Documento de Aplicación DA

Edificación EHE·08
Seguridad estructural: Hormigón

7 de julio del 2oo9

CSCAE

INTRODUCCIÓN

El objetivo de este Documento de Aplicación a Edificación, no es tanto resumir el texto original de EHE-08 a lo que es aplicable a edificios, cuanto presentar la información útil para el proyecto y la definición de elementos estructurales de hormigón en obras de arquitectura usuales y sencillas. No es pues una versión alternativa a EHE-08, sino complementaria, reflejando a qué da lugar su aplicación, concluyendo algunas soluciones que respetan, en lo que les afecta, todo lo que indica la norma citada, y en cuanto a edificios, lo que se regula en el recientemente aprobado Código Técnico de la Edificación.

Para cumplir con ese objetivo, ha sido necesario suplementar lo indicado en EHE-08 con información procedente de otros reglamentos, como la norma sísmica, o ámbitos, los del análisis estructural, en las variantes más sencillas aplicables con medios manuales, a las soluciones estructurales de obras de arquitectura, y las reglas de índole constructiva, criterios de elección del óptimo, y de simplificación de ferralla, para poder llegar a la definición completa de los elementos tratados, en la misma línea que fueron, en su tiempo, las NTE respecto a la por entonces vigente Instrucción de Hormigón.

La licencia para haber abordado este texto, procede de lo que en, otro entorno, era la de las *espigadoras*. Una vez que el propietario daba por teminada la recolección, asistía el derecho a cualquiera a entrar en el predio para recoger del suelo (*espigar*) o de la planta (*racimar*), lo que estimara que le podía servir. Y para muchos, lo que se había despreciado o dejado de lado, bien por su dificultad de recoger, o por considerarlo poco fructífero, era sumamente aprovechable.

En cierto sentido, es lo que aquí se ha hecho. Una vez que el redactor de la norma ha publicado lo que creía razonable en torno al hormigón, hemos retornado al tema, proponiendo y complementando, como útil, mucho de lo que se ha renunciado a tratar, entendiendo que a otros les podría servir. Cuando los expertos ya se han pronunciado acerca de lo enjundioso, hora es de resolver lo sencillo. La condición base, la de que haya habido una resolución formal del que es competente para reglamentar en la materia, ya se ha producido. La norma EHE-08 se publicó en el BOE el 18 de julio del 2008, habiendo aparecido una versión oficial, que incluía comentarios adicionales, en primera edición, en setiembre del 2008, y en segunda, en diciembre del 2008. El 24 de diciembre del 2008, aparecía en el BOE una lista de erratas, que asimismo se han tenido en cuenta en este Documento. Si en el futuro se publicaran más erratas, o editaran versiones con otra información, al usar este Documento, habría que considerarlo en lo que le afecte.

Este Documento no intenta suministrar todas las reglas que *deben* tenerse en cuenta. Al haber renunciado a algunas opciones, poco usuales en edificación, por ejemplo el postesado en obra, ha podido prescindir de lo que les atañe. No trata tampoco de presentar *sólo* las reglas que hay que tener en cuenta. Dado que hay muchos aspectos sobre los que no se ha creído necesario en EHE dar reglas, el discurso tendría lagunas. Intenta simplemente dar *algunas* reglas que *pueden* seguirse para definir los elementos de hormigón, y que respetan las que existan al respecto en EHE. Es decir, intenta presentar un subconjunto de soluciones de entre las posibles. No todas, sino sólo unas, aunque, a juicio de los autores, sean de entre las más recomendables. No establece pues condiciones *necesarias* para cumplir EHE, sino *suficientes* para respetarla. No está todo lo que cumple, pero todo lo que está, cumple. O así lo entienden sus autores.

En este Documento se recogen los aspectos que se han manifestado, como relevantes, a través de la experiencia de muchos años en el proyecto, construcción, elaboración de informes, peritajes e informes de sus autores. Es de agradecer la colaboración en la revisión y las críticas realizadas por conspicuos miembros del Departamento de Estructuras de la ETSAM, profesores en la asignatura de Dimensionado, y la de colaboradores cercanos, como María Molinero y Sonsoles González.

