

## Tema 6

### FORJADOS UNIDIRECCIONALES

#### 1. GENERALIDADES

El forjado es un elemento estructural, generalmente horizontal, que recibe directamente las cargas y las transmite a los restantes elementos de la estructura.

##### Funciones del forjado:

- Recibir las cargas y transmitirlas a las vigas y/o pilares y, a través de éstos, a la cimentación y al terreno (figura 1).
- Dar rigidez transversal a las vigas.
- Cuando se asocian monólicamente a las vigas, incrementar la capacidad resistente a flexión y torsión de éstas.
- Solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.

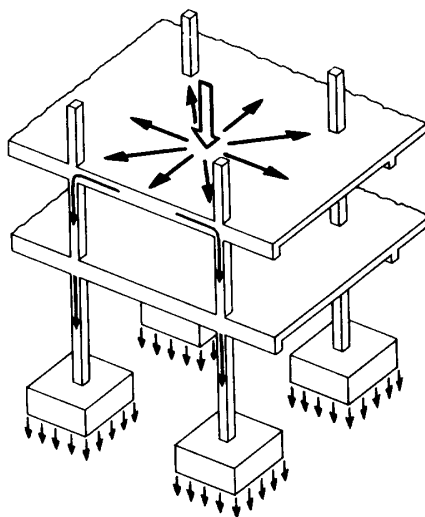


Figura 1: Transmisión de cargas del forjado.

Estas funciones del forjado permiten suponer que cualquier fuerza horizontal sobre un entramado se transmite a los restantes entramados de la estructura, que colaboran, por tanto, en resistir esa fuerza y en reducir la traslacionalidad de la estructura.

Los forjados pueden funcionar, si los detalles constructivos se diseñan adecuadamente, como vigas de gran canto frente a las acciones horizontales de viento,

sismo, etc., haciendo que todos los entramados y pantallas colaboren en resistir a este tipo de acciones (figura 2).

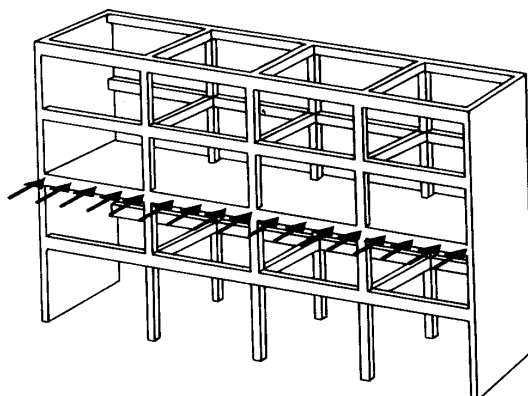


Figura 2: Contribución del forjado frente a acciones horizontales.

## 2. TIPOS DE FORJADOS

La clasificación de los forjados se puede realizar atendiendo a distintos criterios.

a). Según el **sistema de transmisión de cargas** los forjados se clasifican en:

- Unidireccionales: Flectan básicamente en una dirección y transmiten las cargas a las vigas, y éstas, a los soportes (figura 3).

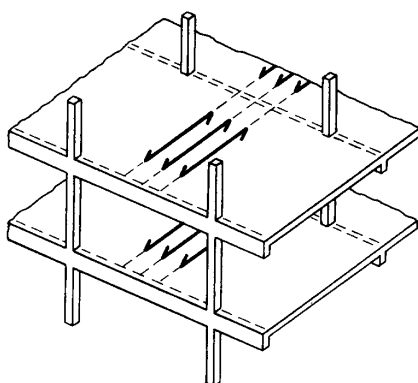


Figura 3: Forjados unidireccionales.

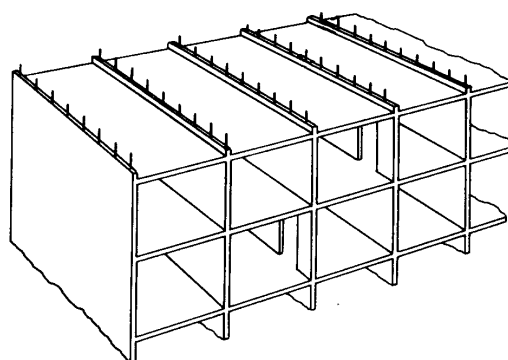


Figura 4: Forjados tipo losa maciza.

Una variante muy utilizada en la actualidad son las losas macizas apoyadas en muros, según el sistema «encontrados túnel» o alguno de sus derivados (figura 4).

- Bidireccionales: Flectan en dos direcciones y transmiten las cargas a las vigas en dos direcciones (placas sobre vigas en dos direcciones, figura 5), o bien directamente a los pilares (forjados reticulares, figura 6).

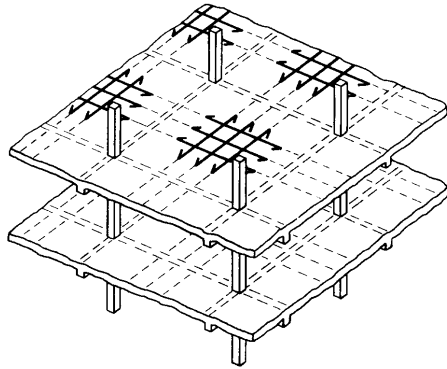


Figura 5: Forjados tipo placas sobre vigas.

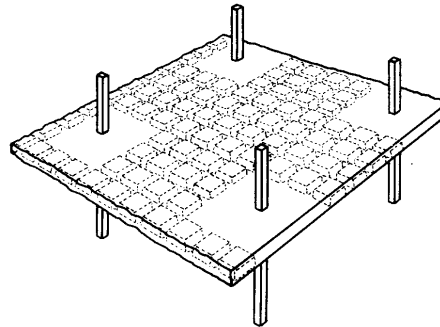


Figura 6: Forjados reticulares.

b). Según su **constitución** se clasifican en:

- Forjados de viguetas resistentes con bovedillas y relleno de senos (figura 7).

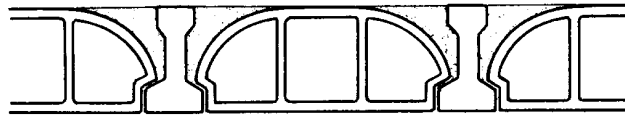


Figura 7: Forjados de viguetas resistentes con bovedillas y rellenos de senos.

- Forjados de semiviguetas con bovedillas y relleno de senos (figura 8).

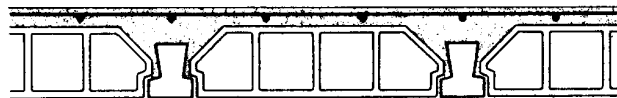


Figura 8: Forjados de semiviguetas con bovedillas y relleno de senos.

- Forjados de semiviguetas en celosía (figura 9).

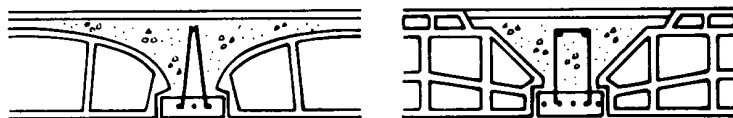


Figura 9: Forjados de semiviguetas en celosía.

- Forjados de viguetas dobles (figura 10).



Figura 10: Forjados de viguetas dobles.

c). Por el **sistema de ejecución**, los forjados se clasifican en:

- Forjados contruidos totalmente *in situ*.
- Forjados semiprefabricados. Constituidos por viguetas o semiviguetas, piezas de entrevigado y hormigón colocado *in situ*, con sus correspondientes armaduras. En las figuras 7, 8, 9 y 10 se muestran algunas de las soluciones de uso más frecuente.
- Forjados prefabricados. Sólo es preciso proceder a su montaje en obra, o como máximo realizar pequeñas operaciones de relleno de juntas.

d). Por el **grado de hiperestatismo**, los forjados se clasifican en:

- Forjados simplemente apoyados. Su empleo se reduce casi exclusivamente a cubiertas.
- Forjados continuos. Son los más utilizados y los que cumplen las funciones de dar rigidez transversal a las vigas y solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.

e). Según su **armadura** se clasifican en:

- Forjados armados.
- Forjados pretensados. Se realizan con armaduras pretensas casi en su totalidad.

En el caso de los forjados de semiviguetas pretensadas, los momentos negativos son absorbidos con armaduras pasivas, por lo que estamos en un caso de sección compuesta, con armaduras activas pretensas para resistir los momentos positivos y armaduras activas y pasivas para resistir los momentos negativos.

- Forjados con pretensado parcial, es decir, aquéllos en los que la armadura está constituida simultáneamente por armaduras activas y pasivas.

### 3. DISPOSICION EN PLANTA DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES

Es necesario establecer la dirección de trabajo de estos forjados, que corresponde a la que seguirán sus nervios, ya sean viguetas, semiviguetas o de cualquier otro tipo.

Para ello se señalará esta dirección en cada zona de las diferentes plantas de estructura en que vendrán representados los soportes y las vigas.

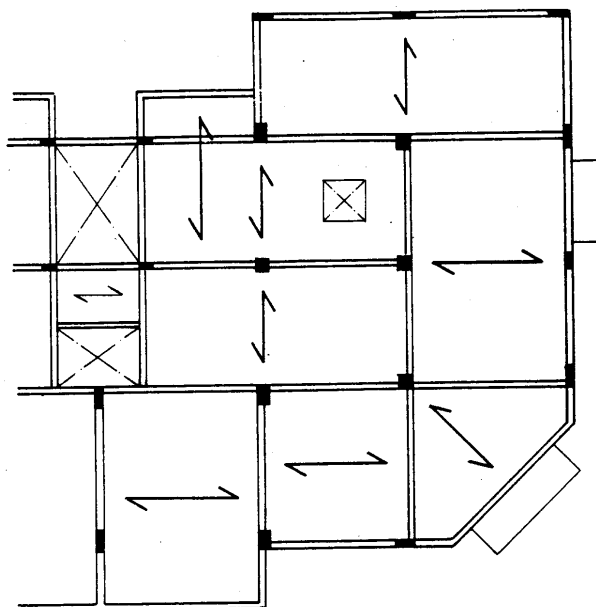


Figura 11: Representación de la dirección de los forjados con una doble flecha.

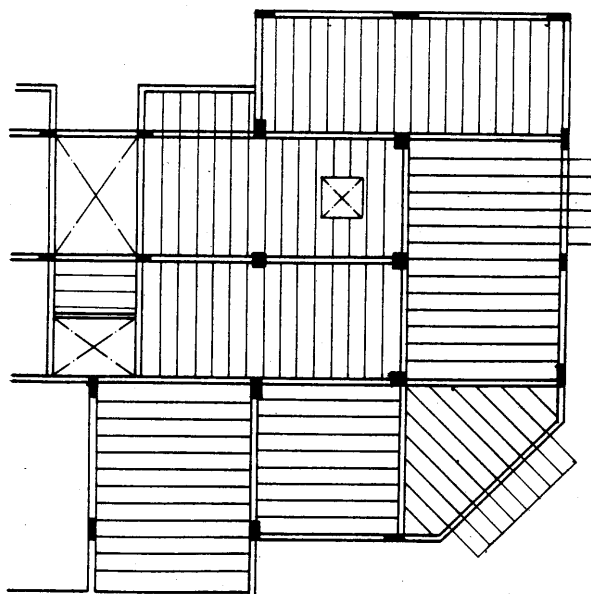


Figura 12: Representación de los forjados mediante líneas.

