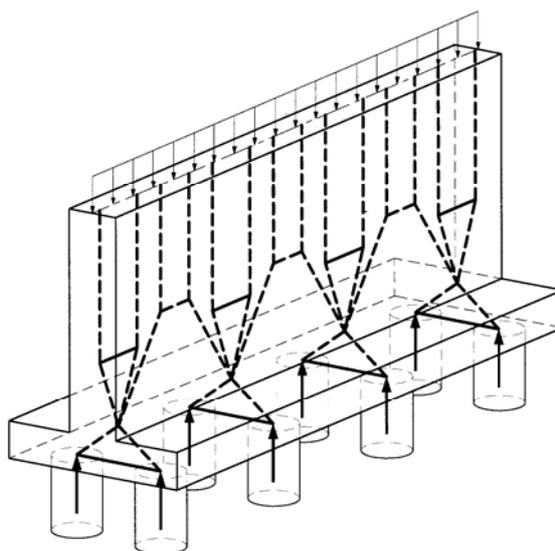


Figura 58.4.1.2.2.1.c

#### 58.4.1.2.2 Armadura secundaria vertical

Para resistir las tracciones debidas a la dispersión del campo de compresiones se dispondrá una armadura secundaria vertical, figura 58.4.1.2.2.2, que tendrá una capacidad mecánica total no inferior al valor  $N_d / 1,5n$ , con  $n \geq 3$ , siendo:

$N_d$  Axil de cálculo del soporte  
 $n$  Número de pilotes

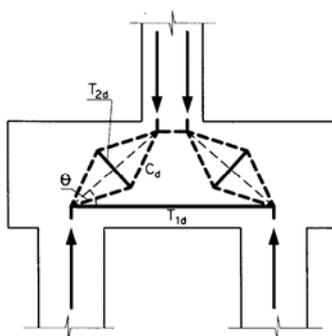


Figura 58.4.1.2.2.2

### 58.4.2 Cimentaciones flexibles

En este tipo de cimentaciones es de aplicación la teoría general de flexión.

#### 58.4.2.1 Zapatas y encepados flexibles

Salvo que se realice un estudio preciso de interacción suelo-cimiento, se podrán utilizar los criterios simplificados que se describen a continuación.

##### 58.4.2.1.1 Cálculo a flexión

La sección de referencia que se considerará para el cálculo a flexión, se define como se indica a continuación: es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de la zapata o encepado. Es paralela a la cara del soporte o del muro y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a  $0,15a$ , siendo  $a$  la dimensión del soporte o del muro medida ortogonalmente a la sección que se considera.

El canto útil de esta sección de referencia se tomará igual al canto útil de la sección paralela a la sección  $S_1$  situada en la cara del soporte o del muro (figura 58.4.2.1.1.a).

En todo lo anterior se supone que el soporte o el muro son elementos de hormigón. Si no fuera así, la magnitud  $0,15a$  se sustituirá por:

- $0,25a$ , cuando se trate de muros de ladrillo o mampostería.
- La mitad de la distancia entre la cara del soporte y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero.

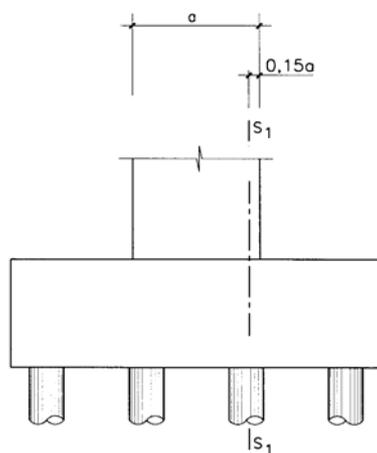
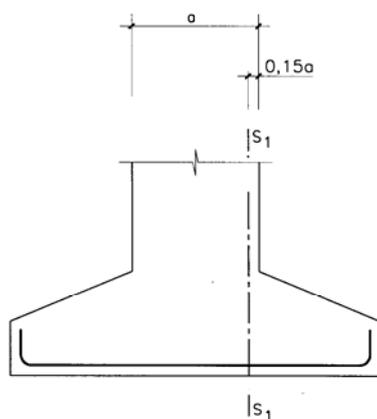


Figura 58.4.2.1.1.a

El momento máximo que se considerará en el cálculo de las zapatas y encepados flexibles, es el que se produce en la sección de referencia  $S_1$  definida en el apartado anterior (figura 58.4.2.1.1.b).

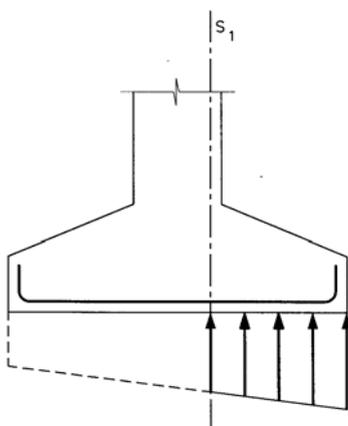


Figura 58.4.2.1.1.b

La armadura necesaria en la sección de referencia se hallará con un cálculo hecho a flexión simple, de acuerdo con los principios generales de cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales que se indican en el Artículo 42º.

En zapatas y encepados flexibles, corridos y trabajando en una sola dirección, y en elementos de cimentación cuadrados y trabajando en dos direcciones, la armadura se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho de la cimentación.

En elementos de cimentación rectangulares, trabajando en dos direcciones, la armadura paralela al lado mayor de la cimentación, de longitud  $a'$ , se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho  $b'$  de la base de la cimentación. La armadura paralela al lado menor  $b'$  se deberá colocar de tal forma que una fracción del área total  $A_s$  igual a  $2b'/(a'+b')$  se coloque uniformemente distribuida en una banda central, coaxial con el soporte, de anchura igual a  $b'$ . El resto de la armadura se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales resultantes.

Este ancho de la banda  $b'$  no será inferior a  $a+2h$ , donde:

- $a$  Lado del soporte o del muro paralelo al lado mayor de la base de la cimentación.
- $h$  Canto total de la cimentación.

Si  $b'$  fuese menor que  $a+2h$ , se sustituirá  $b'$  por  $a+2h$  (figura 58.4.2.1.1.c).

La armadura calculada deberá estar anclada según el más desfavorable de los dos criterios siguientes:

- La armadura estará anclada según las condiciones del Artículo 69º desde una sección  $S_2$  situada a un canto útil de la sección de referencia  $S_1$ .
- La armadura se anclará a partir de la sección  $S_3$  (figura 58.4.2.1.1.d) para una fuerza:

$$T_d = R_d \frac{v + 0,15 a - 0,25 h}{0,85 h}$$

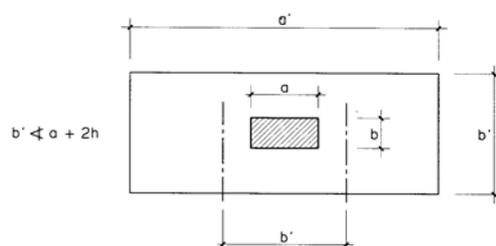


Figura 58.4.2.1.1.c

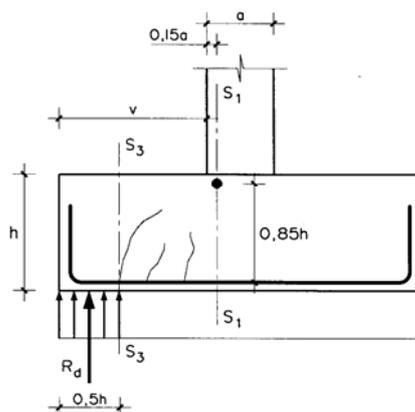


Figura 58.4.2.1.1.d

#### 58.4.2.1.2 Cálculo a tensiones tangenciales

La resistencia a tensiones tangenciales en las zapatas y encepados flexibles, en la proximidad de cargas o reacciones concentradas (soportes y pilotes), se comprobará a cortante como elemento lineal y a punzonamiento.

La zapata o encepado se debe comprobar a cortante de acuerdo con lo establecido en el Artículo 44º, en la sección de referencia  $S_2$ .

La sección de referencia  $S_2$  se situará a una distancia igual al canto útil, contado a partir de la cara del soporte, muro, pedestal o a partir del punto medio de la cara del soporte y el borde de la placa de acero, cuando se trata de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero. Esta sección de referencia es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de dicho elemento de cimentación.

Se comprobará el Estado Límite de punzonamiento según el Artículo 46º.

#### 58.4.2.1.3 Comprobación a fisuración

Siempre que sea necesario, se comprobará el Estado Límite de Fisuración de acuerdo con el Artículo 49º.

#### 58.4.2.2 Losas de cimentación

Este apartado se refiere a elementos superficiales (losas) de hormigón armado o pretensado para la cimentación de varios soportes.

Para la obtención de esfuerzos pueden utilizarse los modelos que se describen en el Artículo 22º.

Para la comprobación de los distintos Estados Límite se estudiarán las diferentes combinaciones de acciones ponderadas de acuerdo con los criterios expuestos en el Artículo 13º.

Se comprobará el Estado Límite Último de tensiones normales de acuerdo con el Artículo 42º, considerando un esfuerzo de flexión equivalente que tenga en cuenta el efecto producido por los momentos flectores y torsores existentes en cada punto de la losa.

Se comprobará el Estado Límite de Agotamiento frente a cortante de acuerdo con las



indicaciones del Artículo 44°.

Se comprobará el Estado Límite de Punzonamiento de acuerdo con las indicaciones del Artículo 46°.

Asimismo, siempre que sea necesario, se comprobará el Estado Límite de Fisuración, de acuerdo con el Artículo 49°.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 69°, para las armaduras pasivas, y 70°, para las armaduras activas.

### **58.5 Vigas de centrado y atado**

Las vigas centradoras son elementos lineales que pueden utilizarse para resistir excentricidades de construcción o momentos en cabeza de los pilotes, en el caso de encepados de uno o dos pilotes, cuando éstos no tengan capacidad resistente específica para estas acciones, o en zapatas excéntricas.

Las vigas de atado son elementos lineales de unión de cimentaciones superficiales o profundas, necesarias especialmente para cimentaciones en zonas sísmicas.

En general estos elementos cumplirán los requisitos indicados para vigas en el Artículo 53°.

### **58.6 Pilotes**

La comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte, Artículo 54°, en que el terreno impide, al menos parcialmente, el pandeo.

Se considerará, en cualquier caso, una excentricidad mínima definida de acuerdo con las tolerancias.

Para el dimensionamiento de los pilotes hormigonados *in situ*, sin camisa de chapa, se utilizará un diámetro de cálculo  $d_{cal}$  igual a 0,95 veces el diámetro nominal del pilote,  $d_{nom}$  cumpliendo con las siguientes condiciones:

$$d_{nom} - 50 \text{ mm} \leq d_{cal} = 0,95 d_{nom} \leq d_{nom} - 20 \text{ mm}$$

### **58.7 Zapatas de hormigón en masa**

El canto y el ancho de una zapata de hormigón en masa, apoyada sobre el terreno, vendrán determinados de forma que no se sobrepasen los valores de las resistencias virtuales de cálculo del hormigón a tracción y a esfuerzo cortante.