Madrid, febrero del 2009

Índice

1 Generalidades
1.1 Objeto
1.2 Ámbito de aplicación

2 Materiales
2.1 Hormigón
2.2 Acero de armar
2.3 Resistencia de cálculo
2.4 Adherencia entre acero y hormigón
2.5 Sección de cálculo

3 Comprobación de requisitos
3.1 Flexión
3.2 Compresión
3.3 Pandeo
3.4 Esfuerzo cortante
3.5 Punzado
3.6 Desgarro
3.7 Fisuración
3.8 Flecha
3.9 Desplome

4 Soportes
4.1 Diseño y dimensionado
4.2 Análisis de solicitaciones
4.3 Armado
4.4 Detalles constructivos

5 Forjado unidireccional
5.1 Ámbito de aplicación
5.2 Bases de cálculo
5.3 Análisis
5.4 Armado y comprobación
5.5 Detalles constructivos

6 Forjado bidireccional
6.1 Ámbito de aplicación
6.2 Bases de cálculo
6.3 Análisis
6.4 Armado y comprobación
6.5 Detalles constructivos

7 Vigas planas
7.1 Ámbito de aplicación
7.2 Bases de cálculo
7.3 Análisis
7.4 Armado y comprobación
7.5 Detalles constructivos

8 Vigas de descuelgue
8.1 Ámbito de aplicación
8.2 Disposiciones geométricas
8.3 Análisis
8.4 Armado y comprobación
8.5 Detalles constructivos

9 Ejecución y control
9.1 Ejecución
9.2 Control

10 Apéndice
Documentación reglamentaria

1 Generalidades

1.1 Objeto

1 Este Documento de Aplicación ofrece un conjunto de reglas particulares para obras de Arquitectura, acerca de la seguridad estructural, capacidad portante (resistencia y estabilidad) y de aptitud al servicio (rigidez), de elementos de hormigón, cuya correcta aplicación se supone suficiente para justificar el cumplimiento de los requisitos generales que se establecen en el Código Técnico de la Edificación en relación con la exigencia de "Seguridad estructural", en los que, para hormigón, se remite a EHE.

2 Este Documento desarrolla las reglas de EHE-08 relativas al análisis y comprobación de elementos de hormigón armado, y, en los forjados de viguetas, también con pretensado adherente. Su contenido se complementa con las que se establecen en los documentos de seguridad estructural en relación con los criterios de seguridad y comprobación, combinación de acciones, los de acciones, en particular las sísmicas y las de incendio, y las de los demás materiales con los que se resuelva el edificio.

1.2 Ámbito de aplicación

1 El ámbito de aplicación de este Documento es el de las obras de arquitectura ordinarias de pisos, proyectadas para una vida útil de 50 años, como las destinadas al uso de vivienda, docente, hospitalario, oficinas, comercial y similares, que pueden incluir zonas o plantas destinadas al uso de garajes, llegando a tabular los casos más simples, como pueden ser los correspondientes a edificios de viviendas.

2 Se excluyen los edificios singulares, los de más de 10 plantas, los de formas o distribuciones muy inusuales, plantas muy irregulares o asimétricas, alturas entre plantas poco habituales, esbeltez superior a 6, proyectados para periodos de servicio diferentes de 50 años, los ubicados en disposiciones anómalas, como en laderas pronunciadas, terrenos licuables, enclaves muy expuestos, alta montaña, en contacto con el mar u otros ambientes agresivos, etc, y, en cualquier caso, siempre que rebase los límites de las cláusulas, tablas o fórmulas de este documento.

En particular se excluyen las soluciones que exigen, para conseguir el equilibrio, piezas lineales en torsión.

3 En este Documento se consideran las soluciones en hormigón de cualquiera de los elementos de una estructura de pisos, con un sistema sustentante de soportes o muros, generalmente verticales, pero no necesariamente continuos hasta cimientos, y uno o varios forjados, generalmente horizontales, resueltos en su totalidad con un sistema, o usando un tipo distinto en cada parte o planta, y, cuando todos los elementos son de hormigón, confiando el arriostrado del conjunto generalmente a la propia rigidez de los nudos.

4 Los tipos de elementos con los que se puede resolver el sistema estructural, y que se desarrollan en capítulos posteriores, son:

a- soportes de hormigón, para forjados o cubiertas de cualquier material, incluso con formas apantalladas, o lineales, como muros.

b- forjados unidireccionales de viguetas o nervios, sustentados en muros o soportes

c- forjados bidireccionales, reticulados, o losas macizas, sustentados en soportes o muros

d- solución de planta sobre soportes, complementando la solución de forjado unidireccional con un sistema de vigas, que son generalmente del mismo canto que el del forjado

e- vigas de gran altura, como sistema de desvío de soportes que no llegan a cimentación.

independientemente del material de los demás, y de si la planta es horizontal, inclinada o alabeada.

5 Los elementos con uso de cimiento o contención, como muros de sótano, zapatas, zanjas, vigas emparrillado, losas de cimentación, y sus complementos, como pilotes, encepados, vigas de atado y centrado, etc, se desarrollan en el documento DA-V de Cimientos, si bien en ese documento, su campo de aplicación dice ceñirse explícitamente al uso de Vivienda.