Es suficiente marcar esta dirección con una doble flecha (figura 11), si bien el forjado quedará mejor definido representando todos los nervios con líneas rectas si se conoce la distancia de entrevigado (figura 12). Este segundo procedimiento define mejor las soluciones adoptadas en voladizos, huecos, escaleras, zonas irregulares, bordes, etc., además de facilitar el recuento de los elementos prefabricados necesarios de cada longitud.

#### **4. COMPORTAMIENTO Y COLOCACION DE FORJADOS SEMIPREFABRICADOS**

Recibe el nombre de **pieza compuesta** la constituida por hormigones de diferente edad que se unen formando un todo, de manera que conjuntamente colaboran a su resistencia.

Casi siempre son el resultado de complementar la resistencia de un elemento prefabricado de hormigón, con otro hormigón vertido *in situ* sobre él. Se obtiene así un conjunto parcialmente prefabricado, o semiprefabricado, cuyo análisis es más complejo que el de las piezas constituidas por un solo hormigón.

Al unirse hormigones de diferente edad, el hormigón del elemento prefabricado habrá experimentado ya una buena parte de su retracción, mientras que el hormigón colocado *in situ* comienza su retracción en el instante de la unión de ambos, produciéndose una **retracción diferencial** en virtud de la cual el hormigón joven tratará de acortarse más que el viejo, con lo que, si no falla la unión entre ambos, éste se encontrará comprimido y aquél traccionado, originándose además momentos internos debido a la excentricidad de los esfuerzos.

Por otra parte, los hormigones suelen ser de diferente calidad. Normalmente el hormigón del elemento prefabricado se ha producido en instalación industrial fija, posee mayor resistencia, ha sido compactado con sistemas especiales de vibración y ha experimentado un cuidadoso curado, frecuentemente a temperaturas más altas que las ambientales, además de haber sido sometido a un meticuloso control en todas sus fases. El hormigón *in situ* no alcanza habitualmente la misma calidad.

Como consecuencia de todo lo expuesto, el módulo de deformación longitudinal del hormigón del elemento prefabricado es en general bastante mayor que el del hormigón *in situ*.

Lo que diferencia fundamentalmente a las secciones compuestas es la existencia de una superficie de contacto entre ambos hormigones en la cual se produce una tendencia al deslizamiento (tensiones rasantes) que la unión debe resistir.

En los forjados compuestos, el elemento prefabricado recibe el nombre de vigueta semirresistente, o simplemente **semivigueta**. Una semivigueta es, por tanto, un elemento prefabricado de hormigón (o cerámica) armado o pretensado, destinado a formar parte de un forjado cuya resistencia total precisa la colaboración de una cabeza de hormigón colocado en obra.

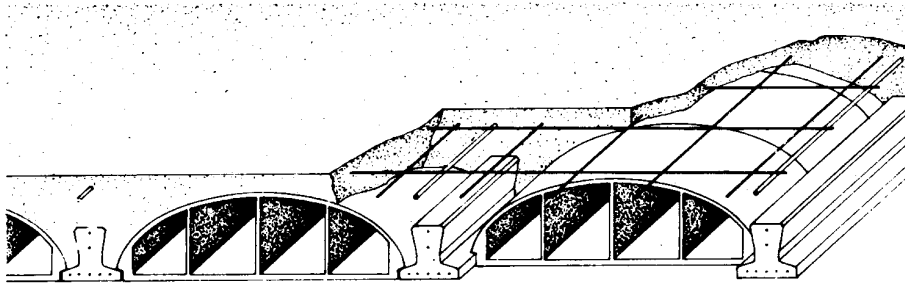


Figura 13.

Como ya hemos visto al hablar de tipos de forjados según su sistema de ejecución, llamamos **forjado semiprefabricado** al constituido por semiviguetas, piezas de entrevigado y hormigón colocado *in situ*, con sus correspondientes armaduras (figuras 13 y 14).

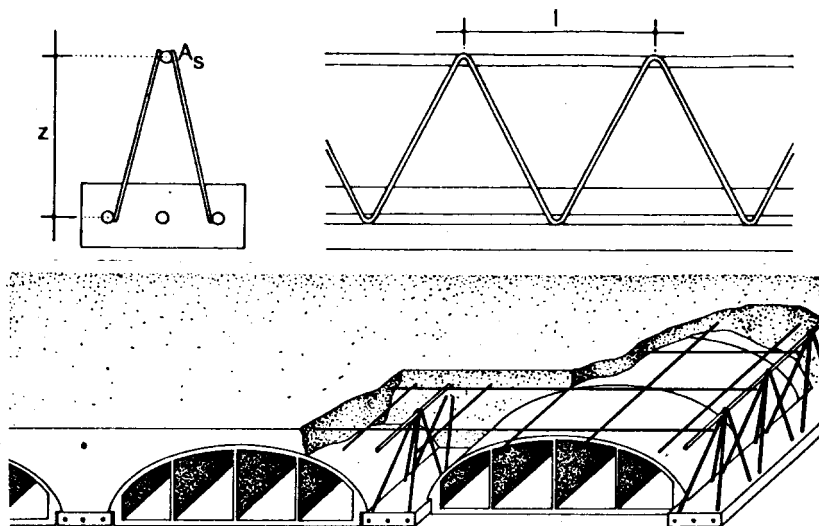


Figura 14.

En el trabajo de estos forjados existen dos etapas. Inicialmente y hasta que el hormigón *in situ* haya alcanzado la resistencia suficiente para aportar su colaboración, la semivigueta debe ser capaz de soportar por sí sola la carga del forjado.

Esta carga está constituida por el peso propio de la semivigueta, el de las piezas de entrevigado y el del hormigón fresco vertido sobre ellas, más cualquier otra carga que pueda aplicarse durante la ejecución.

Para que la semivigueta, de reducida resistencia, pueda soportar esta carga, es necesario con frecuencia apoyarla sobre una o más **sopandas** que disminuyen su luz, y por tanto sus momentos y cortantes. La semivigueta adquiere así una deformación y desarrolla unas tensiones que se fijan al endurecer el hormigón *in situ*.

En la segunda etapa, el forjado compuesto debe soportar las cargas previstas menos su propio peso, que ya ha sido absorbido por las semiviguetas, más el efecto de la retirada de las sopandas cuando hayan existido.

## 5. MATERIALES: ARMADURAS ACTIVAS Y PASIVAS

### 5.1. ARMADURAS ACTIVAS

Se entiende por armaduras activas aquéllas mediante cuyo tensado se introducen tensiones previas en el hormigón. En el caso particular de los forjados pretensados, éstos se construyen casi sin excepción con armaduras pretensas, es decir, que se tensan con anterioridad al hormigonado y se anclan posteriormente al hormigón cuando éste ha alcanzado un cierto grado de endurecimiento.

Las armaduras activas de uso habitual en forjados son las siguientes:

- **ALAMBRE**

Es el producto de sección maciza, procedente de un estirado en frío o trefilado de alambón. Normalmente se presenta en rollos.

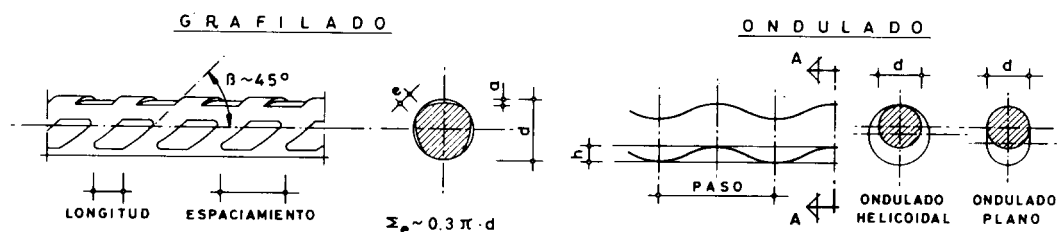


Figura 15: Alambres ondulosos y alambres grafilados.



Aparte de las especificaciones de la Instrucción EP-80, la calidad, métodos de ensayo y condiciones de aceptación y rechazo figuran en la Norma UNE 36095-85 *Alambres de acero para hormigón pretensado*, Parte 1 y 36095-80, Parte 2.

En general, los alambres se fabrican en tres tipos superficiales: alambres lisos, alambres ondulados y alambres grafilados. Estos dos últimos tipos se muestran en la figura 15 en sus modalidades más frecuentes.

- **TORZAL**

Es el producto formado por dos o tres alambres enrollados helicoidalmente.

Aparte de las especificaciones de la Instrucción EP-80, la calidad, métodos de ensayo y condiciones de aceptación y rechazo figuran en la Norma UNE 36096-85 *Torzales de acero para armaduras de hormigón pretensado*, Parte 1 y 36096-84, Parte 2.

- **CORDON**

Es el producto formado por un cierto número de alambres del mismo diámetro arrollados helicoidalmente alrededor de un alambre central.

Durante muchos años, se dudó en emplear cordones como armaduras pretensas, especialmente por sus condiciones de adherencia. El desarrollo de la prefabricación ha acabado imponiendo su uso por las ventajas tanto técnicas como económicas que representan. Su empleo en forjados queda naturalmente reducido a piezas de cierta magnitud, como es el caso de forjados especiales tales como losas, piezas de sección  $\pi$ , etc.

Aparte de las especificaciones de la Instrucción EP-80, la calidad, métodos de ensayo y condiciones de aceptación y rechazo figuran en la Norma UNE 36098-85 *Cordones de 7 alambres de acero para armaduras de hormigón pretensado* (Partes 1 y 2).

## **5.2. ARMADURAS PASIVAS.**

Son las armaduras habituales de hormigón armado. En la construcción de forjados se utilizan las siguientes:

- **BARRAS LISAS**

Son de uso cada vez menos frecuente, debido a que las barras corrugadas presentan ventajas sobre ellas, tanto desde el punto de vista técnico como económico.

Aparte de las especificaciones de la Instrucción EHE, la calidad, métodos de ensayo y condiciones de aceptación y rechazo figuran en la Norma UNE 36097-80 *Redondo liso para hormigón armado*.

El límite elástico característico es  $f_{yk} \geq 2200 \text{ kg/cm}^2$ .

### • BARRAS CORRUGADAS

Aparte de las especificaciones de la Instrucción EHE, la calidad, métodos de ensayo y condiciones de aceptación y rechazo figuran en la Norma UNE 36088-81 *Barras corrugadas para hormigón armado* (Partes 1 y 2).

Se entiende por barra corrugada, según la Instrucción EHE, aquella que cumple con los requisitos del ensayo de adherencia por el método «Beam-Test», que figura como Anejo número 5 en la citada Instrucción.

Existen dos clases de barras desde el punto de vista del proceso de fabricación. Las barras de dureza natural están fabricadas exclusivamente por laminación en caliente, alcanzándose en esa etapa la resistencia requerida. Las estiradas en frío, además de laminarse en caliente, se someten posteriormente a un proceso de estirado y torsión en frío, que aumenta el límite elástico y la carga de rotura y reduce el alargamiento.

Las características mecánicas se recogen en la tabla 1.