La sección de referencia  $S_1$ , que se considerará para el cálculo a flexión, se define como a continuación se indica:

Es plana, perpendicular a la base de la zapata y tiene en cuenta la sección total de la zapata. Es paralela a la cara del soporte o del muro y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a  $0,15a$ , siendo  $a$  la dimensión del soporte o del muro medido ortogonalmente a la sección que se considera. El canto total  $h$  de esta sección de referencia se tomará igual al canto total de la sección paralela a la sección  $S_1$  situada en la cara del soporte o del muro. En todo lo anterior se supone que el soporte o el muro es un elemento de hormigón; si no fuera así la magnitud  $0,15a$  se sustituirá por:

- $0,25a$ , cuando se trate de muros de mampostería.
- La mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la placa de



acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de apoyo de acero.

La sección de referencia que se considerará para el cálculo a cortante, se situará a una distancia igual al canto contada a partir de la cara del soporte, muro, pedestal o a partir del punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero. Esta sección de referencia es plana, perpendicular a la base de la zapata y tiene en cuenta la sección total de dicha zapata.

La sección de referencia que se considerará para el cálculo a punzonamiento será perpendicular a la base de la zapata y estará definida de forma que su perímetro sea mínimo y no esté situada más cerca que la mitad del canto total de la zapata, del perímetro del soporte, muro o pedestal.

El momento flector mayorado y el esfuerzo cortante mayorado, en la correspondiente sección de referencia, han de producir unas tensiones de tracción por flexión y unas tensiones tangenciales medias cuyo valor ha de ser inferior a la resistencia virtual de cálculo del hormigón a flexotracción y a esfuerzo cortante.

El cálculo a flexión se hará en la hipótesis de un estado de tensión y deformación plana y en el supuesto de integridad total de la sección, es decir, en un hormigón sin fisurar.

Se comprobará la zapata a esfuerzo cortante y a punzonamiento, en las secciones de referencia antes definidas, estando regida la resistencia a cortante por la condición más restrictiva.

Se tomará como resistencia de cálculo del hormigón a tracción y a esfuerzo cortante el valor  $f_{ct,d}$  dado en el Artículo 52º.

A efectos de la comprobación a punzonamiento se tomará el valor  $2f_{ct,d}$ .

## **58.8 Dimensiones y armaduras mínimas de zapatas, encepados y losas de cimentación**

### **58.8.1 Cantos y dimensiones mínimos**

El canto mínimo en el borde de las zapatas de hormigón en masa no será inferior a 35 cm.

El canto total mínimo en el borde de los elementos de cimentación de hormigón armado no será inferior a 25 cm si se apoyan sobre el terreno, ni a 40 cm si se trata de encepados sobre pilotes. Además, en este último caso el espesor no será, en ningún punto, inferior al diámetro del pilote.

La distancia existente entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será inferior a 25 cm.

### **58.8.2 Disposición de armadura**

La armadura longitudinal debe satisfacer lo establecido en el Artículo 42º. La cuantía mínima se refiere a la suma de la armadura de la cara inferior, de la cara superior y de las paredes laterales, en la dirección considerada.

La armadura dispuesta en las caras superior, inferior y laterales no distará más de 30 cm.



### **58.8.3 Armadura mínima vertical**

En las zapatas y encepados flexibles no será preciso disponer armadura transversal, siempre que no sea necesaria por el cálculo y se ejecuten sin discontinuidad en el hormigonado.

Si la zapata o el encepado se comporta esencialmente como una viga ancha y se calcula como elemento lineal, de acuerdo con 58.4.2.1.2.1, la armadura transversal deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 44º.

Si la zapata o el encepado se comporta esencialmente actuando en dos direcciones y se calcula a punzonamiento, de acuerdo con 58.4.2.1.2.2, la armadura transversal deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 46º.

## **Artículo 59º Estructuras construidas con elementos prefabricados**

### **59.1 Aspectos aplicables a estructuras construidas con elementos prefabricados en general**

#### **59.1.1 Generalidades**

Este artículo recoge algunos aspectos específicos de aplicación a las estructuras construidas parcial o totalmente con elementos prefabricados de hormigón.

En el proyecto de estructuras y elementos prefabricados, dado el carácter evolutivo de su construcción, deben considerarse, tanto en el análisis de esfuerzos como en las comprobaciones de Estados Límite: (1) las situaciones transitorias, (2) los apoyos provisionales y definitivos y (3) las conexiones entre distintas piezas.

Se consideran situaciones transitorias en la construcción de estructuras prefabricadas el desmoldeo de los elementos, su manipulación y transporte hasta el acopio, su acopio, su transporte hasta la obra, colocación y, finalmente, su conexión.

En caso que durante alguna de las situaciones transitorias se produzcan acciones dinámicas, éstas deberán tenerse en cuenta.

#### **59.1.2 Análisis estructural**

En el análisis deberá considerarse:

- La evolución de la geometría, las condiciones de apoyo de cada pieza y las propiedades de los materiales en cada etapa y la interacción de cada pieza con otros elementos.
- La influencia en el sistema estructural del comportamiento entre conexiones de los elementos, y en especial su resistencia y deformación.
- Las incertidumbres en las condiciones de transmisión de esfuerzos entre elementos debidas a las imperfecciones geométricas en las piezas, en su posicionamiento y en sus apoyos.

En zonas no sísmicas podrá tenerse en cuenta el efecto beneficioso de la deformación horizontal impedida causada por la fricción entre la pieza y su elemento de soporte; siempre y cuando

- La estabilidad global de la estructura no dependa exclusivamente de dicha fricción.



- El sistema de apoyos impida la acumulación de deslizamientos irreversibles causados por comportamientos asimétricos bajo acciones cíclicas, como puede ser el caso de los ciclos térmicos en los extremos de vigas biapoyadas.
- No exista la posibilidad de una carga de impacto.

Los efectos de los movimientos horizontales deben ser tenidos en cuenta en el diseño resistente de la estructura y de la integridad de las conexiones.

### **59.1.3 Conexión y apoyo de elementos prefabricados**

#### **59.1.3.1 Materiales**

Los materiales para conexión y soporte de elementos deben ser:

- Estables y durables en toda la vida útil de la estructura.
- Física y químicamente compatibles.
- Protegidos contra posibles agresiones de naturaleza física o química.
- Resistentes al fuego para garantizar la resistencia al fuego del conjunto de la estructura.

Los aparatos de apoyo deben tener unas propiedades resistentes y deformacionales acordes con las previstas en proyecto.

Los conectores metálicos deberán resistir la corrosión o estar protegidos contra ella, salvo que su exposición ambiental sea no agresiva. Si su inspección es posible podrá utilizarse el empleo de películas protectoras.

#### **59.1.3.2 Diseño de conexiones**

Las conexiones tienen que poder resistir los efectos debidos a las acciones consideradas en el proyecto y ser capaces de acomodarse a los movimientos y deformaciones previstos para garantizar un buen comportamiento resistente de la estructura.

Deben evitarse posibles daños en el hormigón en los extremos de los elementos, como el salto del recubrimiento, la fisuración por hendimiento, etc. Para ello deberá tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Movimientos relativos entre elementos
- Imperfecciones
- Solicitaciones y tipo de unión
- Facilidad de ejecución
- Facilidad de inspección

La verificación de la resistencia y la rigidez de las conexiones debe basarse en el análisis asistido, si existen dudas, por ensayos.

#### **59.1.3.3 Conexiones a compresión**

En uniones a compresión se puede despreciar el esfuerzo cortante si éste es inferior al 10% de la fuerza de compresión.

En general, se dispondrán materiales de apoyo, tales como mortero, hormigón o polímeros, entre las caras de los elementos en contacto. En tal caso debe impedirse el movimiento relativo entre las superficies de apoyo durante su endurecimiento. Excepcionalmente se podrán ejecutar apoyos a hueso (sin materiales interpuestos), siempre y

cuando esté garantizada la calidad y perfección de las superficies y las tensiones medias en las superficies de contacto no superen  $0,3 f_{cd}$ .

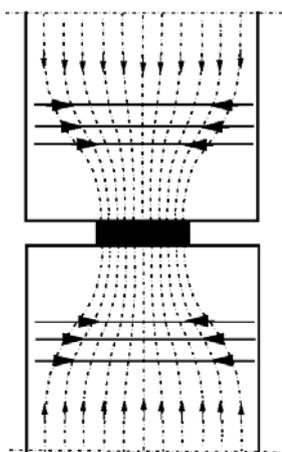


Figura 59.1.3.1. a

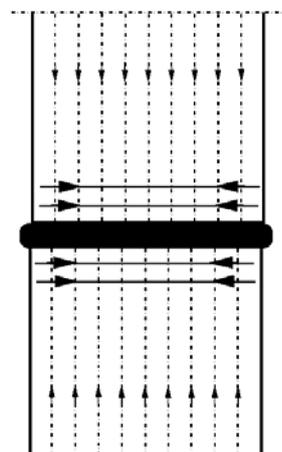


Figura 59.1.3.1 b

En los apoyos a compresión deberán considerarse los efectos de las cargas concentradas (figura 59.1.3.1.a) y de la expansión de los materiales blandos (figura 59.3.1.1.b) que generan tensiones transversales de tracción en el hormigón que deben resistirse mediante armaduras dispuestas *ad hoc*. Para el primero de estos fenómenos se cumplirán las prescripciones del Artículo 61º, mientras que para el segundo, las necesidades de armadura de refuerzo pueden evaluarse mediante la expresión:

$$A_s = 0,25(t/h)N_d / f_{yd}$$

donde:

- $A_s$  Sección de la armadura a disponer en cada superficie.
- $t$  Espesor del aparato de apoyo de material blando.
- $h$  Dimensión del aparato de apoyo en la dirección del refuerzo.
- $N_d$  Esfuerzo axial de compresión en el apoyo.

#### 59.1.3.4 Conexiones de cortante

Para transferir el cortante en una interfaz entre dos hormigones, como el de un elemento prefabricado con hormigón *in situ*, se aplicará lo prescrito en el Artículo 47º.

#### 59.1.3.5 Conexiones a flexión y a tracción

La armadura debe ser continua a través de la conexión y debe estar anclada en el elemento adyacente. Esta continuidad puede conseguirse a través de:

- Solapo de barras.
- Inyección de mortero de las vainas donde se insertan las armaduras de continuidad.
- Soldeo de barras o de placas.
- Pretensado.
- Otros dispositivos mecánicos como tornillería.

#### 59.1.3.6 Juntas a media madera



Para el proyecto y comprobación de este tipo de elementos deberá tenerse en cuenta lo indicado en el Apartado 64.2.