2 Materiales

2.1 Hormigón

1 A efectos de su uso en elementos estructurales, el hormigón se debe identificar en los documentos de proyecto, tales como planos, con un código del tipo:

HA 25 / B / 20 / I

donde:

HA sigla de hormigón armado; **HM** en masa, **HP** pretensado (viguetas y paneles)

25 resistencia (característica) a compresión, $\mathbf{f}_{ck}$ en N/mm^2, a partir de la que se calcula; con hormigón en masa se puede usar **20**. Con control *indirecto* (sin probetas; construcciones modestas, véase 9.1) se puede suponer una resistencia característica de 15 N/mm^2.

La resistencia característica se refiere a compresión unidireccional. La resistencia a compresión puede desde reducirse al 60% o incluso al 40%, si hay tracción transversal, hasta aumentar al 300% si hay compresión en todas las direcciones. En cada caso se cita expresamente.

NOTA: La resistencia del hormigón no suele ser una cualidad relevante, salvo en soportes, y sólo si el edificio tiene más de cinco o seis plantas. En general no interesa más resistencia.

B sigla de consistencia blanda, la recomendable, o **F** si es fluida (no influye en el cálculo)

20 tamaño máximo del árido en mm; se puede usar 16 mm o 40 mm (influye indirectamente a través del valor de recubrimiento y separación entre armaduras)

I ambiente correspondiente a edificación en general; **IIa** en cimientos y hormigones sometidos a la acción directa del agua de lluvia; **IIb** para hormigones vistos a la intemperie; **IIIa** hormigones vistos en zonas costeras (a menos de 5 km de la orilla del mar) que influye indirectamente a través del recubrimiento. Este documento no incluye todas las reglas para el ambiente **IV**, de aljibes de hormigón vistos con aguas agresivas.

En los cuatro últimos casos es muy probable que supere 25 N/mm^2 de resistencia. Si en la denominación del hormigón se anota la resistencia esperada, conviene advertir en la memoria cuál ha sido realmente el valor de partida usado en los cálculos.

NOTA: Otras cualidades del terreno pueden exigir requisitos tales como una relación de agua a cemento menor, o un contenido de cemento mayor, o incluso que el cemento sea sulforresistente, que se indican con siglas añadidas tales como **Qa**, **Qb** o **Qc,** que no afectan al cálculo, pero que conducen, en la práctica, a que la resistencia del hormigón supere 25 N/mm^2; (EHE 37.3.2.b)

2 Como valores de otras propiedades se puede tomar:

		HM 20	**HA 25**	**HA 30**	
Resistencia a tracción					
- característica inferior	$\mathbf{f}_{ct,k}$	1,5	1,8	2,0	N/mm^2
- media	$\mathbf{f}_{ct,m}$	2,2	2,6	2,9	N/mm^2
Módulo de elasticidad secante	**E**	23.000	25.000	26.000	N/mm^2
Peso específico		23	25	25	kN/m^3

2.2 Acero de armar

1 El acero de armar puede ser **B400S**, **B500S**, **B400SD** o **B500SD**, según que la tensión de su límite elástico a tracción o compresión, $\mathbf{f}_{yk}$ sea 400 o 500 N/mm^2, (véase cuadros del Apéndice)

2 Como módulo de elasticidad del acero, (relación entre su tensión y su deformación en régimen elástico), se puede tomar el valor 200.000 N/mm^2.

2.3 Resistencia de cálculo

1 La resistencia de cálculo es igual a la resistencia característica o tensión en el límite elástico, dividida por el coeficiente de seguridad del material para la situación considerada.

2 Como resistencia del cálculo a compresión del hormigón, $\mathbf{f}_{cd}$, en N/mm^2, se puede adoptar:

Situación (Coeficiente de seguridad)	**Ordinaria** (1,5)	**Sísmica** (1,3)	**Incendio** (1,0)
Hormigón HA 25	17	19	25
Hormigón HA 25 (control indirecto)	10	12	15
Hormigón HM 20	13	15	20

3 Como resistencia de cálculo del acero, f_{yd}, en N/mm^2 se puede adoptar:

Situación (Coeficiente de seguridad)	**Ordinaria** (1,15)	**Sísmica o incendio** (1,00)
Acero B 500 S, B 500 SD	430 *	500
Acero B 400 S, B 400 SD	350	400

* Para algunos propósitos, que se citan expresamente, el valor se trunca a 400 N/mm^2, pero sin apenas incidencia en el resultado final.
Con control de acero de tipo *reducido*, se debe tomar el 75% del valor anotado.