<b>TABLA 1</b>					
<b>Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas</b>					
<b>Designación</b>	<b>Clases de acero</b>	<b>Límite elástico <math>f_y</math> en <math>\text{kp/cm}^2</math> no menor que</b>	<b>Carga unitaria de rotura <math>f_s</math> en <math>\text{kp/cm}^2</math> no menor que</b>	<b>Alargamiento de rotura. Relación en % sobre base de 5 diámetros no menor que</b>	<b>Relación <math>f_s/f_y</math> en ensayo no menor que</b>
AEH 400 N	Dureza natural	4100	4500	16	1.05
AEH 400 F	Estirado en frío	4100	4500	14	1.05
AEH 400 S	Soldable	4100	4500	14	1.05
AEH 500 N	Dureza natural	5100	5600	14	1.05
AEH 500 F	Estirado en frío	5100	5600	12	1.05
AEH 500 S	Soldable	5100	5600	12	1.05
AEH 600 N	Dureza natural	6100	6700	12	1.05
AEH 600 F	Estirado en frío	6100	6700	10	1.05

• **MALLAS ELECTROSOLDADAS**

Aparte de las especificaciones de la Instrucción EHE, la calidad, métodos de ensayo y condiciones de aceptación y rechazo figuran en la Norma UNE 36092-81 *Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado* (Partes 1 y 2).

Se dividen en mallas lisas y mallas corrugadas. Para ambas, las características de los alambres son las indicadas en la tabla 2.

<b>TABLA 2</b> <b>Características mecánicas mínimas garantizadas de los alambres que forman las mallas electrosoldadas.</b>						
Ensayo de tracción (1)					Ensayo de doblado simple $\alpha=180^\circ$ (5). Diámetro del mandril D	Ensayo de doblado-desdoblado $\alpha=90^\circ \beta=20^\circ$ (6). Diámetro del mandril D'
Designación de los alambres	Límite elástico $f_y$ (kp/cm <sup>2</sup> ) (2)	Carga unitaria $f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> ) (2)	Alargamiento de rotura (%) sobre base de 5 diámetros	Relación $f_s/f_y$		
AEH 500 T	5100	5600	(3)	(4)	4 d (7)	8 d
AEH 600 T	6100	6600	8	(4)	5 d (7)	10 d

(1) Valores característicos inferiores garantizados.  
 (2) Ver apartado 9.1 de la Norma UNE 36099  
 (3) Alargamiento % =  $20-0.02 \cdot f_i$ , no menor del 8%, siendo  $f_i$  el límite medido en cada ensayo.  
 (4)  $\frac{f_s}{f_y} \geq 1.05 - 0.1 \cdot \left[ \frac{f_i}{f_y} - 1 \right] \leq 1.03$ , siendo  $f_i$  el límite elástico obtenido en cada ensayo.  
 (5)  $\alpha$  = ángulo de doblado.  
 (6)  $\beta$  = ángulo de desdoblado.  
 (7) d = diámetro nominal de alambre.

**6. CONDICIONES DE LAS PIEZAS DE ENTREVIGADO.**

Existen dos tipos generales de bovedillas o piezas de entrevigado: las fabricadas con mortero de cemento y las fabricadas con cerámica (figura 16).

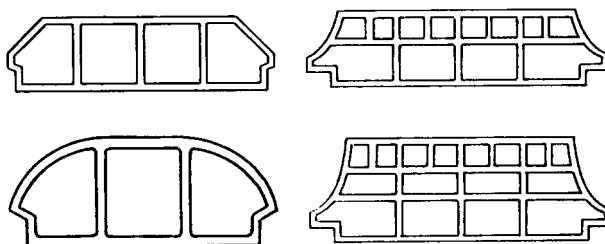


Figura 16: Diferentes tipos de bovedillas.

Es importante registrar el abandono progresivo de las formas convexas de bovedillas, tales como la indicada en la figura 17 a), y que tenían su origen en el deseo de minimizar el volumen de hormigón *in situ*. La tendencia actual es hacia formas cóncavas, como la de la figura 17 b), que mejoran la unión del hormigón *in situ* con las viguetas y, por lo tanto, la resistencia a esfuerzo rasante del conjunto.

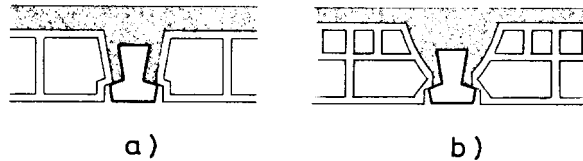


Figura 17: Formas convexas y cóncavas de las bovedillas.

Desde el punto de vista de su colaboración en el forjado, las bovedillas se clasifican en bovedillas aligerantes y bovedillas resistentes. Para las aligerantes se exige únicamente que el material de que estén constituidas no resulte agresivo para el hormigón ni para las armaduras y que la carga característica de rotura en vano sea igual o mayor que 100 kp. Su posible colaboración se desprecia en el cálculo.

Para las bovedillas resistentes, los requisitos son los mismos que para las aligerantes, pero se exige que sean de mortero o de cerámica, con una resistencia a compresión no inferior a 175 kp/cm<sup>2</sup> en el hormigón *in situ*.

### Resistencia en vano

La carga característica de rotura en vano se mide sobre un número de piezas no inferior a seis, después de 24 horas de inmersión en agua. La pieza se coloca (figura 18) sobre dos apoyos paralelos con entregas de 1 cm y se aplica hasta rotura una carga sobre una faja de 5 cm de anchura paralela a los apoyos y centrada en el vano (\*).

Ordenadas las  $n$  cargas de rotura obtenidas por valores crecientes  $x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_n$ , siendo  $m = \frac{n}{2}$  si  $n$  es par, o bien  $m = \frac{n-1}{2}$  si  $n$  es impar, la carga característica  $P_{uk}$  resulta:

$$P_{uk} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m$$

(\*) La intención del ensayo es asegurar que, aunque las bovedillas no sean resistentes en cuanto a su colaboración con el forjado, no ofrezcan peligro al ser pisadas durante la construcción del forjado.

o para  $n=6$

$$P_{uk} = x_1 + x_2 - x_3$$

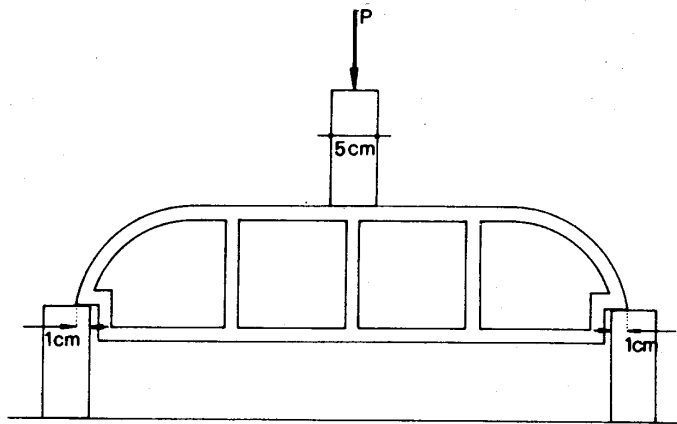


Figura 18: Prueba para determinar la carga de rotura en vano de una bovedilla.

### Resistencia a compresión

La resistencia a compresión exigida a las piezas resistentes se determina sobre no menos de seis probetas, constituidas por piezas enteras o partes representativas obtenidas de la pieza de corte con disco (figura 19). La altura de la probeta estará comprendida entre una y dos veces la menor de las dos dimensiones de su sección transversal. La compresión se ejerce en la dirección de los huecos después de 24 horas de inmersión en agua. La tensión se refiere al área neta de la sección transversal de la probeta.

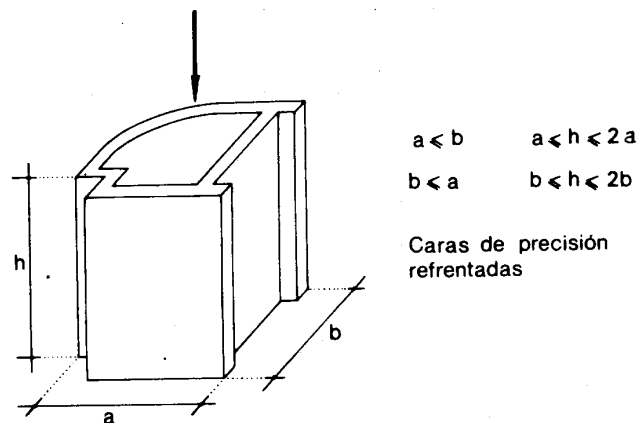


Figura 19: Resistencia a compresión de una bovedilla.

## 7. CONDICIONES GENERALES DEL FORJADO

### 7.1. CONDICIONES GEOMETRICAS

La sección transversal del forjado cumplirá con los siguientes requisitos (figura 20).

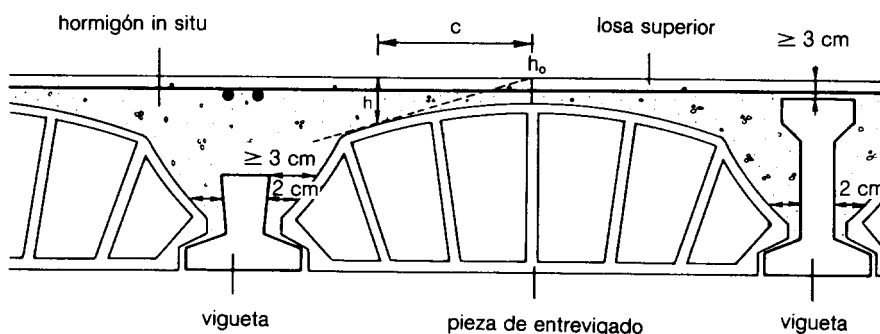


Figura 20: Condiciones geométricas del forjado.

- El espesor mínimo de la superior de hormigón será:
  - 3 cm sobre viguetas.
  - 4 cm sobre piezas de entrevigado.
  - 5 cm en los demás casos.
- El perfil de la pieza de entrevigado será tal que, a cualquier distancia  $c$  de su eje vertical de simetría, el espesor  $h$  de hormigón será superior a  $c/8$  en el caso de piezas de entrevigado resistente, y a  $c/6$  en el caso de piezas de entrevigado aligerantes o cuando éstas no existan.
- En el caso de viguetas sin armaduras transversales de conexión con el hormigón *in situ*, el perfil de la pieza de entrevigado dejará a ambos lados de la cara superior de la vigueta un paso al menos de 3 cm.

### 7.2. ARMADURA DE REPARTO

En la losa superior se dispondrá una armadura de reparto con alambres de acero de al menos 4 mm de diámetro en las dos direcciones, a intervalos no superiores a 35 cm en las dos direcciones (perpendicular y paralela a los nervios), y tales que la sección total de esta armadura, en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , sea:

\* En la dirección perpendicular a los nervios

$$A_1 \geq \frac{500 \cdot h_0}{f_{yd}}$$

\* En la dirección paralela a los nervios

$$A_2 \geq \frac{250 \cdot h_0}{f_{yd}}$$

siendo:

$h_0$ : Espesor mínimo de la losa superior sobre piezas de entrevigado.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero en kp/cm<sup>2</sup>.

### Funciones de la armadura de reparto

- La armadura de reparto cumple un papel esencial para la distribución transversal de las cargas locales, evitando la fisuración del revestimiento de la cara inferior del forjado.
- Sirve para repartir las fisuras producidas por la retracción y las variaciones de temperatura.
- Da resistencia, en el plano de forjado, frente a las acciones horizontales que actúan sobre el conjunto de la estructura.
- Asegura el enlace entre el forjado y el resto de la estructura frente a acciones imprevistas.

Por ello se prescribe que la armadura de reparto esté constituida por barras en las dos direcciones, aunque predomine en la dirección perpendicular a los nervios. Por ejemplo, se consigue con 20 x 35 cm  $\phi$  4 AEH-400 o con 25 x 35 cm  $\phi$  4 AEH-500 y con  $h_0 = 4$  cm.