### 59.1.3.7 *Anclaje de las armaduras en los apoyos*

La disposición de armadura en los elementos de apoyo y en los apoyados debe garantizar el anclaje, teniendo en cuenta las desviaciones geométricas, tal como indica la figura 59.1.3.8.2.b.

### 59.1.3.8 *Consideraciones para el apoyo de piezas prefabricadas*

#### 59.1.3.8.1 *Generalidades*

Deberá asegurarse el correcto funcionamiento de los aparatos de apoyo mediante el adecuado armado de los elementos adyacentes, la limitación de las presiones de apoyo y la adopción de medidas orientadas a permitir o restringir los movimientos.

En el cálculo de elementos en contacto con apoyos que no permiten deslizamientos o rotaciones sin una coacción significativa, deberá tenerse en cuenta las acciones debidas a la fluencia, retracción, temperatura, desalineaciones y desplomes. Los efectos de estas acciones pueden requerir la disposición de armadura transversal en los elementos de soporte y soportados, o bien, armadura de continuidad para el atado de estos elementos. Además, estas acciones pueden influir en el cálculo de la armadura principal de estos elementos.

Los aparatos de apoyo deberán calcularse y proyectarse para asegurar su correcto posicionamiento teniendo en cuenta posibles desviaciones o tolerancias en la producción y ensamblaje.

#### 59.1.3.8.2 *Apoyos para elementos conectados entre sí (no aislados)*

La longitud equivalente de un apoyo simple como el de la figura 59.1.3.8.2.a puede calcularse como:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}$$

donde:

$a_1$  Longitud neta del aparato de apoyo no menor que el valor mínimo de la tabla 59.1.3.8.2.1, que da lugar a una presión de apoyo  $\sigma_{Ed}$ .

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_d}{b_1 \cdot a_1} \leq f_{Rd}$$

donde:

$N_d$  Valor de cálculo de la fuerza a resistir en el apoyo.

$b_1$  Anchura neta del apoyo (figura 59.1.3.8.2.a)

$f_{Rd}$  Resistencia de cálculo del apoyo. A falta de especificaciones más precisas puede adoptarse para la resistencia del apoyo el valor  $0,4 f_{cd}$  en el caso de apoyos en seco (sin material de nivelación) o la resistencia del mortero o elemento de

nivelación intermedio, nunca superior al 85% de la menor de las resistencias de cálculo del hormigón de los elementos en contacto. En el caso de apoyos lineales de elementos superficiales, como losas alveolares, se estará a lo dispuesto en 59.2.3.3.

- $a_2$  Distancia considerada no efectiva que se encuentra entre el borde exterior del elemento de apoyo y el borde del elemento, de acuerdo con la figura 59.1.3.8.2.a y la tabla 59.1.3.8.2.2.
- $a_3$  Distancia equivalente a  $a_2$  en el elemento soportado, de acuerdo con la figura 59.1.3.8.2 y la tabla 59.1.3.8.2.3.
- $\Delta a_2$  Tolerancia en las desviaciones de la distancia entre los elementos de soporte, de acuerdo con la tabla 59.1.3.8.2.4.
- $\Delta a_3$  Tolerancia en las desviaciones de la longitud del elemento soportado,  $\Delta a_3 = l_n / 2500$ .

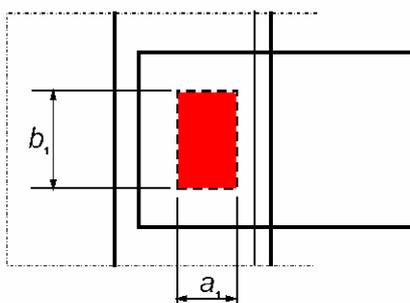


Figura 59.1.3.8.2.a

Tabla 59.1.3.8.2.1. Valores mínimos de  $a_1$  en mm.

Tipo de apoyo	Tensión relativa en el apoyo $\sigma_{Ed} / f_{cd}$		
	$\leq 0,15$	0,15 – 0,4	$> 0,4$
Apoyos en línea (forjados, cubiertas)	25	30	40
Forjados nervados, viguetas y correas	55	70	80
Apoyos concentrados (vigas)	90	110	140



Tabla 59.1.3.8.2.2. Valores de la distancia de  $a_2$ , en mm, que se asume como no efectiva desde el paramento exterior del elemento de apoyo.

Material y tipo de apoyo		Tensión relativa en el apoyo $\sigma_{Ed} / f_{cd}$		
		$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Acero	lineal	0	0	10
	concentrado	5	10	15
Hormigón armado $f_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$	lineal	5	10	15
	concentrado	10	15	25
Hormigón en masa o armado $f_{ck} < 30 \text{ N/mm}^2$	lineal	10	15	25
	concentrado	20	25	35

Tabla 59.1.3.8.2.3. Valores de la distancia de  $a_3$ , en mm, que se asume como no efectiva desde el paramento exterior del elemento apoyado.

Disposición de armado	Apoyo	
	Lineal	Concentrado
Barras continuas sobre el apoyo	0	0
Barras rectas, doblado horizontal, cercanos al extremo del elemento	5	15, pero no menor que el recubrimiento
Tendones o barras rectas, expuestas en el extremo del elemento	5	15
Doblado vertical de las barras	15	Recubrimiento + radio interior de doblado

Tabla 59.1.3.8.2.4. Tolerancia  $\Delta a_2$  en la geometría de la luz libre entre los paramentos de apoyo.  $L$  = luz en mm.

Material de apoyo	$\Delta a_2$
Acero y hormigón prefabricado	$10 \leq L / 1200 \leq 30$ mm
Hormigón <i>in situ</i>	$15 \leq L / 1200 + 5 \leq 40$ mm

La longitud neta del aparato de apoyo  $a_1$  está condicionada por las distancias al mismo desde los extremos del elemento de apoyo y del elemento soportado, respectivamente, que deben cumplir las condiciones siguientes:

$d_i \geq c_i + \Delta a_i$  con barras ancladas mediante doblado horizontal.

$d_i \geq c_i + \Delta a_i + r_i$  con barras ancladas mediante doblado vertical.

donde:

$c_i$  Recubrimiento nominal de la armadura.

$\Delta a_i$  Tolerancia para la imperfección

$r_i$  Radio de doblado.

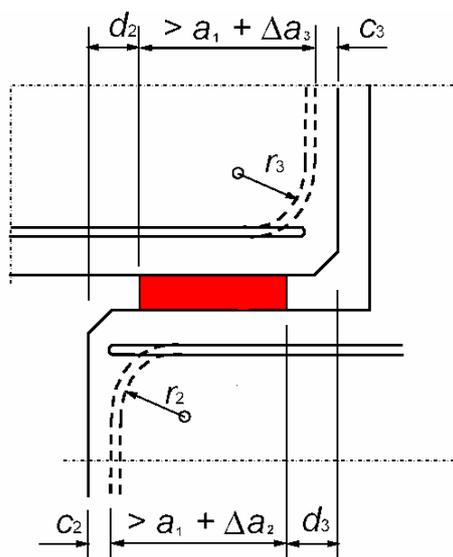


Figura 59.1.3.8.2.b Ejemplo de detalle de armado en un apoyo

### 59.1.3.8.3 Apoyos para elementos aislados

La longitud equivalente debe ser 20 mm mayor que la que correspondería al elemento no aislado.

### 59.1.4 Cálices

### 59.1.4.1 Generalidades

Los cálices deben ser capaces de transferir los esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores del pilar a la cimentación.

### 59.1.4.2 Cálices con llaves en su superficie

Aquellos cálices que presentan llaves pueden considerarse que actúan monólicamente con el pilar.

En caso que las llaves sean capaces de resistir la transferencia de tensiones tangenciales entre el pilar y la cimentación, la comprobación a punzonamiento se realizará de igual manera que si el pilar y la cimentación fueran monolíticos, de acuerdo con el Artículo 46º y tal como se presenta en la figura 59.1.4.2.

### 59.1.4.3 Cálices con superficies lisas

En este caso se supone que el axil y los momentos de sollicitación se transmiten del pilar a la cimentación mediante el sistema de fuerzas  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$  y las correspondientes fuerzas de rozamiento a través del hormigón de relleno tal como se presenta en la figura 59.1.4.3.

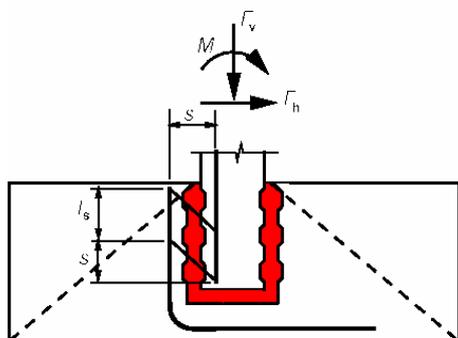


Figura 59.1.4.2

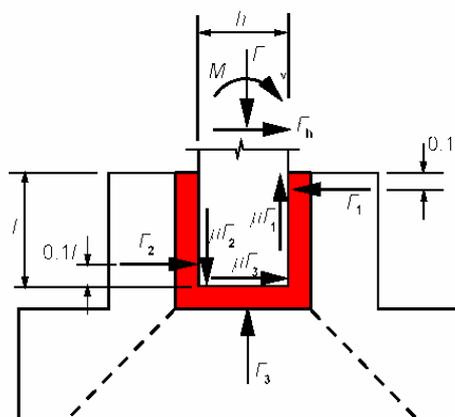


Figura 59.1.4.3

En estas uniones se exige que el empotramiento del pilar dentro del cáliz sea mayor que 1,2 veces el canto del pilar ( $l \geq 1,2 h$ ).

El coeficiente de rozamiento no puede ser mayor que  $\mu = 0,3$ .

### 59.1.5 Sistemas de atado

En elementos planos cargados en su plano como son las paredes y los forjados actuando como diafragmas, la interacción entre los distintos elementos que los componen puede obtenerse atando los elementos mediante zunchos perimetrales y/o vigas interiores de atado.

### 59.2 Forjados unidireccionales con viguetas o losas alveolares

Este Artículo se refiere a los forjados unidireccionales constituidos por viguetas o losas alveolares prefabricados y en su caso, con piezas de entrevigado, hormigón vertido in situ y armadura colocada en obra, sometidos a flexión esencialmente.

Para la comprobación de los distintos Estados Límite se estudiarán las diferentes combinaciones de acciones ponderadas, de acuerdo con los criterios expuestos en el Artículo 13°. Se comprobará el Estado Límite Último de Agotamiento por tensiones normales de acuerdo con lo el Artículo 42°. Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se comprobará el Estado Límite Último de Cortante de acuerdo con las indicaciones del Artículo 44°. En el caso de existir momento torsor se comprobará el Estado Límite Último de Agotamiento por torsión de elementos lineales de acuerdo con el Artículo 45°.