2.4 Adherencia entre acero y hormigón

1 Salvo que se introduzca con un artificio, tal como una placa, las armaduras rectas a tracción tienen tensión nula en la testa, y por tanto deben ganarla (y variarla) por *adherencia* contra el hormigón en su superficie lateral, habitualmente mejorada con corrugas. Para el cálculo, en vez del valor explícito de la resistencia por adherencia, este fenómeno se expresa en términos de *longitud básica de anclaje*, que es la longitud en la que la armadura puede alcanzar su resistencia de cálculo, valor que depende de la posición, situación y diámetro de la armadura, y clase de hormigón.

2 Como valores de longitud básica de anclaje se pueden tomar los de la tabla 2.1

Tabla 2.1 Longitud básica de anclaje (1) (m)

Acero	**Hormigón**		**ø 6**	**ø 8**	**ø 10**	**ø 12**	**ø 14**	**ø 16**	**ø 20**	**ø 25**
		Sección *(cm^2)*	*0,28*	*0,50*	*0,78*	*1,13*	*1,54*	*2,01*	*3,14*	*4,90*
B 400	**HA 30**		0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,60	0,90
	HA 25								0,70	1,10
	HM 20							0,50	0,80	1,20
B 500	**HA 30**		0,20	0,30	0,35	0,45	0,50	0,60	0,75	1,15
	HA 25								0,85	1,30
	HM 20						0,55	0,70	1,05	1,65

(1) Armaduras simultáneamente en posición horizontal, y situadas en la parte superior de la pieza. En otro caso, el valor es el 70% del tabulado. La existencia de una patilla en tracción permite esa misma reducción. En un punto intermedio de una pieza no se deben disponer patillas hacia el interior, si la armadura está comprimida.

* Los valores para HM 20 corresponden a esperas de piezas armadas, que arrancan de hormigón en masa.
Con acción sísmica, la longitud de anclaje se incrementa en 10·ø

3 A compresión, las armaduras rectas de diámetro pequeño (hasta ø16), pueden descargar por testa, y de cualquier diámetro también por patilla, si el hormigón al que transfiere la presión la puede soportar, como cuando se dispone contra una pieza de dimensiones mucho mayores, tal como un macizo. En otro caso la armadura debe descargar su presión por su superficie lateral, necesitando, para alcanzar su resistencia de cálculo, una longitud igual a la básica de anclaje. Cuando es vertical, de acuerdo con la nota de la tabla 2.1, ese valor es igual al 70% del anotado en la tabla.

2.5 Sección de cálculo

1 En general, como sección para el cálculo de piezas lineales exentas, se puede considerar la total. En piezas embebidas en elementos más extensos, como vigas, nervios o viguetas de forjado, como sección de cálculo, sobre todo a los efectos de cabeza comprimida, se puede tomar la del nervio o descuelgue, más, a cada lado, si existe, el ala en una amplitud no superior a la décima parte de la distancia entre puntos de momento nulo (figura 2.1). Como valor de dicha distancia se puede tomar el 60% de la luz en tramos interiores, y el 80% de la de los extremos.

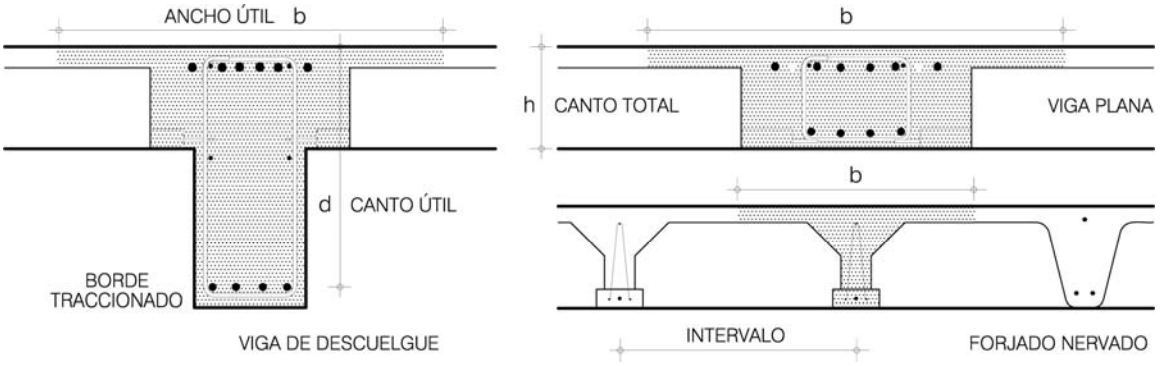

Figura 2.1 Sección de cálculo en piezas flectadas

2 En elementos a flexión simple, con un borde traccionado, el hormigón por el exterior de la armadura es mecánicamente inútil, por lo que la formulación se suele referir al *canto útil*, (figura 2.1).

3 En los extremos de las piezas, no se puede tomar ninguna dimensión superior a la correspondiente de la pieza a la que acomete, teniendo en cuenta las reglas anteriores, y considerando el equilibrio. La figura 2.2 presenta algunos casos usuales.