## 7.3. ARMADURA MINIMA LONGITUDINAL

En forjados de hormigón armado con nervios, tanto prefabricados como enteramente contruidos *in situ*, la armadura de tracción tendrá una sección  $A_0$  que verifique:

$$A_0 \geq 0.08 \cdot \frac{b_0 \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \leq 0.006 \cdot b_0 \cdot h$$

$$0.003 \cdot b_0 \cdot h \text{ para AEH - 400}$$

$$0.004 \cdot b_0 \cdot h \text{ para AEH - 500}$$

siendo:

$b_0$ : Ancho mínimo del nervio (figuras 21 a y 21 b).

$h$ : Canto total del forjado.

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo del hormigón *in situ*.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura.

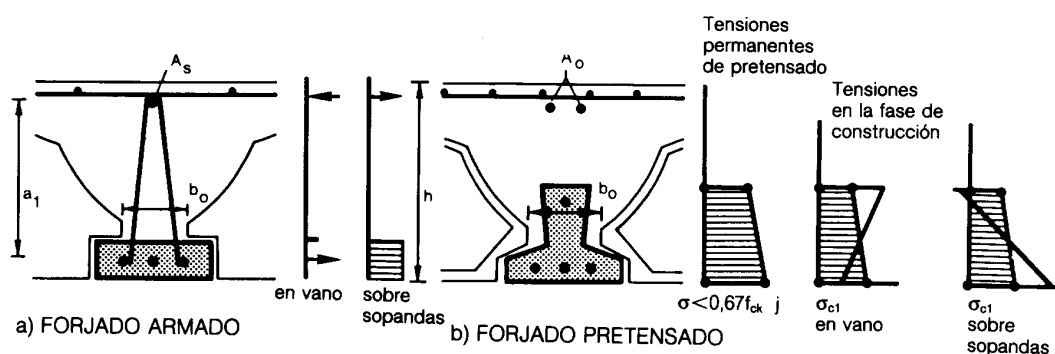


Figura 21: Comprobación previa al hormigonado.

Esta armadura mínima formada por al menos 2 barras deberá disponerse en toda la zona inferior traccionada de la vigueta y, al menos, en la zona de la cabeza superior sometida a momentos negativos. Además, en el caso de un tramo extremo o aislado, deberá llegar hasta el extremo de la pieza al menos la tercera parte de la armadura máxima de momentos positivos y en el caso de tramo interior al menos la cuarta parte. El resto de la armadura inferior, en el caso de nervios prefabricados, se dispondrá simétricamente respecto al centro de la luz de la vigueta.

En forjados con viguetas de hormigón pretensado, la armadura pasiva mínima en la zona de momentos negativos cumplirá las mismas condiciones impuestas para los forjados de viguetas armadas.

## 8. CALCULO DEL FORJADO

### 8.1. HIPOTESIS Y COMBINACIONES DE CARGAS

En general, el cálculo de un forjado requiere considerar tres hipótesis cuando las desigualdades de luces y la relación  $q/g$  de sobrecarga de uso a carga permanente son importantes (figura 22).



Las tres hipótesis de cálculo son:

- Carga permanente y sobrecargas, ambas mayoradas en todos los vanos.
- Carga permanente mayorada en todos los vanos y sobrecarga en vanos impares mayorada.
- Carga permanente mayorada en todos los vanos y sobrecarga en vanos pares mayorada.

Estas hipótesis proporcionan los momentos máximos en los apoyos (hipótesis a), en los vanos impares (hipótesis b) y en los vanos pares (hipótesis c).

La carga de tabiquería es una carga permanente en este caso. Por tanto, no debe estar en la alternancia.

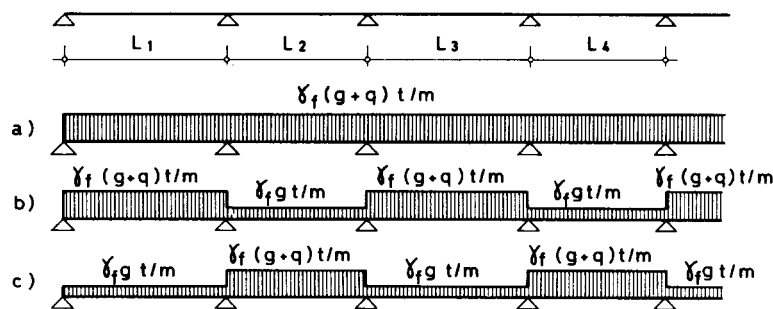


Figura 22: Hipótesis y combinación de cargas.

## 8.2. METODOS DE CALCULO DE LAS SOLICITACIONES

Básicamente los métodos de cálculo de esfuerzos en forjados pueden clasificarse en dos grupos:

- Métodos basados en el cálculo lineal, llamados también métodos clásicos o elásticos, como por ejemplo el método de Cross, el de la ecuación de tres momentos, etc.
- Métodos basados en el cálculo no lineal o métodos basados en la readaptación plástica, seguidos por las Instrucciones EF-96 y BAEL-83<sup>(\*)</sup>.

<sup>(\*)</sup> Instrucción francesa.

## 9. METODOS DE LA INSTRUCCION EF-96.

La Instrucción EF-96 admite para forjados un grado de plastificación hasta igualar los momentos de vano y de apoyo.

El cálculo en los vanos extremos debe realizarse suponiendo articulación en los apoyos extremos, debiéndose cubrir en ellos un momento no menor de 0.25 veces el obtenido para el vano en la hipótesis de extremo articulado.

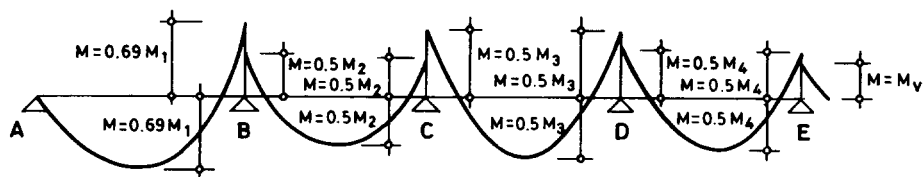


Figura 23: Solicitaciones del forjado.

Para el vano extremo (figura 23), suponiendo una articulación en A, la condición de igualar los momentos de vano y apoyo conduce, en el caso de carga uniforme, a:

$$M_V = M_A = -0.086 \cdot p \cdot l^2 \approx -\frac{p \cdot l^2}{11.6}$$

En los vanos interiores:

$$M_V = M_A = \frac{p \cdot l^2}{16}$$

Si el momento isostático del vano vale  $M_0 = \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2$ , las expresiones anteriores toman los valores:

$$\text{Vano extremo: } M_V = M_A = 0.69 \cdot M_0$$

$$\text{Vano interior: } M_V = M_A = 0.50 \cdot M_0$$

En el apoyo exterior del vano extremo se aconseja que  $M_A = \frac{1}{4} \cdot M_V = 0.17 \cdot M_0$ .

No obstante, según lo indicado en el apartado 11 *Caso de forjados de un solo vano o forjados de varios vanos calculados como isostáticos*, conviene considerar  $M_A = 0.25 \cdot M_0$ .

Por tanto, el cálculo es directo e inmediato, incluso para el caso de **voladizos**. En el caso particular de voladizos, si en una hipótesis de carga determinada el momento de éste es igual o superior a  $0.5 \cdot M_0$  del vano, éste se considera como interior <sup>(\*)</sup>. Por el contrario, si el momento del voladizo es inferior a  $0.5 \cdot M_0$  del vano, el vano se considera como extremo, y si el voladizo produce un momento inferior a 0.25 el del vano, se coge este valor con objeto de cubrir la eventualidad de que la rigidez a torsión de la viga de fachada produzca un empotramiento superior al que transmite el voladizo.

En resumen, si existen voladizos:

- Si  $M_{\text{voladizo}} \geq 0.5 \cdot M_0$  el vano se considera INTERIOR.
- Si  $M_{\text{voladizo}} < 0.5 \cdot M_0$  el vano se considera EXTREMO.
- En este caso,  $M_{\text{voladizo}} \leq 0.25 \cdot M_V$

En apoyos interiores se adopta el mayor de los momentos de cada vano adyacente.

Si la relación entre las luces contiguas está comprendida entre 0.80-1.25 y se cumple que  $q < g/2$ , no es necesario hacer combinaciones de carga excepto si hay voladizos.

## 10. DIAGRAMAS DE FLECTORES PARA EL CORTE DE ARMADURAS.

Es necesario realizar el despiece de barras, y para ello calcular sus puntos de corte de acuerdo con las curvas de momentos flectores correspondientes a las distintas hipótesis de carga.

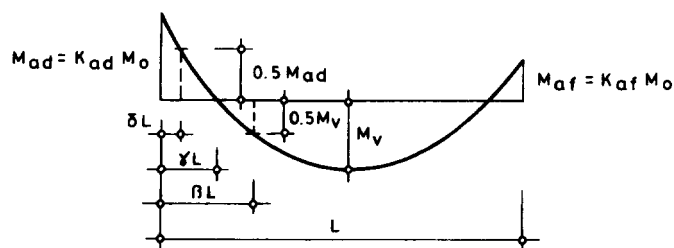


Figura 24: Variación del momento flector.

Adoptándose la continuidad teórica de las vigas y una vez calculadas las sollicitaciones (momentos), se adopta el esquema de la figura 24, cuyos valores se obtienen de los ábacos 1 a 3 del final del tema.

<sup>(\*)</sup> En este método los segundos vanos y los interiores se tratan de forma idéntica.

Los ábacos están referidos a los puntos de corte de la zona dorsal (izquierda). Para la zona frontal (derecha), deben invertirse las notaciones, es decir, considerar  $K_{af}$  como  $K_{ad}$  y viceversa para entrar en los gráficos y contar  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\delta$  desde el apoyo derecho.

En cualquier caso, deberán cumplirse los mínimos que indica la Instrucción EF-88 y las longitudes de anclaje de la EHE

## 11. CASO DE FORJADOS DE UN SOLO VANO O FORJADOS DE VARIOS VANOS CALCULADOS COMO ISOSTATICOS.

Al no existir posibilidades de readaptación plástica, ambos métodos coinciden. Si el vano está en situación de simplemente apoyado, el momento es naturalmente el isostático. Debe vigilarse la existencia de empotramientos imprevistos (figura 25), que pueden producir un momento negativo capaz de provocar la aparición de fisuras que reducen de forma importante la resistencia a corte del forjado.

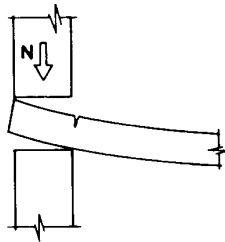


Figura 25: Empotramiento del forjado no previsto.

En el caso de forjados de un solo vano o con muros construidos monólicamente con el forjado, puede tomarse como momento en el vano  $0.9 \cdot M_0$ , siendo  $M_0$  el isostático, y como momento de empotramiento  $-0.25 \cdot M_0$  (figura 26).

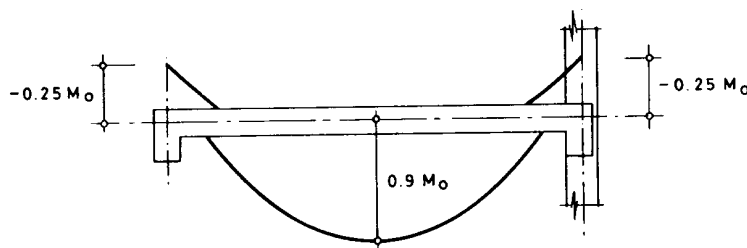


Figura 26: Aparición de momentos negativos en apoyos.