En forjados de losas alveolares sin losa superior hormigonada en obra, si existen cargas concentradas se verificará el Estado Límite de Punzonamiento según Artículo 46°. Tanto en forjados con viguetas armadas o pretensadas como en los forjados de losas alveolares con losa superior hormigonada en obra debe verificarse el Estado Límite de Rasante con arreglo al Artículo 47°.

Se comprobarán los Estados Límite de Fisuración, Deformación y Vibraciones, cuando sea necesario, según los artículos 49°, 50° y 51°, respectivamente.

La separación máxima entre sopandas, en su caso, se determinará teniendo en cuenta que, durante la fase de hormigonado en obra, la acción característica de ejecución sobre las viguetas o losas es el peso propio total del forjado y una sobrecarga de ejecución no menor que 1 kN/m<sup>2</sup>; Las solicitaciones podrán obtenerse mediante un cálculo lineal, en la hipótesis de rigidez constante de la vigueta o losa, tomando como luz de cálculo de cada tramo  $L_a$  la distancia entre los apoyos extremos de las viguetas y los ejes de sopandas (figura 59.2).

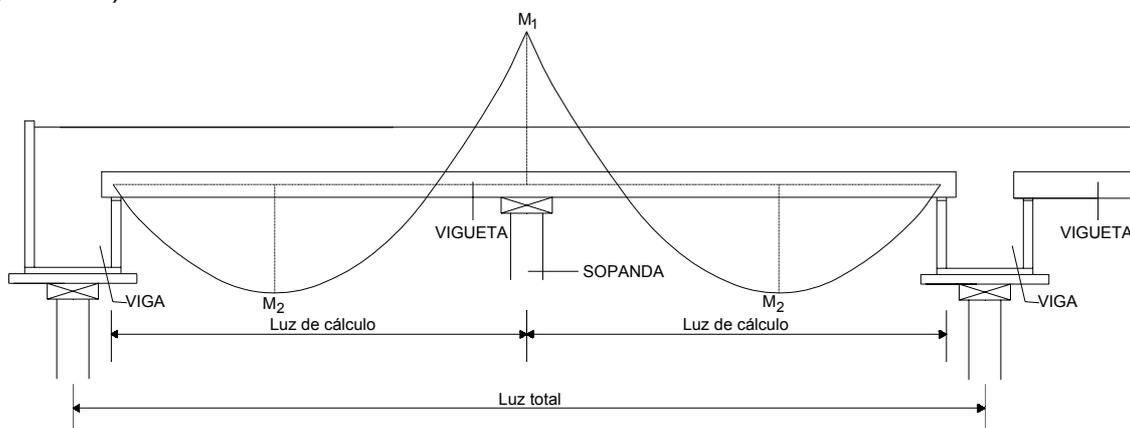


Figura 59.2

Además, en las viguetas de hormigón pretensado y losas alveolares pretensadas se cumplirán que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, deducidas todas las pérdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, (adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes a los Estados Límite de Servicio correspondientes a una situación transitoria, de acuerdo con 12.2), no se superarán las siguientes limitaciones de tensiones:

- a) sobre las sopandas, la tensión de compresión máxima en la fibra inferior de la vigueta o placa alveolar no superará el 60% de la resistencia característica a compresión del hormigón y en la fibra superior no se superará la resistencia a flexotracción, definida en 39.1.
- b) en los vanos, la tensión de compresión máxima en la fibra superior de la vigueta o placa alveolar no superará el 60% de la resistencia característica a compresión del hormigón y en la fibra inferior no se superará el estado de descompresión (tensión de tracción nula).

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en el Artículo 69º, para las armaduras pasivas y en el Artículo 70º para las armaduras activas.

En el Anejo nº 12 se contemplan disposiciones de armaduras, aspectos constructivos y de cálculo específicos de este tipo de forjados.

### 59.2.1. Condiciones geométricas

La sección transversal del forjado cumplirá los requisitos siguientes (figura 59.2.1):

a) disponer de una losa superior hormigonada en obra, cuyo espesor mínimo  $h_o$ , será de 40 mm sobre viguetas, piezas de entrevigado cerámicas o de hormigón y losas alveolares pretensadas y 50 mm sobre piezas de entrevigado de otro tipo o sobre cualquier tipo de pieza de entrevigado en el caso de zonas con aceleración sísmica de cálculo mayor que 0,16 g

En forjados de losas alveolares pretensadas, excepto cuando existan acciones laterales importantes o cargas concentradas importantes, puede prescindirse de la losa superior hormigonada en obra siempre que se justifique adecuadamente el cumplimiento de los Estados Límite Últimos y de Servicio. En este caso, para asegurar el trabajo conjunto de las losas y la transmisión transversal de cargas (sobre todo cuando existan cargas puntuales o lineales), se dispondrá un atado en la zona de unión de las losas a las vigas principales o muros.

b) el perfil de la pieza de entrevigado será tal que a cualquier distancia  $c$  de su eje vertical de simetría, el espesor de hormigón de la losa superior hormigonada en obra no será menor que  $c/8$  en el caso de piezas de entrevigado colaborante y  $c/6$  en el caso de piezas de entrevigado aligerantes

c) en el caso de forjados de viguetas sin armaduras transversales de conexión con el hormigón vertido en obra, el perfil de la pieza de entrevigado dejará a ambos lados de la cara superior de la vigueta un paso de 30 mm, como mínimo.

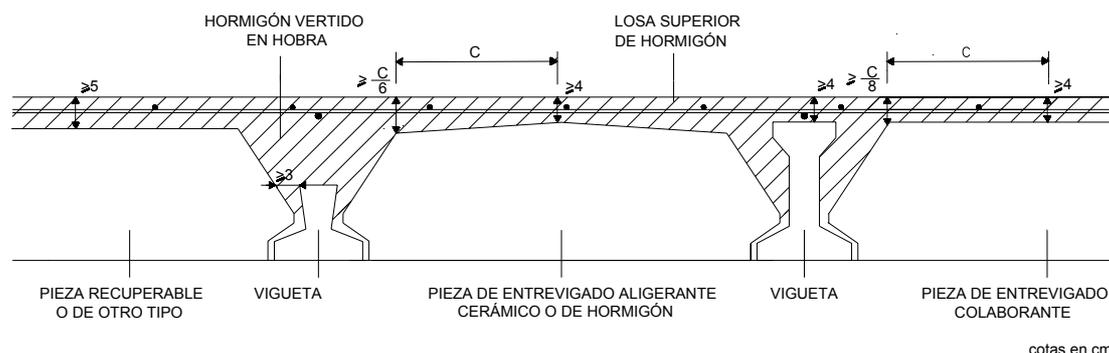


Figura 59.2.1 Condiciones geométricas de los forjados

d) en el caso de losas alveolares pretensadas, el espesor mínimo de las almas, del ala superior y del ala inferior, debe ser mayor que cualquiera de los valores siguientes:

- $\sqrt{2h}$ , siendo  $h$  el canto total de la pieza prefabricada, en mm.
- 20 mm.
- resultado de sumar 10 mm al tamaño máximo del árido.

e) En forjados de losas alveolares pretensadas, la forma de la junta entre las mismas será la adecuada para permitir el paso de hormigón de relleno, con el fin de crear un núcleo capaz de transmitir el esfuerzo cortante entre losas colaterales y para, en el caso de situar en ella armaduras, facilitar su colocación y asegurar una buena adherencia. El ancho de la junta en su parte superior no será menor que 30 mm y si en el interior de la misma se disponen barras de atado longitudinales, el ancho de la junta al nivel de la barra debe ser mayor o igual que el mayor de los dos siguientes valores:

- $\phi + 20$  mm
  - $\phi + 2D$
- con  $D$  y  $\phi$  expresados en mm.

Cuando la junta longitudinal deba resistir un esfuerzo cortante vertical, la superficie debe estar provista de, al menos, una ranura de tamaño adecuado con respecto a la resistencia del hormigón de relleno. En cualquier caso, la altura de la ranura debe ser mayor o igual a 35 mm, su profundidad (o ancho máximo) será mayor o igual a 10 mm y la distancia entre la parte superior de la ranura y la superficie superior de la losa alveolar pretensada será mayor o igual a 30 mm.

### **59.2.2. Armadura de reparto**

En la losa superior de hormigón vertido en obra, se dispondrá una armadura de reparto, con separaciones entre elementos longitudinales y transversales no mayores que 350 mm, de al menos 4 mm de diámetro en dos direcciones, perpendicular y paralela a los nervios, y cuya cuantía será como mínimo la establecida en la tabla 42.3.5.

El diámetro mínimo de la armadura de reparto será 5 mm si ésta se tiene en cuenta a efectos de comprobación de los Estados Límite Últimos.

En el caso de losas alveolares pretensadas sin losa superior hormigonada en obra, para asegurar el trabajo conjunto de las losas y la transmisión transversal de cargas (sobre todo cuando existan cargas puntuales o lineales), se dispondrá un atado en la zona de unión de las losas a las vigas principales o muros.

### **59.2.3. Enlaces y apoyos**

#### **59.2.3.1. Generalidades**

En todo apoyo debe comprobarse que la capacidad a tracción de la armadura introducida en el apoyo es mayor que los esfuerzos producidos en la hipótesis de formación

de una fisura arrancando de la cara del apoyo con inclinación de 45°.

### 59.2.3.2. Apoyos de forjados de viguetas

Los nervios de un forjado pueden enlazarse a la cadena de atado de un muro o a una viga de canto netamente mayor que el del forjado, denominándose apoyo directo, o a una viga plana, cabeza de viga mixta, brochal, del mismo canto que el forjado denominándose apoyo indirecto. En el Anejo nº 12 se muestran esquemas de apoyos frecuentes así como valores de las longitudes de entrega de elementos y longitudes de solapo de armaduras salientes para garantizar el correcto funcionamiento del enlace.

### 59.2.3.3 Apoyos de forjado de losas alveolares pretensadas

Los apoyos pueden ser directos e indirectos.

a) Los apoyos directos de las losas alveolares pretensadas en vigas o muros deben hacerse sobre una capa de mortero fresco de al menos 15 mm de espesor, sobre bandas de material elastomérico o sobre apoyos individuales situados bajo cada nervio de la losa (figura 59.2.3.3.a). No se permite apoyar directamente las losas alveolares pretensadas sobre ladrillo, debiendo realizarse zunchos de hormigón armado para el apoyo.

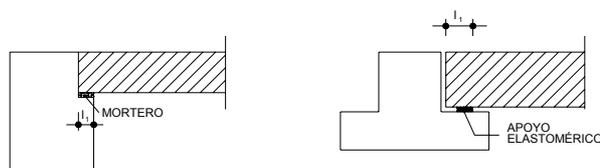


Figura 59.2.3.3.a Apoyos directos de losas alveolares

Debe comprobarse que en ningún caso, el valor de cálculo de la presión de apoyo, supuesta una entrega igual a la nominal menos 20 mm, supera  $0,4 f_{cd}$  del menor de los dos hormigones en contacto, en caso de apoyo con mortero, o el menor valor de  $0,85 f_{cd}$  y la resistencia de cálculo del material elastomérico, en caso de disponer este elemento.

b) Los apoyos indirectos pueden realizarse con o sin apuntalado de la losa alveolar pretensada. Las figuras 59.2.3.3 b y c muestran apoyos indirectos sin y con apuntalado.