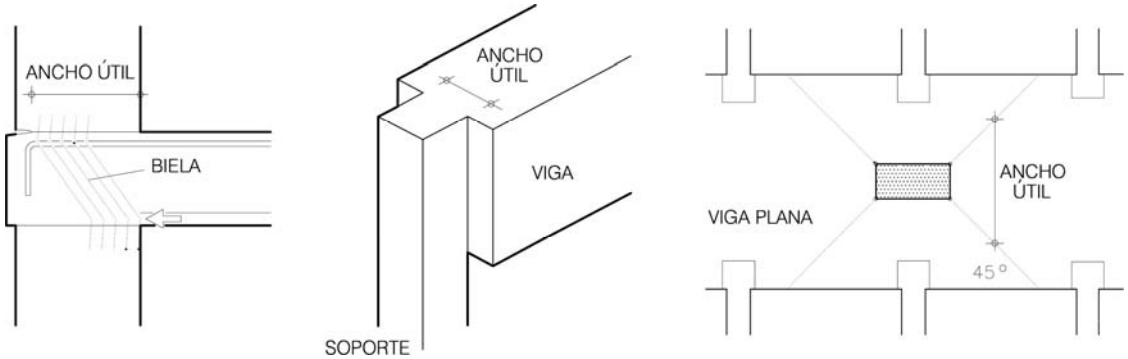

Figura 2.2 Dimensiones útiles en la acometida entre piezas

4 La posición de las armaduras dentro de la sección viene condicionada por el recubrimiento al exterior y la separación entre ellas, dimensiones que, a efectos de un hormigonado correcto, deben ser superiores a las indicadas en la figura 2.3, siendo **a** el *tamaño máximo del árido*. En general, es suficiente con un recubrimiento de 20 mm a la armadura más exterior, tal como la del estribo. Si se dispone una armadura sobre otra, las distancias se miden al contorno de ambas, adoptando, como valor de diámetro, el equivalente de la suma de sus secciones (figura 2.3).

5 Además, a efectos de durabilidad, en elementos hormigonados en obra, como recubrimiento de cualquier armadura, se debe garantizar, para una vida útil de 50 años:

Ambiente **I,** interior de edificios		15 mm
Ambiente **IIa**, hormigón pretensado de forjado sanitario		15 mm
cimientos:	- contra encofrado	20 mm
	- contra terreno	70 mm
Ambiente **II b**, hormigón visto a la intemperie		25 mm
Ambiente **III a**, hormigón visto en zonas costeras		30 mm
Ambiente **IV**, vasos de piscina vistos		35 mm

NOTA: Más recubrimiento juega desfavorablemente en el ancho de fisura, (3.7), por lo que, en armaduras traccionadas no conviene incrementarlo sin justificación.

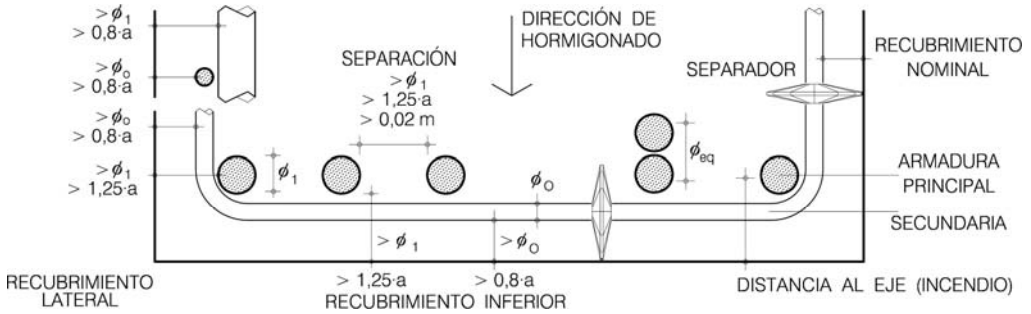

Figura 2.3 Recubrimiento y separación entre armaduras

6 En cada punto, el mayor de entre los límite de párrafos anteriores es el *recubrimiento mínimo*, que es el que se usa a efectos de cálculo, sin perjuicio de que, para garantizarlo, se deba dotar a los separadores de obra, que se disponen intermitentemente, con 10 mm adicionales, valor que se denomina *recubrimiento nominal,* y que es el que se debe anotar en planos.

NOTA: Conviene distinguir recubrimiento, que se mide a cara de armadura secundaria, de la distancia al eje, que se mide al de la armadura principal, y es lo que se usa en las comprobaciones de incendio.