## 12. SECCIONES PARA EL CALCULO.

En todo lo que sigue nos referiremos a las viguetas y semiviguetas resistentes. No se incluyen las pretensadas ni otros tipos de forjados.

En el cálculo de forjados con piezas de entrevigado resistentes, tanto para estados límites últimos como para los de utilización, se puede considerar que forman parte de la sección resistente las zonas de las piezas en contacto con el hormigón.

Las zonas de hormigón *in situ* situadas bajo un ancho de paso menor de 2 cm, no se considerarán en el cálculo a ningún efecto.

En los forjados de viguetas resistentes armadas, la resistencia se confía únicamente a la propia vigueta.

## 13. CALCULO DE SECCIONES A FLEXION.

Los fabricantes de viguetas, para un determinado tipo de bovedillas, proporcionan los momentos máximos que se pueden resistir con las armaduras que llevan (momento último).

Los momentos negativos se soportarán suplementando la armadura de la vigueta.

No obstante, el procedimiento de cálculo teórico se describe a continuación, adoptando como método de dimensionamiento a flexión el basado en el diagrama rectangular (figura 27), con profundidad  $y$  de bloque de tensiones 0.8 veces la profundidad de fibra neutra de deformaciones. Se supone un acortamiento en rotura del hormigón del 3.5 % de acuerdo con la Instrucción EHE.

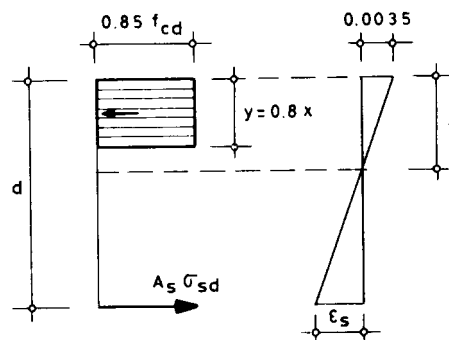


Figura 27: Diagrama rectangular de tensión-deformación del hormigón.

Si la sección se aleja mucho de la sección en T y no es por tanto asimilable a ella, lo cual es poco frecuente, el método es el siguiente (figura 28):

Se van eligiendo diferentes valores de  $y$ . Para cada  $y$  se calcula el área comprimida  $S_y$  ( $S_y = b \cdot y_1$ ) y el valor  $x=1.25 \cdot y$ .

$$\frac{x}{0.0035} = \frac{d-x}{\epsilon_s} \rightarrow \epsilon_s = 0.0035 \cdot \frac{1-\frac{x}{d}}{\frac{x}{d}}$$

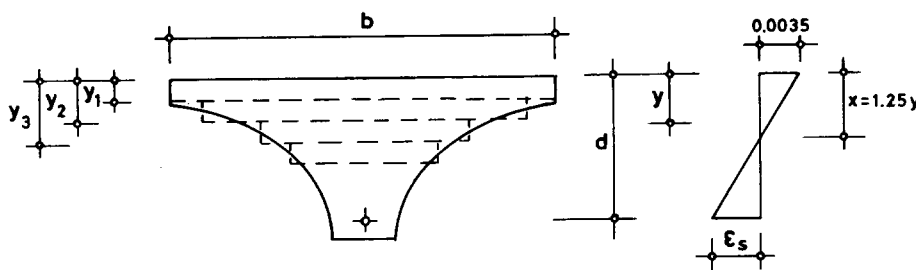


Figura 28: Sección de cálculo a flexión.

Si se emplea acero de dureza natural,  $\sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s$ , siendo  $E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

Si se emplea acero estirado en frío,  $\sigma_s$  se calcula a partir de  $\epsilon_s$  en el ábaco 4.

Para acero de dureza natural,  $\sigma_s = f_{yd}$ , debiéndose cumplir:

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot S_y$$

y por tanto:

$$U_s = 0.85 \cdot S_y \cdot f_{cd}$$

por lo que el momento de cálculo será:

$$M_d = U_s \cdot (d - g_y)$$

siendo  $g_y$  la profundidad del centro de gravedad del área  $S_y$ .

La organización práctica del cálculo puede hacerse eligiendo bandas de 1 cm de altura y anchos  $b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$ . Con muy poco error se puede establecer que:

$$S_{yi} = \sum_{i=1}^n b_i$$

y el centro de gravedad tiene una profundidad:

$$g_{yi} = \frac{b_1 \cdot (y_1 - 0.5) + b_2 \cdot (y_2 - 0.5) + \dots + b_n \cdot (y_n - 0.5)}{\sum_{i=1}^n b_i}$$

Para cada valor de  $y$  se obtiene un par de valores  $U_s, M_d$ . El cálculo se termina cuando  $\epsilon_s$  resulta igual a  $\frac{f_{yd}}{E_s}$ .

Con todos los pares de valores ( $U_s, M_d$ ) obtenidos se ajusta la curva de la figura 29, que proporciona la armadura correspondiente a cada momento y viceversa.

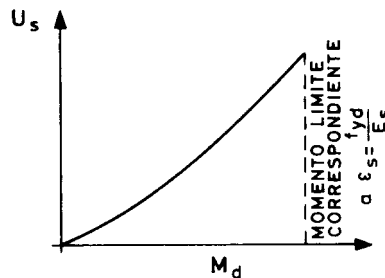


Figura 29: Ajuste de la curva  $M_d - U_s$ .

Las casas comerciales proporcionan precisamente el momento de cálculo  $M_d$  correspondiente a  $\epsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s}$ .

Para momentos negativos se procede de manera análoga.

Si se aprovecha la armadura existente para la flexión, será generalmente por cumplirse que  $M_d > M_{1d}$ , siendo  $M_{1d}$  la que se soporta sin armadura de compresión ( $U_{s1}$ ). La armadura de compresión y la suplementaria de tracción será:

$$U'_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d - M_{1d}}{d - d'}$$

La armadura total de tracción será:  $U_1 = U_{s1} + U'_{s1}$ .

En general, resulta suficiente usar las expresiones  $A_s \cdot f_{yd} = \frac{M_d}{Z}$ , donde  $Z = 0.75 \cdot h$  para momentos negativos y  $Z = 0.80 \cdot h$  para los positivos.

### 13.1. LONGITUD DE LAS BARRAS DE LAS ARMADURAS LONGITUDINALES.

Se tendrán en cuenta los diagramas para el corte de barras indicados en el Apartado 9, sabiendo que las barras deberán prolongarse cuando dejen de ser necesarias una distancia  $d+l_b$  en terminación recta, siendo  $d$  el canto útil de la sección y  $l_b$  la longitud de anclaje en la posición que corresponda.

Cuando las viguetas presenten armadura de entrega, ésta tendrá una longitud variable en función del tipo de apoyo. Así, si el apoyo es simple, la longitud será:

$$l_3 = l_b \cdot \frac{T_1}{A_s \cdot f_{yd}}$$

y deberá ser superior a 10 cm y a 10 veces el diámetro de la barra.

Por el contrario, si el apoyo es continuo, la longitud será:

$$l_4 = l_b \cdot \frac{T_1 - 0.5}{A_s \cdot f_{yd}} \quad l_4 = l_b \cdot \frac{T_1}{A_s \cdot f_{yd}} \leq 0.5 \cdot \frac{V_d}{A_s \cdot f_{yd}}$$

y deberá ser superior a 6 cm y a 6 veces el diámetro de la barra.

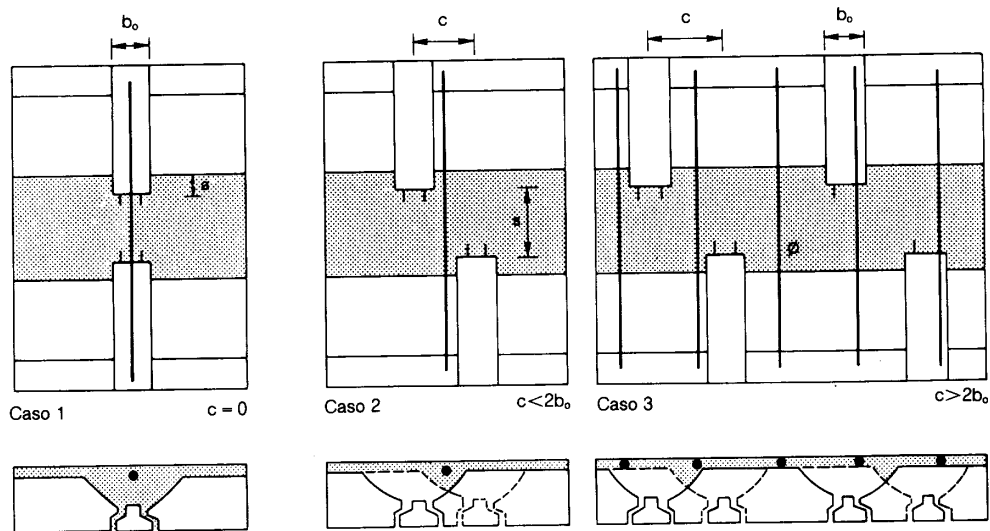


Figura 30: Enfrentamiento de viguetas.

$T_1$  representa el esfuerzo cortante mayorado ( $T_1=V_d$ ) para  $l_3$  y para  $l_4$ .

$$T_1 = V_d - \frac{M_d}{0.9 \cdot d}$$



La EF-96 establece las siguientes recomendaciones para la armadura superior:

- Los redondos superiores se dispondrán continuos sobre la viga o apoyo y se anclarán adecuadamente en ambos extremos.
- Conviene que las viguetas o nervios se dispongan completamente enfrentados en los apoyos interiores, pero puede admitirse una desviación  $c$  (figura 30 d) inferior a la distancia recta entre testas  $s$ , en apoyos interiores y hasta 4 cm en apoyos de voladizo.

Toda desviación  $c$  origina esfuerzos que se superponen a los de la viga, que pueden ser importantes. Si la desviación  $c$  es menor de  $2 \cdot b_0$ , la armadura superior puede disponerse sobre cada pareja de viguetas enfrentadas, pero siempre respetando los recubrimientos y restricciones de la EHE.

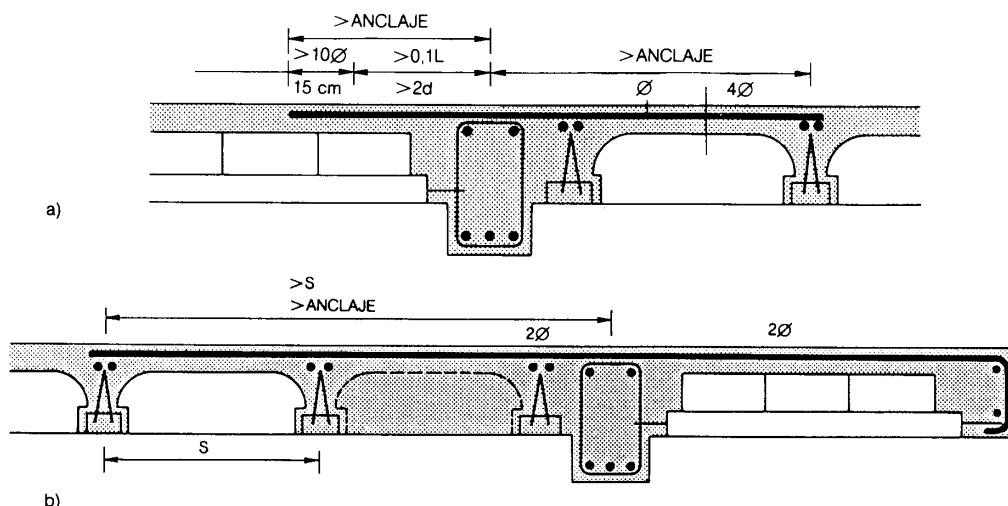


Figura 31: Acometida transversal entre forjados.