En el Anejo nº 12 se incluyen valores de la entrega mínima nominal de las losas alveolares, en función del tipo de apoyo (directo e indirecto) y de las condiciones del mismo, que permiten garantizar el correcto funcionamiento del enlace

### 59.2.4. Disposición de las armaduras en los forjados

En las viguetas armadas, la armadura básica se dispondrá en toda su longitud de acuerdo con el punto 42.3.2. La armadura complementaria inferior podrá disponerse solamente en parte de su longitud. Dicha armadura complementaria deberá disponerse de forma simétrica respecto al punto medio de la vigueta.

La armadura activa situada en la zona inferior de una vigueta pretensada estará constituida, al menos, por dos armaduras dispuestas en el mismo plazo horizontal y en posición simétrica respecto al plano vertical medio. En losas alveolares pretensadas la distancia entre las armaduras será menor que 400 mm y que dos veces el canto de la pieza.

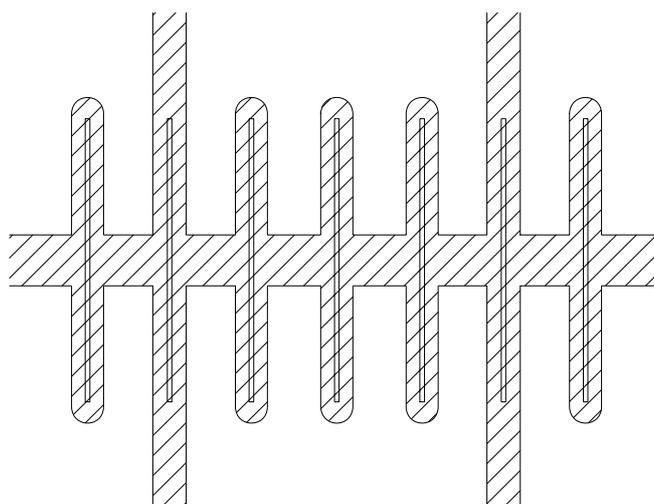
En cuanto al armado superior a colocar en obra, en los apoyos de los forjados de viguetas se colocará, como armadura para los momentos negativos, al menos una barra sobre cada vigueta. En el caso de que haya que colocar más de dos por nervio, se distribuirán sobre la línea de apoyo para facilitar que el hormigón rellene bien el nervio, anclándose adecuadamente en ambos lados del mismo.

En los apoyos exteriores de vano extremo se dispondrá una armadura superior capaz de resistir un momento flector, al menos igual a la cuarta parte del momento máximo del vano. Tal armadura se extenderá desde la cara exterior del apoyo en una longitud no menor que el décimo de la luz más el ancho del apoyo. En el extremo exterior la armadura se prolongará en patilla con la longitud de anclaje necesaria.

En los forjados de losas alveolares pretensadas sin losa superior hormigonada en obra se dispondrá, cuando sea necesaria, la armadura superior en los alvéolos que habrán sido preparados adecuadamente eliminando el hormigón de la parte superior en una longitud igual o mayor que la de las barras y posteriormente rellenos (figura 59.2.4.a).



SECCIÓN



PLANTA

Figura 59.2.4.a Armadura superior en losas alveolares pretensadas

### 59.3 Otros tipos de forjados contruidos con elementos prefabricados

En el caso de forjados contruidos con elementos prefabricados diferentes de los contemplados en el apartado 59.2, tales como piezas en sección en  $\pi$ , en artesa o con prelosas prefabricadas, se prestará especial atención al análisis estructural, que deberá tener en cuenta el esquema estructural, las cargas, los apoyos, y las características de los materiales en las sucesivas fases constructivas, durante la manipulación, el transporte y el montaje, y demás aspectos contemplados en el apartado 59.1 de esta Instrucción.

## Artículo 60º Elementos estructurales para puentes



## **60.1. Tableros**

### **60.1.1. Consideraciones generales**

Este artículo es aplicable a los tableros de puentes de hormigón estructural más habituales, como son los tableros constituidos por vigas prefabricadas, los tableros losa, los tableros nervados y los tableros de sección cajón.

Las acciones a considerar para el cálculo de los tableros, así como sus valores característicos, representativos y de cálculo, y las combinaciones a realizar para la comprobación de los diversos Estados Límite Últimos y de Servicio, serán las establecidas por la reglamentación específica vigente o en su defecto las indicadas en esta Instrucción..

Para la determinación de los efectos de dichas acciones, se modelizará la estructura y se realizarán los análisis necesarios, de acuerdo con lo indicado en el Capítulo V.

Las características geométricas y de los materiales que se han de considerar para la comprobación de los Estados Límite Últimos serán las indicadas en el Capítulo IV y en el Capítulo VIII.

Deberá garantizarse la resistencia y estabilidad de la estructura en todas las fases intermedias de construcción, así como en el estado definitivo de servicio de la misma. Para obtener esta garantía, deberán realizarse las comprobaciones de los Estados Límite Últimos y de Servicio relevantes, en cada una de las fases de comprobación adoptadas. En el caso de elementos pretensados, se realizarán las comprobaciones que correspondan tanto en la fase de transferencia del pretensado como el instante inicial de puesta en servicio y a largo plazo.

En estructuras evolutivas deberá evaluarse la importancia de la redistribución de esfuerzos y de tensiones a lo largo del tiempo, debido a fenómenos reológicos. En aquellos casos en que este tipo de fenómenos resulte significativo deberá realizarse su análisis de acuerdo con el Artículo 25º.

Las comprobaciones correspondientes al Estado Límite Último de Agotamiento frente a Solicitaciones Normales del tablero se realizarán de acuerdo con el Artículo 42º o con las fórmulas simplificadas del Anejo nº 7, cuando sean aplicables. Para la comprobación y el dimensionamiento de los distintos elementos frente al Estado Límite Último de Agotamiento por Esfuerzo Cortante, se seguirán las indicaciones del Artículo 44º. En los elementos lineales en los que las torsiones puedan ser significativas, deberá realizarse la comprobación del Estado Límite Último de Agotamiento por Torsión según lo indicado en el Artículo 45º.

Las comprobaciones de los Estados Límite de Servicio de fisuración, deformaciones y vibraciones se realizarán, cuando sea necesario, de acuerdo con los Artículos 49º, 50º y 51º.

El dimensionamiento de las zonas de introducción del pretensado se realizará de acuerdo con las indicaciones del Artículo 61º.

### **60.1.2. Tableros constituidos por vigas prefabricadas**

Deberán tenerse en cuenta en la comprobación o en el dimensionamiento de los elementos del tablero las distintas fases de construcción del mismo, considerando adecuadamente tanto las cargas actuantes como la configuración estructural, el sistema de apoyos y las secciones resistentes en cada fase constructiva.

En el caso de vigas en doble T, artesa o similares, deberán tenerse en cuenta las indicaciones del Artículo 18º, a efectos de determinación de los anchos eficaces del ala a considerar en cada situación.

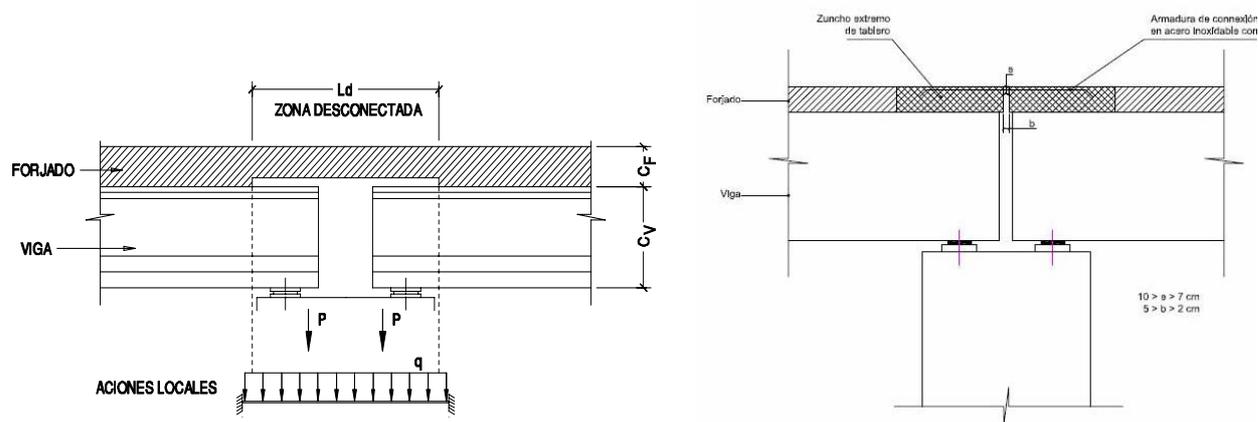
La unión entre las vigas prefabricadas y la losa-forjado deberá realizarse de acuerdo con las prescripciones del Artículo 47º.

En la losa-forjado deberán realizarse las comprobaciones de punzonamiento frente a la actuación de las cargas concentradas del vehículo pesado de acuerdo con el Artículo 46º.

En el caso de tableros isostáticos, dada su discontinuidad en la zona de apoyos, deben comprobarse, de forma especialmente cuidadosa, las deformaciones del tablero de acuerdo con el Artículo 50º, para evitar un quiebro en la plataforma debido al giro relativo entre los dos tableros en la zona de apoyos. Deberán tenerse en cuenta las deformaciones instantáneas y diferidas que se producen a lo largo de la historia de las vigas y, en particular, durante los plazos transcurridos entre la fabricación de las mismas y su incorporación a la estructura.

Cuando por razones de comodidad de rodadura se desee minimizar el número de juntas transversales de la calzada, ello podrá conseguirse bien mediante una losa de continuidad entre tableros, bien disponiendo una articulación entre las losas de compresión de los tableros con pasadores. En el primero de los casos se dará continuidad a la losa-forjado sobre los extremos de las vigas prefabricadas debiendo desconectarse aquélla de éstas en una determinada longitud  $L_d$  (figura 60.1.2). A efectos del dimensionamiento de dicha zona, deberán tenerse en cuenta no sólo las acciones locales, sino también los esfuerzos inducidos por las deformaciones impuestas al elemento por el giro relativo entre los extremos de ambos tableros.

En el caso de disponerse rótula de continuidad con armadura pasante, esta armadura deberá ser de acero inoxidable corrugado, por razones de durabilidad.



a) Losa de continuidad entre tableros

b) articulación entre losas de conexión con pasadores

Figura 60.1.2

En el caso de disponer apoyos a media madera en los elementos prefabricados, dichas regiones tipo D deberán ser comprobadas y dimensionadas utilizando los modelos de bielas y tirantes indicados en el Artículo 59º. El dimensionamiento de las zonas de introducción del pretensado se realizará de acuerdo con las indicaciones del Artículo 62º.