3 Bases de cálculo

NOTA: Cuando en este texto se indique que una variable mecánica está en valor de cálculo *se refiere al obtenido a partir de los valores característicos de las acciones (los que ofrece el código de acciones), multiplicados por el coeficiente de seguridad correspondiente. En situación ordinaria, para sólo acciones gravitatorias, se puede tomar 1,4 y si incluyen viento 1,25. En situación extraordinaria, con sismo o incendio 1,0.*

1 La capacidad resistente de las secciones establecida en este apartado corresponde a posiciones de éstas alejadas de extremos de barra o losa, cambios bruscos de sección o de aplicación de cargas puntuales o reacciones. Dichas zonas, así como las piezas que no se puedan asimilar a barras o losas, se comprueban mediante el modelo de *bielas y tirantes.*

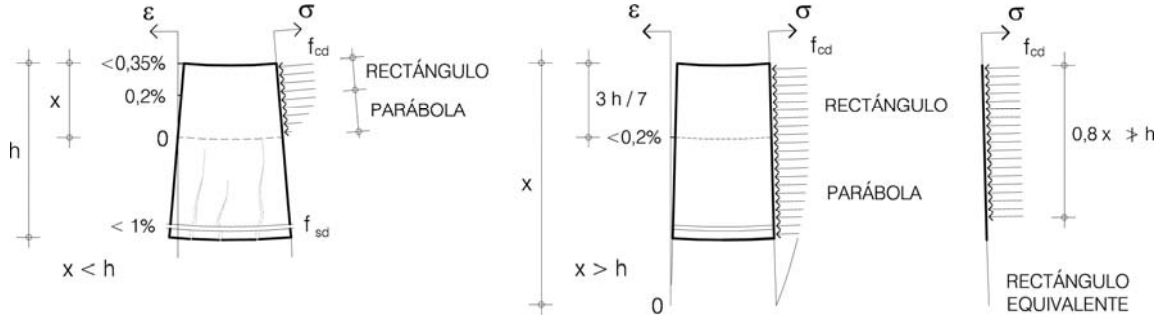

Figura 3.1 Modelo general, *parábola-rectángulo*, de tensiones normales

2 Para el cálculo ante combinaciones de compresión y flexión (figura 3.1), se puede suponer que:

- las deformaciones de los puntos de la sección son las mismas para acero y para hormigón,
- el agotamiento se produce cuando se alcanza una deformación del 1% en el acero traccionado, del 0,35% en el hormigón del borde más comprimido de secciones parcialmente comprimidas, o del 0,2% a 3**h**/7del borde más comprimido en secciones totalmente comprimidas,
- el hormigón responde con una ley de parábola y rectángulo, equivalente a la resistencia de cálculo en no más del 80% de la profundidad comprimida, y el acero con la tensión correspondiente a su deformación, sin superar la resistencia de cálculo.

3.1 Flexión

1 Para el cálculo de la capacidad resistente de cálculo a flexión simple, se puede suponer que existe una cabeza comprimida de hormigón, sometida a una tensión de valor igual a $\mathbf{f}_{cd}$ en una profundidad no superior a la mitad del canto útil. El acero de la zona traccionada responde con una tensión igual a $\mathbf{f}_{yd}$, y si hay acero en la zona comprimida, responde con una compresión de valor $\mathbf{f}_{yd}$.

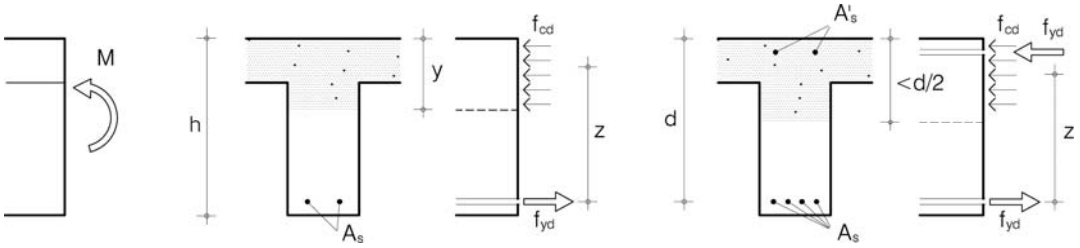

Figura 3.2 Modelo *rectángulo* para flexión simple

2 El equilibrio entre las resultantes de ambas cabezas permite asegurar que hay suficiente capacidad a flexión si se cumple que:

$$\mathbf{M}_d \leq \mathbf{A}_s \cdot \mathbf{f}_{yd} \cdot \mathbf{z} \qquad [\,3.1\,]$$

donde:

$\mathbf{M_d}$ valor de cálculo del momento flector para la situación considerada