- En los casos en que un forjado acomete a otro perpendicularmente, la armadura superior se anclará en prolongación recta (figura 31 a).
- Si el forjado tras un voladizo posee los nervios perpendiculares al vuelo, la armadura superior se anclará por prolongación recta, abarcando al menos dos nervios consecutivos, y se garantizará la resistencia a la compresión inferior adoptando macizados o disposiciones equivalentes (figura 31 b).

Si el voladizo no acomete contra un forjado su empotramiento será por torsión, disponiendo el anclaje sobre el elemento de apoyo.

- En los apoyos extremos se dispondrá de una armadura superior capaz de resistir un momento flector al menos igual a la cuarta parte del momento de vano. Tal armadura se entenderá desde el eje del apoyo en una longitud no inferior al

décimo de la luz, ni a dos veces el canto (figura 32). En el extremo exterior el anclaje se hará por prolongación vertical, con la reducción de longitud prevista en la EHE.

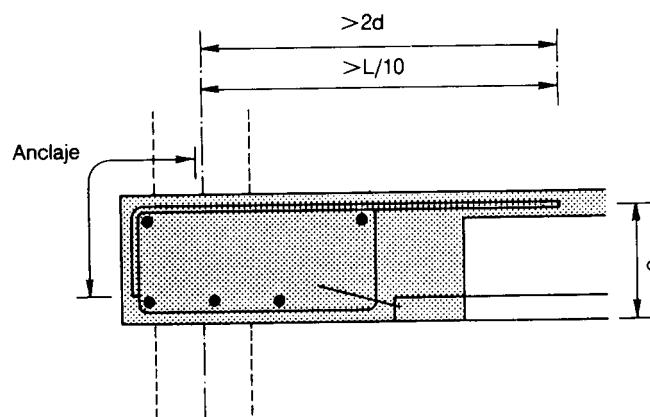


Figura 32: Anclaje de la armadura superior en el extremo.

- En los casos en que la sobrecarga uniformemente repartida no sea superior a 200 kp/cm<sup>2</sup> ni a la tercera parte de la carga total, la armadura superior puede diseñarse como se indica en la figura 33, teniendo en cuenta lo siguiente:

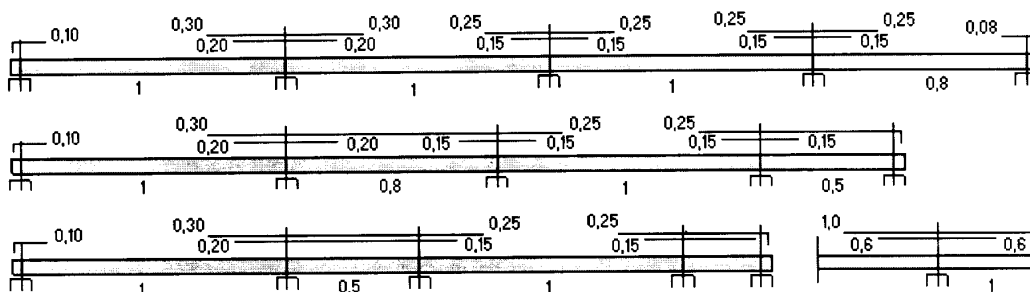


Figura 33: Armado en forjados usuales.

- Si la distancia entre extremos de barras en prolongación es inferior a  $0.2 \cdot L$  los redondos se dispondrán continuos sobre el vano; además,
- Los redondos serán de igual longitud a ambos lados del apoyo.
- Si los redondos son de distinto diámetro, el de más longitud será el de mayor diámetro.
- Un tramo adyacente a un voladizo sólo puede considerarse interior si el mínimo momento flector en el empotramiento del voladizo supera al del tramo.

- e). Si el tramo adyacente a un voladizo no puede considerarse interior, la armadura se dispondrá según b) y c).

Si los nervios están formados por viguetas con armadura en celosía provista de un redondo superior, puede considerarse su solapo con la armadura superior.

## 14. CALCULO DE SECCIONES A ESFUERZO CORTANTE.

Las secciones de referencia son las mismas que para el cálculo de la flexión.

Los fabricantes proporcionan el cortante último (máximo) que pueden resistir sus fabricados.

No obstante, las fórmulas a utilizar son:

### a). Viguetas armadas sin armadura transversal.

En forjados con viguetas armadas sin armadura transversal deberá comprobarse que en toda sección el esfuerzo cortante de cálculo  $V_d$  verifica

$$V_d \leq V_{cu}$$

adoptando para  $V_{cu}$  valor:

$$V_{cu} = 2 \cdot f_{cv} \cdot b_1 \cdot d$$

siendo  $f_{cv} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ .

Caso de no cumplirse esta condición será necesaria la armadura transversal.

En cada comprobación con un ancho  $b_1$  se adoptará para  $f_{cv}$  el valor que corresponda al hormigón de dicho nivel, y cuando la sección corte a dos hormigones se tomará bien el ancho del prefabricado con su resistencia o bien el ancho total con la resistencia del hormigón *in situ*. Es decir, si se comprueba en los espesores  $b_1$ ,  $b_2$  y  $b_3$  (figura 34), estos espesores representan:

$b_1$ : Espesor mínimo de la pieza por debajo de la sección de paso de hormigón *in situ*. Es menor o igual que 2 cm.

$b_2$ : Anchura donde el espesor de los dos hormigones es mínimo.

Se recuerda que el espesor de la parte exterior de la bovedilla se incluye en el hormigón *in situ*, pues su resistencia supera los 250 kg/cm<sup>2</sup>.

$b_3$ : Anchura equivalente del área por encima de la semivigüeta resistente.

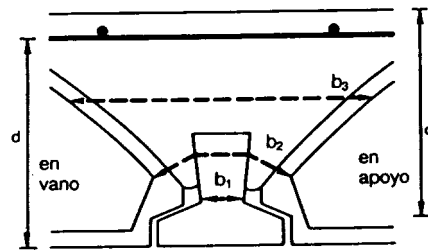


Figura 34: Anchos para comprobar el esfuerzo cortante en vigüetas armadas sin armadura transversal.

**b). Vigüetas con armadura transversal.**

En los forjados de vigüetas armadas con armadura transversal, ésta sólo podrá considerarse que colabora en la resistencia a cortante si se encuentra eficazmente anclada encima de la sección analizada. En el caso de celosías electrosoldadas a un redondo superior puede suponerse que sucede a 2 cm por debajo de éste (figura 35).

Los valores de  $V_{cu}$  se calculan con las expresiones anteriores y las anchuras mostradas en la figura 35.

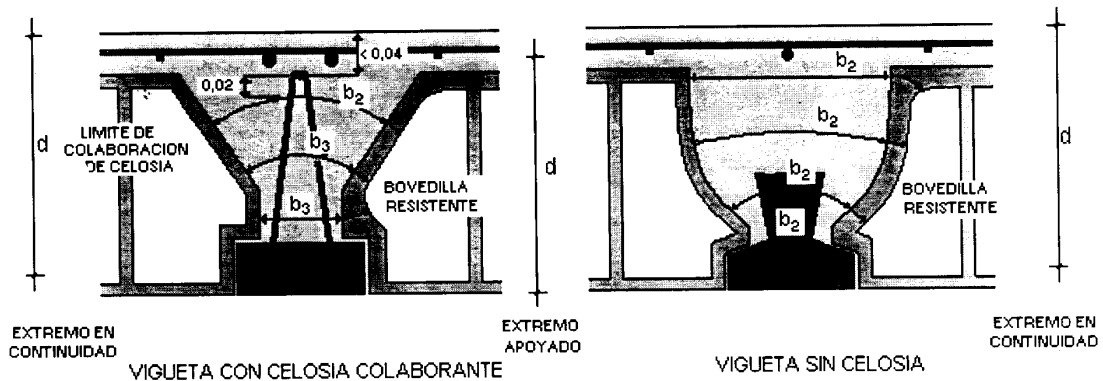


Figura 35: Anchos para comprobar el esfuerzo cortante en vigüetas armadas con armadura transversal.

Deberá cumplirse:

$$V_d \leq V_u = V_{cu} + 0.9 \cdot d \cdot \frac{4 \cdot A_{st}}{t} \cdot f_{yd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)$$

El significado de las variables aparece en la figura 36. El factor 4 que multiplica a  $A_{st}$  es debido a que se suponen dos celosías por vigüeta.

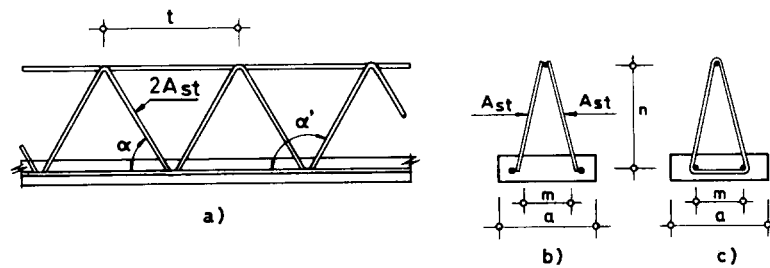


Figura 36.

## 15. CALCULO A ESFUERZO RASANTE.

Tanto en viguetas armadas como en pretensadas, en toda sección que contenga superficies de contacto entre hormigón *in situ* y hormigón prefabricado deberá comprobarse también el esfuerzo rasante que aparece al tender el hormigón *in situ* a deslizarse sobre el prefabricado.

Los fabricantes de viguetas realizan tal comprobación y por ello dan a sus fabricados la superficie lateral y la armadura transversal necesarias para evitar el fallo a esfuerzo rasante.

De cualquier manera, los cálculos a realizar son los siguientes:

$$V_d \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = \beta \cdot p \cdot d \cdot f_{cv}$$

siendo:

$f_{cv}$ : Resistencia virtual a esfuerzo cortante del hormigón *in situ*.

$p$ : Perímetro crítico a rasante de la superficie de contacto, incluyendo, si es preciso, zonas de hormigón *in situ* (figura 37).

$\beta$ : Factor de valor 1.2 para superficies rugosas eficazmente engarzadas en cola de milano, y 0.6 para el resto de los casos, en particular para superficies encofradas con molde liso (figura 37).

$d$ : Canto útil de la sección (figuras 34 y 35).