En el caso de secciones en artesa o similares, que dispongan de diafragmas, éstos se dimensionarán de acuerdo con el apartado 60.5.

### **60.1.3. Tableros losa**

Aquellos tableros en los que la relación entre el ancho del núcleo y la luz sea inferior a 0,25, podrán considerarse como elementos lineales a efectos de cálculo de esfuerzos y de comprobación de los Estados Límite. En caso contrario deberá considerarse el trabajo bidimensional del tablero como losa.

La unión entre el núcleo de la losa y los voladizos, si éstos existen, deberá dimensionarse de acuerdo con las prescripciones del punto 44.2.3.5.

En los voladizos y en las zonas sobre los aligeramientos, en el caso de que existan, deberán realizarse las comprobaciones de punzonamiento frente a la actuación de las ruedas del vehículo pesado de acuerdo con el Artículo 46º.

En el caso de losas pretensadas, el dimensionamiento de las zonas de introducción del pretensado se realizará de acuerdo con las indicaciones del Artículo 62º.

### **60.1.4. Tableros nervados**

Deberán tenerse en cuenta las indicaciones del Artículo 18º, a efectos de determinación de los anchos eficaces del ala a considerar en cada situación.

La unión entre los nervios y la losa superior deberá realizarse de acuerdo con las prescripciones del punto 44.2.3.5, tanto en las secciones horizontales de unión como en las verticales.

En la losa superior deberán realizarse las comprobaciones de punzonamiento frente a la actuación de las cargas concentradas del vehículo pesado de acuerdo con el Artículo 46º.

El dimensionamiento de las zonas de introducción del pretensado se realizará de acuerdo con las indicaciones del Artículo 62º. En el caso de que se dispongan diafragmas en las secciones de apoyo, éstos se dimensionarán de acuerdo con el apartado 60.5.

### **60.1.5. Tableros de sección cajón**

Deberán tenerse en cuenta las indicaciones del Artículo 18º, a efectos de determinación de los anchos eficaces del ala a considerar en cada situación.

La unión entre las diversas losas que forman el cajón deberá realizarse de acuerdo con las prescripciones del punto 44.2.3.5, tanto en las secciones horizontales de unión como en las verticales.

En la losa superior y en los voladizos deberán realizarse las comprobaciones de punzonamiento frente a la actuación de las cargas concentradas del vehículo pesado de acuerdo con el Artículo 46º.

El dimensionamiento de las zonas extremas de introducción del pretensado se realizará de acuerdo con las indicaciones del Artículo 62º. Los diafragmas de apoyo se comprobarán y dimensionarán utilizando los modelos incluidos en el apartado 60.5.

## **60.2. Pilas**

Este artículo se refiere a pilas compuestas, para cada línea de apoyo, por uno o varios fustes de sección transversal maciza o hueca, con o sin un cabecero superior para



apoyo del tablero y cuya cimentación puede realizarse mediante zapatas o encepados individuales para cada fuste o únicos para todos los fustes de la línea de apoyo.

En el caso de fustes con sección transversal en cajón, formados por una serie de tabiques planos, el espesor de los mismos no será inferior a 1/30 de la dimensión transversal de cada tabique. En estos casos, deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los tabiques, las flexiones transversales inducidas por los posibles empujes diferenciales entre el interior y el exterior debidos al terreno, agua, etc.

Para el dimensionamiento de las regiones D, correspondientes a las zonas de apoyo, se seguirán las indicaciones contenidas en el Artículo 61º.

Para el dimensionamiento y comprobación de los fustes deberá determinarse la longitud de pandeo y, a partir de ella, la esbeltez mecánica de cada fuste considerando sus vinculaciones reales con el tablero.

Aquellas pilas cuyos fustes presenten una esbeltez mecánica  $\lambda$  inferior a 100, pueden considerarse como elementos aislados y dimensionarse frente al Estado Límite Último de Inestabilidad, de acuerdo con el procedimiento indicado en 43.5.

El cálculo de las cargas horizontales que actúan en la cabeza de cada pila, originadas por deformaciones y cargas procedentes del tablero, puede hacerse suponiendo un comportamiento lineal de la globalidad de la estructura, sin considerar los efectos de segundo orden.

En pilas de gran esbeltez ( $\lambda > 100$ ), una vez realizado el reparto entre pilas de las cargas transmitidas por el tablero por métodos lineales, debe obtenerse los esfuerzos mediante análisis no lineal, geométrica y mecánicamente, de acuerdo con el Artículo 21º. En general será suficiente analizar la pila como elemento aislado, considerando sus vinculaciones reales al tablero. Sin embargo, en casos muy especiales puede ser conveniente realizar un cálculo de la estructura completa.

Para la comprobación y dimensionamiento de las cimentaciones se seguirán las prescripciones contenidas en el Artículo 58º.

### **60.3. Estribos**

Este artículo se refiere a estribos cerrados, estribos abiertos y sillas-cargadero. Los estribos deben resistir las acciones transmitidas por el tablero y sostener las tierras de los terraplenes de acceso a la estructura. El contacto con el terreno es un condicionante importante de la durabilidad de este tipo de elementos, por lo que deberán tenerse en cuenta, de forma especialmente cuidadosa, las prescripciones del Capítulo VII (Artículo 37º).

En la comprobación o dimensionamiento de los elementos de un estribo deberán considerarse las distintas fases de construcción del mismo.

En general, salvo que se adopten medidas especiales que lo garanticen, no podrá contarse en el dimensionamiento de los diversos elementos de un estribo con la colaboración del empuje pasivo o al reposo de los posibles rellenos exteriores al mismo.

Para la comprobación y dimensionamiento de las cimentaciones, se seguirán las prescripciones contenidas en el Artículo 58º.

Los dinteles o cargaderos de un estribo abierto, en general, podrán considerarse como estructuras planas. Para la comprobación y dimensionamiento de las cimentaciones se seguirán las indicaciones del Artículo 58º.

Los estribos de tipo silla-cargadero pueden considerarse, a efectos de cálculo y dimensionamiento, como una cimentación directa de las cargas transmitidas por el tablero a través de los apoyos. Para su comprobación y dimensionamiento se seguirán las prescripciones contenidas en el Artículo 58º.



## **60.4. Zonas de anclaje**

Las zonas de anclaje del pretensado deberán proyectarse de acuerdo con el Artículo 62°.

## **60.5. Diafragmas en tableros**

La función de los diafragmas objeto de este artículo es la de transferir las cargas desde el tablero a las pilas o estribos.

Las características geométricas de los diafragmas han de ser tales que aseguren el flujo de fuerzas desde el tablero hasta los apoyos situados en esa sección transversal.

Los diafragmas del tablero situados en las secciones transversales coincidentes con el apoyo en pilas o estribos, se diseñarán para transmitir, además de los cortantes de eje vertical, el cortante de eje horizontal y, en su caso, el efecto de la torsión a las pilas o estribos (si el tablero está apoyado en esa sección mediante más de un aparato de apoyo).

El diseño de los diafragmas tendrá en cuenta la posible excentricidad de las reacciones y la consecuente flexión en el diafragma, cuando en alguna situación el plano central del diafragma no coincida con el eje de apoyos.

Los diafragmas se proyectarán tanto para las situaciones de apoyo definitivas como para las situaciones provisionales, durante la construcción o para las operaciones de sustitución de apoyos.

En general, los diafragmas constituyen regiones D generalizadas donde es de aplicación el método de bielas y tirantes. Además de las armaduras obtenidas del modelo general de bielas y tirantes, será necesario disponer la armadura de carga concentrada en la zona situada sobre los apoyos.

Para el control de la fisuración se dispondrán en cada cara del diafragma una malla de armadura con separación igual o inferior a 0,30 m y en una cuantía geométrica mínima del 0,15% en cada cara y dirección.

Los diafragmas en los que el apoyo de las almas del tablero se realiza directamente sobre los aparatos de apoyo en pilas, tendrán un espesor mínimo de 0,50 m.

Los diafragmas para apoyo no directo de almas del tablero en los aparatos de apoyo, tendrán un espesor mínimo igual a dos veces el ancho de las almas que apoyan en él.

En el caso de uniones monolíticas pila-tablero mediante diafragmas, el espesor de éstos será como mínimo igual al espesor de las caras de las pilas situadas en su prolongación.

## **Artículo 61° Cargas concentradas sobre macizos**

### **61.1 Generalidades**

Una carga concentrada aplicada sobre un macizo constituye una región D.

Por tratarse de una región D, el método general de análisis es el indicado en el Artículo 24°. Las comprobaciones de bielas, tirantes y nudos así como las propiedades de los materiales a considerar serán las indicadas en el Artículo 40°.

El modelo de celosía equivalente, en el caso de carga centrada de la figura 61.1.a, es el indicado en la figura 61.1.b.

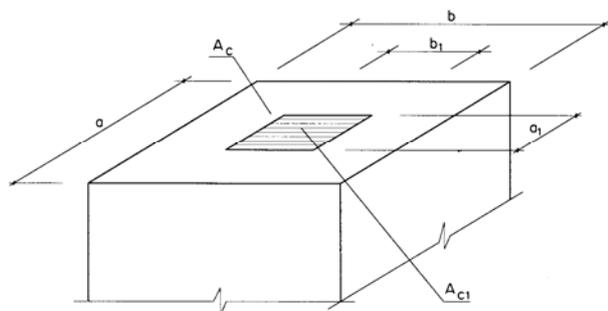


Figura 61.1.a

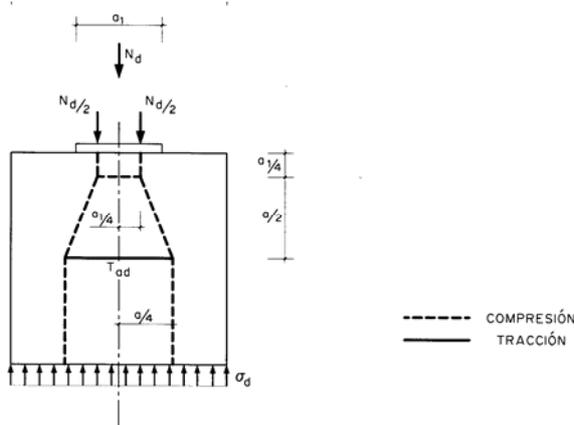


Figura 61.1.b

## 61.2 Comprobación de nudos y bielas

La fuerza máxima de compresión que puede actuar en Estado Límite Último sobre una superficie restringida, figura 61.1.a, de área  $A_{c1}$ , situada concéntrica y homotéticamente sobre otra área  $A_c$ , supuesta plana, puede ser calculada por la fórmula:

$$N_d \leq A_{c1} f_{3cd}$$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} f_{cd} \leq 3,3 f_{cd}$$

siempre y cuando el elemento sobre el que actúe la carga no presente huecos internos y que su espesor  $h$  sea  $h \geq 2A_c/u$ , siendo  $u$  el perímetro de  $A_c$ .