$\mathbf{A}_s$ sección total de la armadura del borde traccionado

$\mathbf{f_{yd}}$ resistencia de cálculo del acero para la situación considerada

z brazo de palanca, distancia de la resultante de tracciones a la de compresiones. En sección rectangular, si no hay armadura de compresión, su valor es **z** = **d**–**y**/2 siendo **y** la profundidad comprimida equivalente, obtenida con la condición $\mathbf{A_s f_{yd}} = \mathbf{b \cdot y \cdot f_{cd}}$. Considerando la forma de las secciones usuales y la posterior traducción de $\mathbf{A_s}$ a un número discreto de diámetros comerciales, en general es suficiente tomar **z** = 0,85·**d** y por tanto independiente de la resistencia del hormigón y del ancho, **b**.

siempre que en la parte comprimida haya una capacidad al menos igual a la de la traccionada, o sea:

$$\mathbf{B} \cdot \mathbf{f_{cd}} + \mathbf{A'_s} \cdot \mathbf{f_{yd}} \geq \mathbf{A_s} \cdot \mathbf{f_{yd}} \qquad [\,3.2\,]$$

donde:

B la sección de hormigón hasta la mitad de altura del canto útil (figura 3.2)

$\mathbf{f_{cd}}$ resistencia de cálculo del hormigón para la situación considerada

$\mathbf{A'_s}$ sección de armadura en la parte comprimida

3.2 Compresión

1 La capacidad resistente de cálculo a compresión, con o sin flexión, se puede obtener con el modelo apropiado de entre los de la figura 3.3, u obtenido por interpolación entre ellos.

2 En sección rectangular, con compresión levemente excéntrica, es decir si $\mathbf{e} = \mathbf{M_d} / \mathbf{N_d}$, es menor que **c**/6, sea cual sea la distribución de armadura, hay suficiente capacidad resistente, si se cumple:

$$\mathbf{N_d} + 2{,}5 \cdot \mathbf{M_d} / \mathbf{c} \leq \mathbf{a \cdot c} \cdot \mathbf{f_{cd}} + \mathbf{A_{tot}} \cdot \mathbf{f_{yd}} \qquad [\,3.3\,]$$

o bien $\mathbf{N_d} \cdot (\,1 + 2{,}5 \cdot \mathbf{e/c}\,) \leq \mathbf{a \cdot c} \cdot \mathbf{f_{cd}} + \mathbf{A_{tot}} \cdot \mathbf{f_{yd}}$

donde además:

$\mathbf{N_d}$ $\mathbf{M_d}$ valores de cálculo de la compresión y flexión respectivamente

a **c** ancho y canto de la sección en la dirección del momento (de la excentricidad)

$\mathbf{A_{tot}}$ sección total de armadura longitudinal

$\mathbf{f_{cd}}$ resistencia de cálculo del hormigón, disponible para el soporte, en función de las limitaciones del nudo (véase 4.3 párrafo 3)

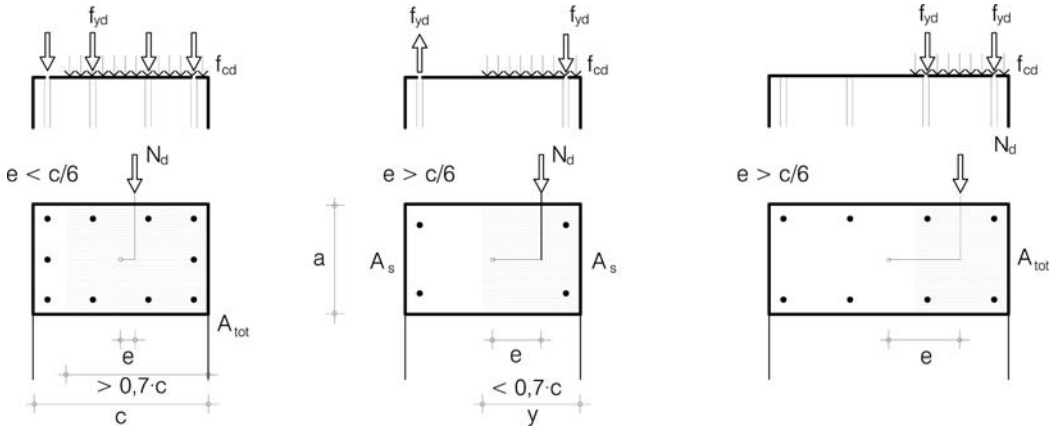

Figura 3.3 Modelo de flexión compuesta

3 En flexión compuesta, con excentricidad mayor que **c**/6, y armadura en ambos bordes, hay suficiente capacidad resistente si se cumple:

$$\mathbf{M_d} \leq \mathbf{a \cdot y \cdot f_{cd}} \cdot (\,\mathbf{c - y}\,) / 2 + \mathbf{A_s \cdot f_{yd}} \cdot \mathbf{z'} \qquad [\,3.4\,]$$

donde además:

y profundidad equivalente de la zona comprimida, obtenida de la condición $\mathbf{N_d} = \mathbf{a \cdot y \cdot f_{cd}}$