En el caso de viguetas con celosía, y considerando dos viguetas por celosía (figura 36):

$$V_d \leq 0.9 \cdot \beta \cdot a \cdot d \cdot f_{cv} + 3.6 \cdot \beta \cdot \frac{d}{t} \cdot A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen } \alpha$$

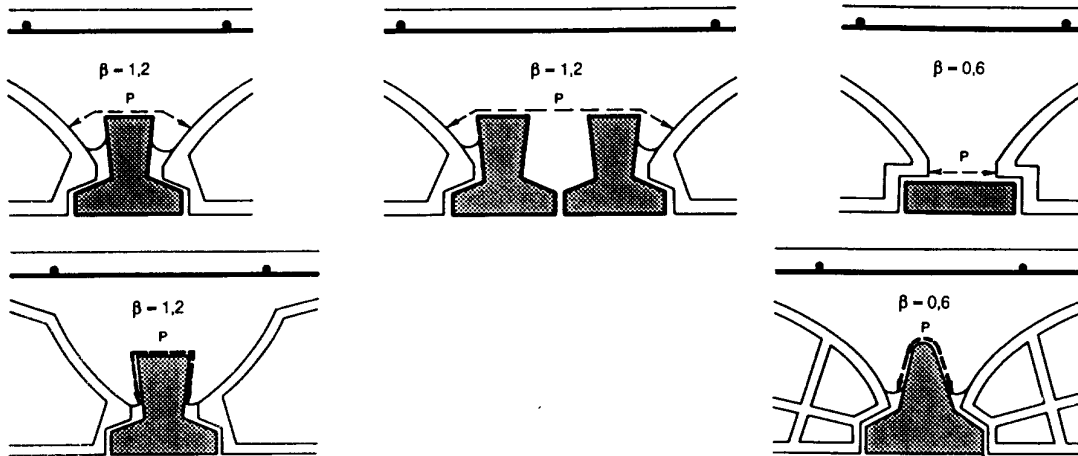


Figura 37: Comprobación a rasante en el perímetro de contacto entre hormigones.

## 16. COMPROBACION DE LAS CONDICIONES DE FISURACION.

Las casas fabricantes proporcionan el momento de fisuración tanto en el vano como en los apoyos.

Recuérdese que la fisuración es un estado límite de utilización, por lo que se comprueba en estado de servicio. Por tanto, los coeficientes de mayoración de cargas y minoración de resistencias son igual a 1.

Si se desea efectuar la comprobación a fisuración, la fórmula a emplear es la de Ferry Borges, utilizada en la EHE.

$$W = \left( 1.5 \cdot c + 0.04 \cdot \frac{\phi}{\rho} \right) \cdot \left( \frac{f_{yd}}{\gamma_f} - \frac{7.5}{\rho} \right) \cdot 10^{-6} \leq W_{\text{máx}}$$

con  $\rho \leq 0.01$ , válida sólo para flexión simple, y siendo:

c: Recubrimiento de la armadura en mm.

$\phi$ : Diámetro de las barras en mm.

$\rho$ : Cuantía geométrica de la armadura de tracción referida a la sección útil del alma.

$\gamma_f$ : Coeficiente de mayoración de acciones en estado límite último.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero en  $kp/cm^2$ .

W: Ancho de grieta en mm a nivel de la armadura.

En la tabla 3 se muestra el ancho de fisura máximo en función de las condiciones ambientales y para el caso de disponer de un recubrimiento mínimo igual a 20 mm o un diámetro.

<b>TABLA 3</b>			
<b>Anchura máxima de fisura en función de las condiciones ambientales</b>			
<b>Ambiente</b>	<b>Condiciones ambientales</b>	<b>Definición</b>	<b>Anchura máxima</b>
I	No severas	- Interiores de edificios de viviendas u oficinas. - Ambientes donde no se alcanza un valor de la humedad relativa superior al 60% más de 90 días al año.	0.4 mm
II	Moderadamente severas	- Interiores de edificios donde la humedad es elevada. - Elementos de contacto con agua corriente o en contacto con suelos ordinarios. - Elementos exteriores en atmósferas rural o urbana, normales.	0.2 mm
III	Severas	- Líquidos débilmente ácidos; aguas salinas o fuertemente oxigenadas. - Gases o suelos corrosivos. - Atmósferas corrosivas industriales o marítimas.	0.1 mm

En vigas resistentes la cuantía  $\rho$  se refiere a la sección  $b_0 \cdot d$ , siendo  $b_0$  la anchura del alma de la vigueta.

En semiviguetas resistentes, si la zona traccionada afecta a los dos hormigones, se deberán homogeneizar las secciones.

Sean 1 y 2 los subíndices referentes al hormigón prefabricado e *in situ*.

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{c1}}{E_{c1}} = \frac{\sigma_{c2}}{E_{c2}} \quad \rightarrow \quad \sigma_{c2} = \frac{E_{c2}}{E_{c1}} \cdot \sigma_{c1} = m \cdot \sigma_{c1}$$

por lo que

$$m = \frac{E_{c2}}{E_{c1}} = \sqrt{\frac{f_{ck,2}}{f_{ck,1}}}$$

Por tanto, al ser  $f_{ck,2} < f_{ck,1}$ , generalmente  $m$  será inferior a la unidad. Por esta cantidad  $m$  deberá multiplicarse la anchura y altura de la sección de hormigón *in situ* para referirlo todo al hormigón prefabricado.

También se pueden comprobar las condiciones de fisuración por los métodos expuestos en la EHE.

## 17. CALCULO DE LAS DEFORMACIONES.

Clases de flechas a considerar:

- **Flecha instantánea:** Producida por las cargas permanentes y de uso.
- **Flecha diferida:** Producida por la acción reológica de las diferentes cargas.
- **Flecha total:** Producida por la flecha diferida de las cargas permanentes y la flecha instantánea de las cargas de uso.
- **Flecha activa** de un elemento estructural en relación con otro no estructural es aquella producida en el primero a partir de la construcción del segundo. En la práctica, la flecha activa cuyo cálculo es necesario con más frecuencia es la de forjados en relación con la tabiquería.

### Limitaciones de las flechas

Forjados que no soporten elementos de fábrica:	$f \leq \frac{L}{300}$
Forjados que soporten fábricas con morteros de yeso:	$f \leq \frac{L}{300}$
Forjados que soporten fábricas con mortero de cal:	$f \leq \frac{L}{400}$
Forjados que soporten fábricas con mortero de cemento:	$f \leq \frac{L}{500}$

En las expresiones anteriores,  $L$  es la luz del vano y, en caso de voladizos, 1.6 veces el vuelo<sup>(\*)</sup>.

<sup>(\*)</sup> Para voladizo, el valor teórico, para igual flecha que en vano, es 1.76. EF-96 adopta el valor citado como prudencia adicional.



Debe recordarse que la deformación es un estado límite de servicio y, por tanto, se comprueba con los coeficientes  $\gamma_f = \gamma_s = \gamma_c = 1$ , es decir, con los valores característicos de las acciones.

La complejidad del cálculo de las flechas es grande debido a una serie de factores, entre los que conviene destacar:

- Cálculo de los esfuerzos en condiciones de servicio.
- Incertidumbre en la adopción de un módulo elástico del hormigón  $E_c$  para cargas breves o para cargas de larga duración.
- Dificultad de evaluar el momento de inercia de la sección fisurada del hormigón.

La EF-96, refiriéndose al cálculo de la flecha, dictamina que se hará atendiendo a los criterios establecidos en la EHE, teniendo en cuenta tanto los efectos instantáneos como los diferidos, de acuerdo con las características de los materiales y de las secciones y los efectos de retracción y fluencia correspondientes.

El cálculo de la flecha se basa en la fórmula de Branson, y su determinación manual es muy laboriosa.

### Canto para no calcular la flecha

Las Normas españolas exigen el cálculo de la flecha si la relación canto/luz <sup>(\*)</sup> es la siguiente:

<b>TABLA 4</b>				
<b>Relación mínima canto/luz que exige de comprobar flechas en vigas y forjados de edificación</b>				
<b>Tipo de tramo</b>	<b>Sin soportar tabiques o muros</b>	<b>Soportando tabiques o muros, construídos con mortero de</b>		
		<b>Yeso</b>	<b>Cal o bastardo</b>	<b>Cemento</b>
Tramos simplemente apoyados	L/24	L/20	L/18	L/14
Tramos continuos vanos extremos	L/28	L/24	L/20	L/18
Tramos continuos vanos interiores	L/32	L/28	L/24	L/20
Voladizos	L/16	L/14	L/12	L/10

Siempre que no se cumpla esta relación deberá comprobarse la flecha, lo que sucede a menudo en el caso de forjados con vigas planas.

<sup>(\*)</sup> Siempre que la luz sea inferior o igual a 7 m y no mayores las sobrecargas de 400 kg/m<sup>2</sup>.

Para el cálculo de flechas instantáneas pueden emplearse las fórmulas aproximadas del ACI.. Así, para un vano elásticamente empotrado en ambos extremos puede aceptarse, para cargas uniformes, que la flecha en el punto medio de la luz viene dada por:

$$f = k \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{M \cdot L^2}{E \cdot I}$$

donde M es el momento flector en el arranque, cambiado de signo, para voladizos, y el momento en la mitad de la luz para vanos simplemente apoyados o continuos.

Los valores de k para cargas uniformemente repartidas son:

Voladizos:  $k = \frac{12}{5}$

Vanos simplemente apoyados:  $k=1$

Vanos continuos:  $k = 1.2 - 0.2 \cdot \frac{M_0}{M_m}$

donde  $M_0$  es el momento isostático en el punto medio de la luz y  $M_m$  el momento flector en dicho punto.

Para el caso de cargas rectangulares, triangulares, puntuales, etc., los ábacos 5 y 6 permiten reducirlas a cargas uniformes que producen la misma flecha en el punto medio de la luz, en el caso de vanos biapoyados, o en el vuelo en el caso de voladizos. Por consiguiente, la expresión del ACI puede aplicarse prácticamente para cualquier tipo de acciones.

Los fabricantes proporcionan el valor de la rigidez a la flexión (E·I) tanto de la sección sin fisurar como de la sección fisurada.

Es necesario apuntar de nuevo que cuando se calcula la flecha diferida no debe partirse de la totalidad de las cargas, sino que únicamente han de tenerse en cuenta las cargas permanentes y aquéllas de larga duración (por ejemplo, un porcentaje de las cargas de uso).

Una vez calculada la flecha instantánea por cualquier método, la flecha total (instantánea + diferida) se calcula multiplicando la primera por un coeficiente  $\alpha$  que difiere poco de unas normas a otras, y que según el MODEL CODE CEB-FIP es:

<b>TABLA 5</b>			
<b>Valores del coeficiente <math>\alpha</math> según MODEL CODE CEB-FIP</b>			
<b>Armadura A' de compresión respecto a la detración A</b>	<b>Edad a la puesta en carga</b>	<b>CLIMA</b>	
		<b>Seco</b>	<b>Medio o húmedo</b>
A'=0	Un mes	3.0	2.0
	Seis meses	2.0	1.5
A'=0.5·A	Un mes	2.2	1.6
	Seis meses	1.6	1.3
A'=A	Un mes	1.8	1.4
	Seis meses	1.4	1.2

Es necesario apuntar de nuevo que cuando se calcula la flecha diferida no debe partirse de la totalidad de las cargas, sino que únicamente han de tenerse en cuenta las cargas permanentes y aquéllas de larga duración (por ejemplo, un porcentaje de las cargas de uso).

## 18. CONSTRUCCION.

### ALMACENAMIENTO DE LAS VIGUETAS.

Se recomienda apoyar siempre cerca de los extremos (figura 38).

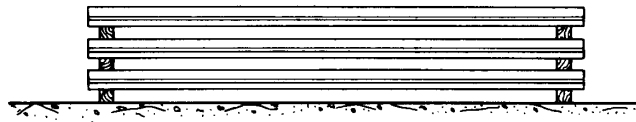


Figura 38.

### COLOCACION EN OBRA

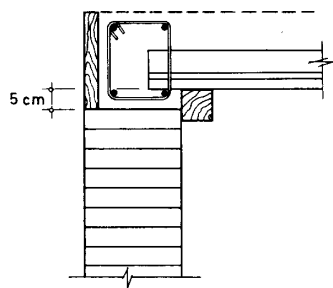


Figura 39: Apoyo en muros.