Si las dos superficies  $A_c$  y  $A_{c1}$  no tienen el mismo centro de gravedad, se sustituirá el contorno de  $A_c$  por un contorno interior, homotético de  $A_{c1}$  y limitando un área  $A_{c'}$  que tenga su centro de gravedad en el punto de aplicación del esfuerzo  $N$ , aplicando a las áreas  $A_{c1}$  y  $A_{c'}$  las fórmulas arriba indicadas.



### 61.3 Armaduras transversales

Los tirantes  $T_d$  indicados en la figura 61.1.b se dimensionarán para la tracción de cálculo indicada en las siguientes expresiones.

$$T_{ad} = 0,25 N_d \left( \frac{a - a_1}{a} \right) = A_s f_{yd} \text{ en sentido paralelo a } a, \text{ y}$$

$$T_{bd} = 0,25 N_d \left( \frac{b - b_1}{b} \right) = A_s f_{yd} \text{ en sentido paralelo a } b, \text{ con } f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2 \text{ (apartado 40.2)}$$

### 61.4 Criterios de disposición de armadura

Las armaduras correspondientes deberán disponerse en una distancia comprendida entre  $0,1a$  y  $a$  y  $0,1b$  y  $b$ , respectivamente. Estas distancias se medirán perpendicularmente a la superficie  $A_c$ .

Será preferible el empleo de cercos que mejoren el confinamiento del hormigón.

## Artículo 62º Zonas de anclaje

El anclaje de las armaduras activas constituye una región D en la que la distribución de deformaciones es no lineal a nivel sección. Es, por tanto, de aplicación para su estudio el método general de los Artículos 24º y 40º o el resultado de estudios experimentales.

Si se trata de piezas, tales como vigas, en cuyos extremos pueden combinarse los esfuerzos debidos a los anclajes y los producidos por las reacciones de apoyo y esfuerzo cortante, es necesario considerar dicha combinación teniendo en cuenta además que, en el caso de armaduras pretensas, el pretensado produce el efecto total solamente a partir de la longitud de transmisión.

## Artículo 63º Vigas de gran canto

### 63.1 Generalidades

Se consideran como vigas de gran canto las vigas rectas generalmente de sección constante y cuya relación entre la luz,  $l$ , y el canto total  $h$ , es inferior a 2, en vigas simplemente apoyadas, ó a 2,5 en vigas continuas.

En las vigas de gran canto, se considerará como luz de un vano:

- La distancia entre ejes de apoyos, si esta distancia no sobrepasa en más de un 15 por ciento a la distancia libre entre paramentos de apoyos.
- 1,15 veces la luz libre en caso contrario.

En este tipo de elementos no son de aplicación las hipótesis de Bernoulli-Navier, debiendo utilizarse para su proyecto el método indicado por los Artículos 24º y 40º.

## 63.2 Anchura mínima

La anchura mínima está limitada por el valor máximo de la compresión de los nudos y bielas según los criterios expresados en el Artículo 40º. El posible pandeo fuera de su plano de los campos de compresiones deberá analizarse, cuando sea necesario, según el Artículo 43º.

## 63.3 Vigas de gran canto simplemente apoyadas

### 63.3.1 Dimensionamiento de la armadura

En el caso de carga uniformemente distribuida aplicada en la cara superior, el modelo es el indicado en la figura 63.3.1.a y la armadura principal se calculará tomando como posición del brazo mecánico  $z=0,6l$ , y para una fuerza de tracción igual a:

$$T_d = 0,2 p_d l = 0,4 R_d = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2).

La comprobación del nudo de apoyo se realizará de acuerdo con el modelo de la figura 63.3.1.a

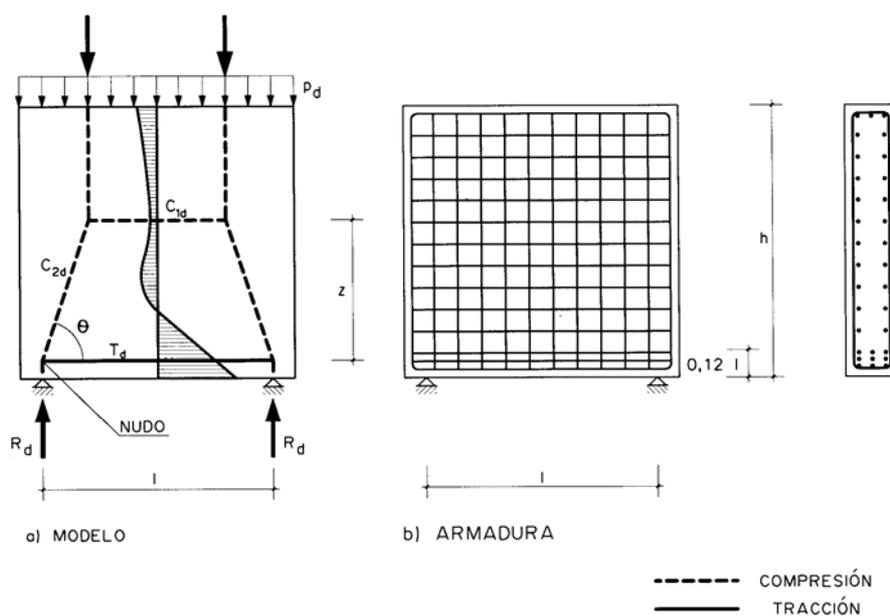


Figura 63.3.1.a

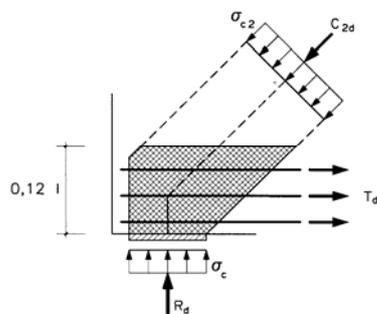


Figura 63.3.1.b

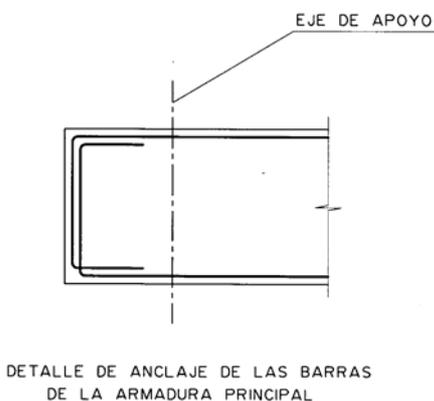


Figura 63.3.1.c

Además de la armadura principal correspondiente a  $T_d$ , se dispondrá una armadura mínima de 0,1% de cuantía en cada dirección y cada cara del elemento.

Se prestará especial atención al anclaje de la armadura principal (ver figura 63.3.1.c), que deberá tener una longitud de anclaje desde el eje del apoyo hacia el extremo de la pieza.

Si fuese necesario, se dispondrá una armadura adicional en apoyos según el Artículo 61°.

### 63.3.2 Comprobación de nudos y bielas

Para realizar la comprobación de nudos y bielas, basta con comprobar que la tensión en el hormigón en el nudo de apoyo sea:

$$\frac{R_d}{ab} \leq f_{2cd}$$



donde:

$a, b$  Dimensiones del apoyo.

$f_{cd}$  Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{2cd} = 0,70 f_{cd}$$

### 63.4 Vigas de gran canto continuas

En el caso de vigas continuas de vanos de igual longitud con carga uniformemente distribuida aplicada en la cara superior, el modelo es el indicado en las figuras 63.4.a y b.

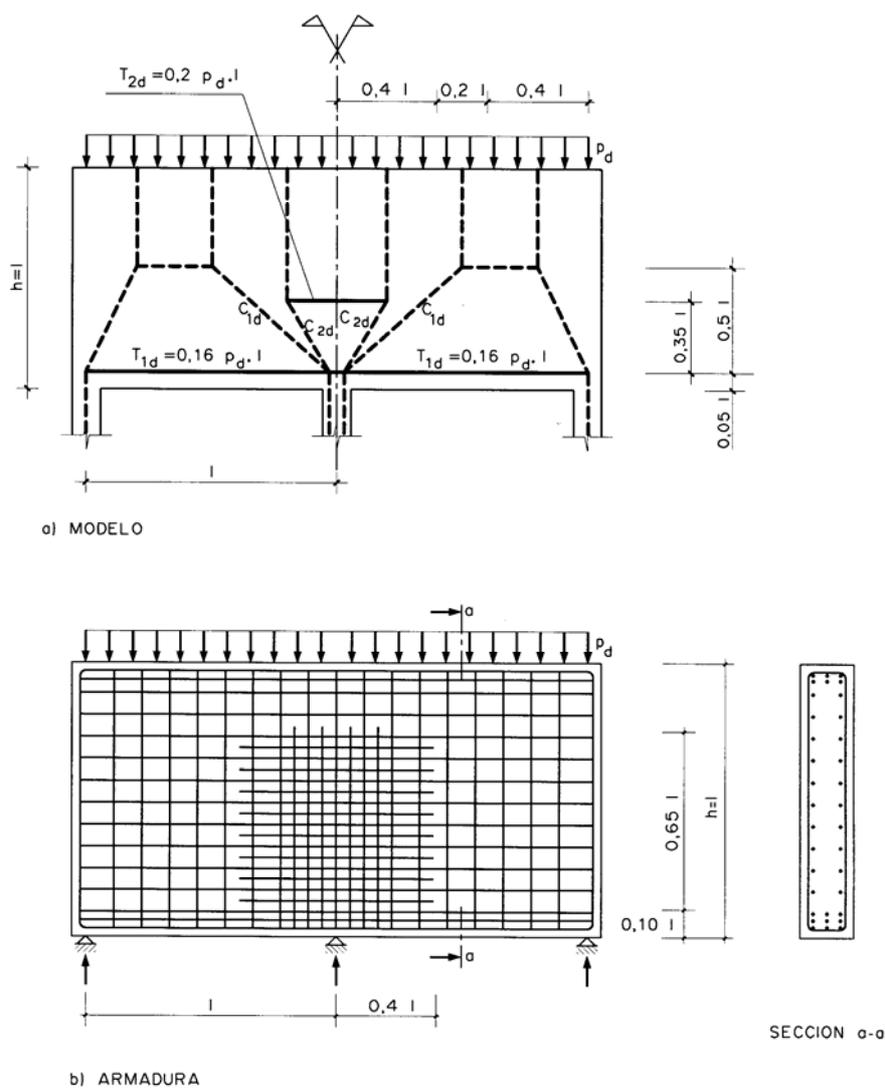


Figura 63.4.a

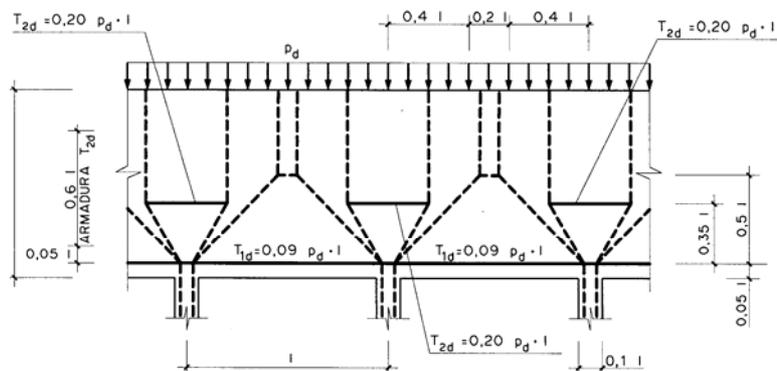


Figura 63.4.b

### 63.4.1 Dimensionamiento de la armadura

Según los modelos anteriores para vigas continuas de vanos iguales, la armadura en la zona de apoyos intermedios se proyectará para una fuerza de tracción:

$$T_{2d} = 0,20 p_d l = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2).