En el caso de que el apoyo sea en muro, la vigueta, semivigueta o semilosa se apoya sobre un tabloncillo para que quede elevada sobre el nivel inferior de la cadena de

atado, un mínimo de 5 cm. Esto asegura un buen reparto de las reacciones de apoyo en las piezas sobre el muro (figura 39) y permite pasar la armadura longitudinal bajo la pieza prefabricada.

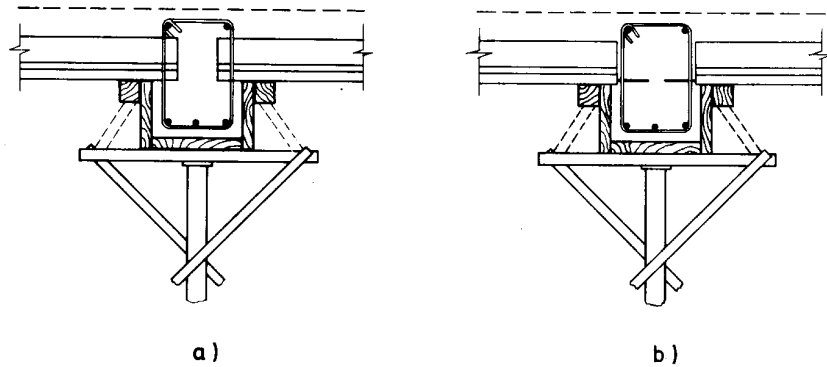


Figura 40: Apoyo en vigas.

En el caso de apoyos en vigas, dos soluciones típicas son las indicadas en la figura 40.

Atención especial merece el apoyo de las viguetas de celosía (figura 41).

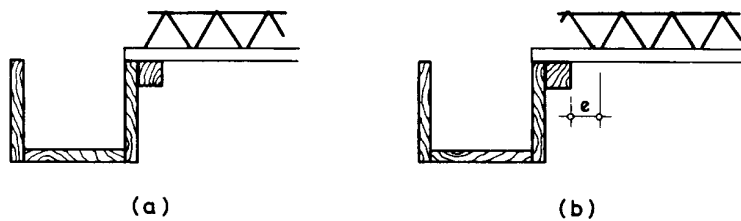


Figura 41: Apoyo en vigas de viguetas de celosía.

La solución *a* es correcta. La *b* introduce una excentricidad *e* de apoyo que produce un momento que puede fisurar o romper la suela.

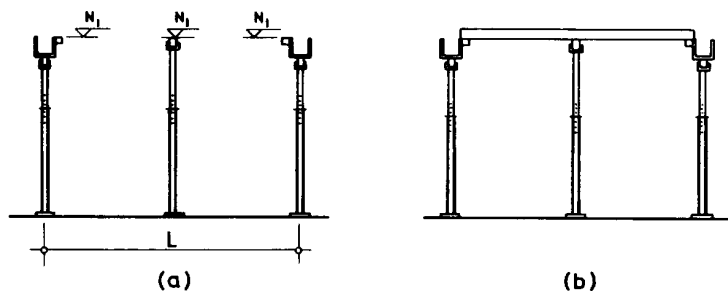


Figura 42: Colocación de sopandas.

La colocación de sopandas es muy importante en el caso de semiviguetas. Para piezas armadas, la fase inicial (figura 42 a) consiste en nivelar las sopandas al mismo nivel que los tablonos de apoyo en las vigas para después, en la fase final, colocar las piezas, las cuales permanecerán horizontales.

### **HORMIGONADO DE LOS FORJADOS**

El hormigón se encargará indicando su resistencia característica, tamaño máximo del árido y la consistencia.

Normalmente, el tamaño máximo de árido se limita a 20 mm. La consistencia vendrá determinada por el descenso en el ensayo mediante el Cono de Abrams, aceptándose valores de 6 a 9 cm (consistencia blanda), que con la tolerancia aceptada en EHE de  $\pm 1$  cm, queda en 5 a 10 cm la banda de recepción. Esta consistencia facilita el vibrado y evita que se quede muy seco el hormigón fresco al apropiarse de parte del agua el hormigón *in situ*, con lo que disminuiría la resistencia a rasante. Se recomienda regar la superficie del hormigón prefabricado y dejar secar hasta que se pueda apreciar a simple vista, y posteriormente hormigonar.

Antes del hormigonado, debe revisarse la limpieza de moldes, piezas prefabricadas y bovedillas. En el caso de piezas compuestas, puede ocurrir que se haya depositado polvo o arena durante el almacenamiento, siendo estos finos los responsables de la caída notable de la resistencia a esfuerzo rasante que se produce. Por consiguiente, es importante asegurar la limpieza de esa superficie, debiéndose realizar la limpieza con aire comprimido y en la zona de almacenamiento. Si se hace la limpieza en el emplazamiento definitivo, lo único que se consigue es cambiar el polvo de sitio.

El hormigonado no suele presentar problemas al ser la altura de vertido pequeña. Debe recordarse que el hormigón debe depositarse contra el hormigón ya vertido (figura 43).



*Figura 43: Ejecución correcta del hormigonado.*

### **DESCIMBRADO**

En el caso habitual de que el forjado se construya total o parcialmente apoyado en sopandas, las cuales a su vez apoyan en una cimbra formada por puntales, un problema crítico es el de la edad de descimbrado.

Consideremos el caso de un forjado que ha sido construido sobre un cimbrado apoyado en una solera (figura 44).

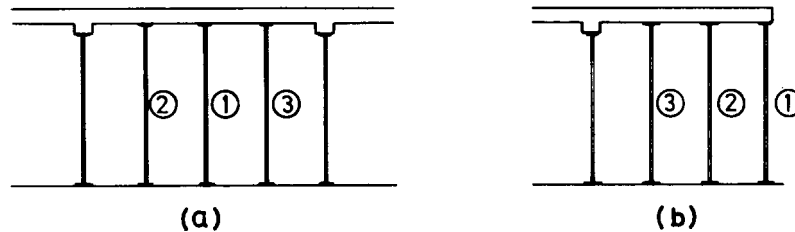


Figura 44: Proceso de descimbrado.

Al pasar de la situación a) a la b), el forjado se encuentra sometido a su peso propio (\*). El problema consiste en decidir el momento de descimbrado, que se puede resolver conociendo la evolución de la resistencia del hormigón de modo que cuando se descimbre a los  $j$  días resulte que:

$$f_{\text{ckt},j} \geq \alpha \cdot f_{\text{ckt},28}$$

siendo  $f_{\text{ckt},28}$  la resistencia a flexotracción del hormigón, de valor  $f_{\text{ckt},28} = 0.45 \cdot \sqrt[3]{f_{\text{ck},28}^2}$ , y  $\alpha$  el porcentaje de carga total que debe soportar el forjado a los  $j$  días.

La tabla 6 relaciona los valores de compresión con las demás resistencias.

<b>TABLA 6</b> <b>Relación de resistencias en función</b> <b>de la resistencia a compresión del hormigón</b>					
<b>Relación a compresión</b> $\frac{f_{\text{cj}}}{f_{\text{c}28}}$	<b>Tracción y adherencia</b> $\sqrt[3]{\left(\frac{f_{\text{ct},j}}{f_{\text{ct},28}}\right)^2}$	<b>Corte, Rasante y Punzonamiento</b> $\sqrt{\frac{f_{\text{cj}}}{f_{\text{c}28}}}$	<b>Flexión</b>		<b>Deformaciones</b> $\sqrt{\frac{f_{\text{cj}}}{f_{\text{c}28}}}$
			<b>Cuantía Baja</b>	<b>Cuantía Alta</b>	
0	0	0	0	0	0
0.25	0.40	0.50	0.81	-	0.50
0.50	0.63	0.71	0.94	0.85	0.71
0.75	0.83	0.87	0.99	0.88	0.87
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

La operación de descimbrado debe realizarse como se indica en la figura 44. En vanos interiores (figura 44 a) se efectúa desde el centro hacia los apoyos (orden 1, 2, 3), mientras que en voladizos (figura 44 b) el descimbrado se ejecuta desde el vuelo hacia el arranque (orden 1, 2, 3).

(\*) Más las eventuales sobrecargas de construcción y en su caso la posible sobrecarga de nieve.

La operación debe realizarse con suavidad y observando cuidadosamente el forjado, tanto por su cara superior como inferior.

En cualquier caso, nunca se debe descimbrar si el hormigón no ha alcanzado una resistencia de  $80 \text{ kg/cm}^2$ , y no realizarlo antes de siete días, a menos que se lleve un control riguroso.

### ABERTURAS EN EL FORJADO

En la figura 45 se indica un caso general. Se disponen dos vigas 1-1 y 2-2 que recogen las viguetas interrumpidas y que se calculan como simplemente apoyadas, sometidas a las cargas puntuales de las reacciones de las viguetas, con el ancho  $b$  que resulte necesario.

La mitad de la armadura de flexión se sube para anclarla con su longitud de anclaje en la losa superior.

En general, las viguetas que limitan la abertura deben duplicarse o triplicarse, salvo aberturas muy pequeñas, con el fin de que las viguetas suplementarias reciban las reacciones de las vigas. A lo largo de 1-2 debe disponerse un refuerzo de borde.

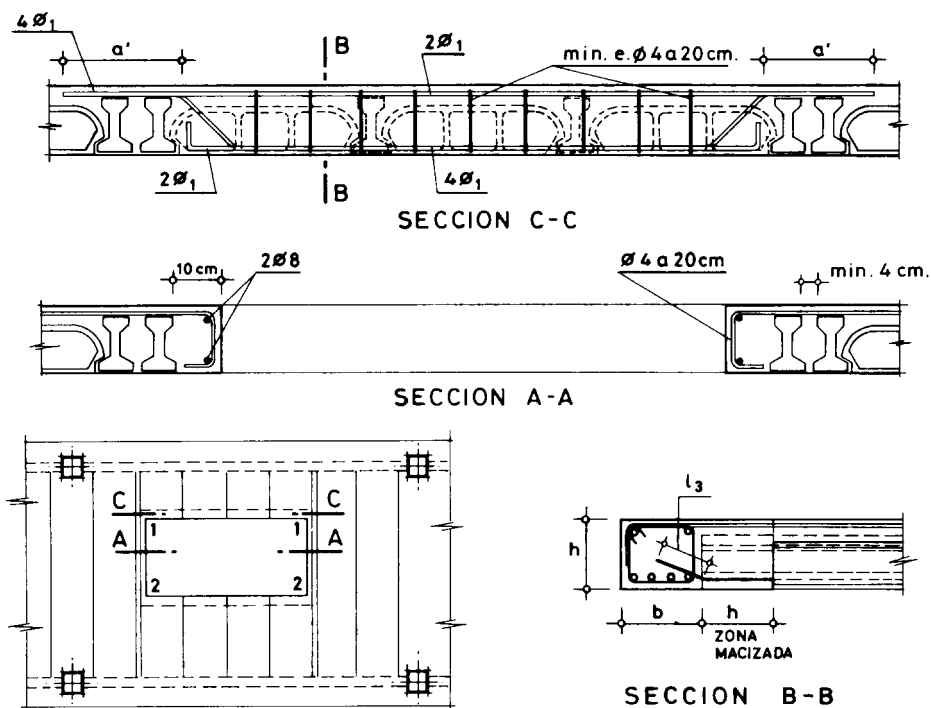


Figura 45: Aberturas en el forjado.