La armadura inferior de vanos extremos se proyectará para una fuerza igual a:

$$T_{1d} = 0,16 p_d l = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2).

La armadura inferior de vanos intermedios se proyectará para una fuerza igual a:

$$T_{1d} = 0,09 p_d l = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2).

Además de la armadura principal indicada en el párrafo anterior, se dispondrá una armadura mínima de 0,1% de cuantía en cada dirección y cada cara del elemento.

En los apoyos extremos se prestará especial cuidado al anclaje de la armadura (ver figura 63.3.1.c), que deberá tener una longitud de anclaje desde el eje de apoyo hacia el extremo de la pieza.

Si fuese necesario se dispondrá una armadura adicional en apoyo según el Artículo 61º.

### 63.4.2 Comprobación de nudos y bielas

La comprobación de nudos y bielas se satisface si se comprueba la compresión localizada en apoyos.

$$\frac{R_{ed}}{a_e b_e} \leq f_{2cd}$$

$$\frac{R_{id}}{a_i b_i} \leq f_{2cd}$$

donde:

$R_{ed}$  Reacción de cálculo en apoyo extremo.  
 $R_{id}$  Reacción de cálculo en apoyo interior.  
 $a_e, b_e$  Dimensiones del apoyo extremo (figura 63.3.1.b).  
 $a_i, b_i$  Dimensiones del apoyo interior (figura 63.4.2).  
 $f_{2cd}$  Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{2cd} = 0,70 f_{cd}$$

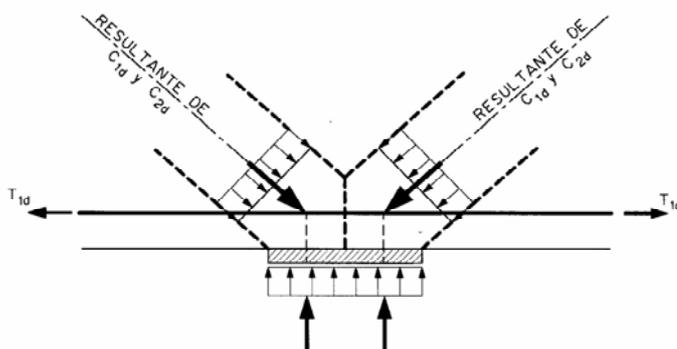


Figura 63.4.2

## Artículo 64º Ménsulas cortas y apoyos a media madera

### 64.1 Ménsulas cortas

#### 64.1.1 Definición

Se definen como ménsulas cortas aquellas ménsulas cuya distancia  $a$ , entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al soporte, es menor o igual que el canto útil  $d$ , en dicha sección (figura 64.1.1).

El canto útil  $d_1$  medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será igual o mayor que  $0,5d$ .

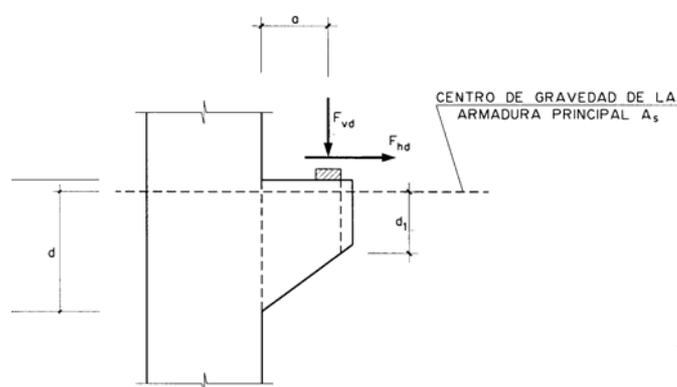


Figura 64.1.1

### 64.1.2 Comprobación del elemento y dimensionamiento de las armaduras

Por tratarse de una región D, el método general de análisis será el indicado en el Artículo 24°.

Las comprobaciones de bielas, tirantes y nudos y las propiedades de los materiales a considerar serán las indicadas en el Artículo 40°.

#### 64.1.2.1 Comprobación de nudos y bielas y diseño de la armadura

El modelo de celosía equivalente podrá ser el indicado en la figura 64.1.2.

El ángulo  $\theta$  de inclinación de las compresiones oblicuas (bielas), podrá, de acuerdo con las condiciones geométricas y de ejecución, adoptar los siguientes valores, :

$\cotg \theta = 1,4$  si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar. Podrá adoptarse valores distintos de  $\cotg \theta$  y nunca superiores a 2,0 previa justificación mediante estudios teóricos o experimentales adecuados.

$\cotg \theta = 1,0$  si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido  
 $\cotg \theta = 0,6$  para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido.

El canto útil  $d$  de la ménsula (figuras 64.1.1 y 64.1.2) cumplirá la condición siguiente:

$$d \geq \frac{a}{0,85} \cotg \theta$$

#### 64.1.2.1.1 Dimensionamiento de la armadura

La armadura principal  $A_s$  (figura 64.1.2.1.1) se dimensionará para una tracción de cálculo:

$$T_{1d} = F_{vd} \operatorname{tg} \theta + F_{hd} = A_s f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2).

Se dispondrán cercos horizontales ( $A_{se}$ ) uniformemente distribuidos para absorber una tracción total.

$$T_{2d} = 0,20 F_{vd} = A_{se} f_{yd}$$

con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$  (40.2).

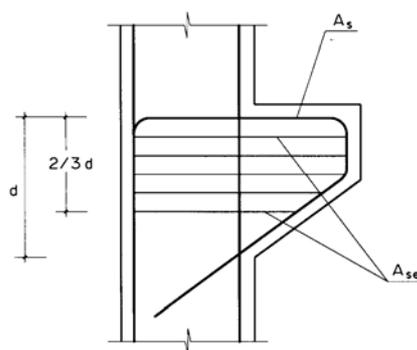


Figura 64.1.2.1.1

#### 64.1.2.1.2 Comprobación de nudos y bielas

Cumpliendo las condiciones geométricas de 64.1.2.1 basta con comprobar la compresión localizada en el apoyo (nudo 1, figura 64.1.2).

$$\frac{F_{vd}}{b c} \leq f_{1cd}$$

donde:

$b, c$  Dimensiones en planta del apoyo.

$f_{1cd}$  Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0,70 f_{cd}$$

#### 64.1.2.1.3 Anclaje de las armaduras

Tanto la armadura principal como las armaduras secundarias deberán estar convenientemente ancladas en el extremo de la ménsula.

### 64.1.3 Cargas colgadas

Si una ménsula corta está sometida a una carga colgada por medio de una viga, (figura 64.1.3.a) deberán estudiarse distintos sistemas de biela-tirante según los Artículos 24° y 40°.

En cualquier caso, deberá disponerse una armadura horizontal próxima a la cara

superior de la ménsula.

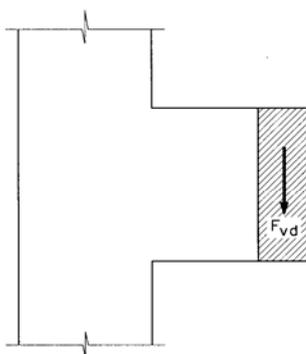


Figura 64.1.3.a

## 64.2 Apoyos a media madera

Las soluciones de apoyo de este tipo son, en general, puntos conflictivos en donde se concentran problemas de fisuración y degradación del hormigón, por lo que se evitará su empleo siempre que sea posible.

En el caso de que se utilicen soluciones de este tipo, se deberá tener cuenta la necesaria sustitución de apoyos y, consecuentemente, esta situación de carga.

Los apoyos de vigas a media madera constituyen una región tipo D, tanto por la existencia de una discontinuidad geométrica asociada a un cambio brusco de sección, como por la presencia de la carga concentrada del apoyo por lo que resulta de aplicación el método de bielas y tirantes. En el caso de elementos pretensados la complejidad del sistema aumenta debido a la presencia de fuerzas en los anclajes de pretensado.

### Artículo 65º Elementos con empuje al vacío

En aquellos elementos en los que se produce un cambio en la dirección de las fuerzas debido a la geometría del elemento, pueden aparecer tracciones transversales que es necesario absorber con armadura para evitar la rotura del recubrimiento (ver figura 65).

El diseño de la armadura de atado puede realizarse, en términos generales, a partir de las indicaciones de los Artículos 24º y 40º.

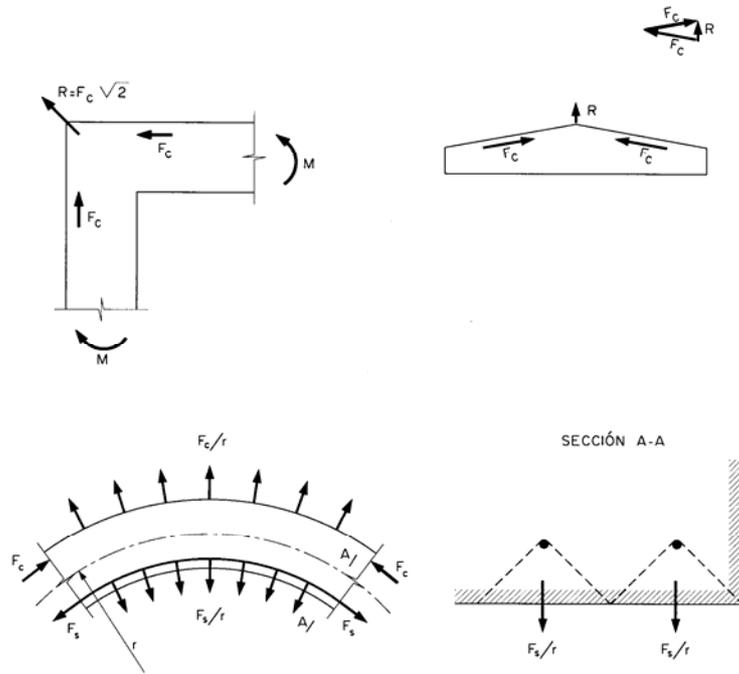


Figura 65