$\mathbf{A_s}$ sección de armadura de cada borde

z' distancia entre las armaduras de ambos bordes

siempre que se pueda garantizar que la armadura puede alcanzar la tensión supuesta, que cuando son valores iguales a $\mathbf{f_{yd}}$, exige una prolongación igual a la *longitud de anclaje* (tabla 2.1), lo que se

traduce, al paso del forjado, en el doble (véase 4.3, párrafo 4). Si, como es frecuente, esa longitud no está disponible, se *puede* optar por ignorar la armadura traccionada, es decir, considerar sólo la sección comprimida cobaricéntrica con la solicitación, lo que, con armadura repartida uniformemente en el perímetro del soporte, lleva a la condición:

$$\mathbf{N}_d / (1 - 2 \cdot \mathbf{e}/\mathbf{c}) \leq \mathbf{a} \cdot \mathbf{c} \cdot \mathbf{f}_{cd} + \mathbf{A}_{tot} \cdot \mathbf{f}_{yd} \qquad [3.5]$$

4 Si la pieza comprimida tiene momentos flectores simultáneos en las dos direcciones, denominando lado **c** al que verifica que $\mathbf{e_c}/\mathbf{c} > \mathbf{e_a}/\mathbf{a}$ (figura 3.4), el problema se puede traducir a flexión recta, con una excentricidad:

$$\mathbf{e}_{c.eq} = \mathbf{e}_c + 0{,}7 \cdot \mathbf{e}_a \cdot \mathbf{c}/\mathbf{a} \qquad [3.6]$$

pero si el segundo término es inferior a la sexta parte del primero, se puede despreciar.

Figura 3.4 Traducción de flexión compuesta esviada a flexión recta

5 Si la sección no es rectangular, basta sustituir en las anteriores expresiones, **a**·**c** por su área, y **c** por el canto equivalente en la dirección del momento, en sección circular 0,8 del diámetro.

3.3 Pandeo

1 Los efectos del pandeo se pueden considerar superposición de dos componentes (figura 3.5):

- la *traslacional*, cambio de posición de los extremos de los tramos de soporte, o incremento de desplome, inducido por la asimetría cuando existe, o, en cualquier caso por la acción horizontal.
- la *intraslacional*, o cambio de posición de los puntos intermedios de cada tramo, o pandeo propiamente dicho, inducido por imperfecciones de la propia pieza, o incurvación debida a la flexión.

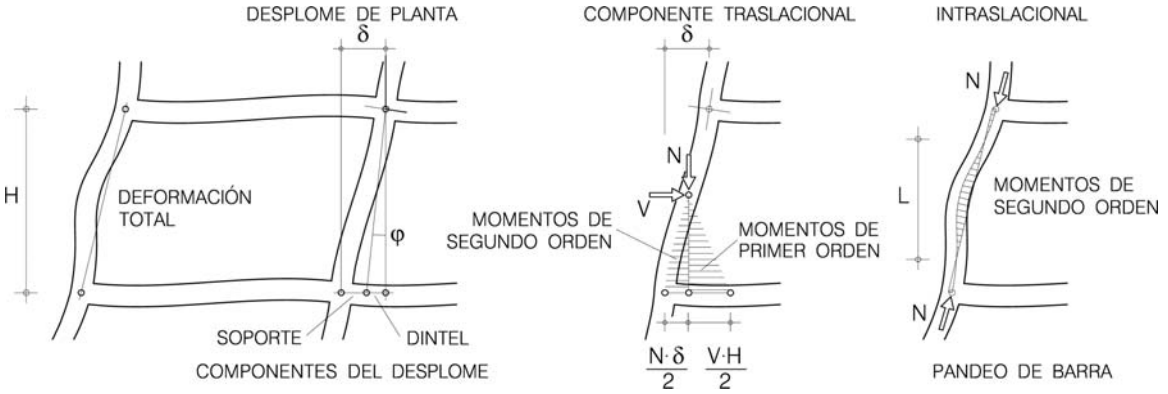

Figura 3.5 Componentes del pandeo

2 La componente traslacional se traduce en una ampliación de las acciones horizontales sobre el edificio, con el valor 1/(1-**r**), siendo $\mathbf{r}=\mathbf{N}\cdot\delta/\mathbf{V}\cdot\mathbf{H}$, (figura 3.5). Si **r** < 0,1 es irrelevante. Por tanto, si la estructura es capaz de soportar una acción horizontal de viento de al menos el 2% del peso del edificio, y el desplome entre plantas (apartado 3.9), no es superior a 1/500 de su altura, esta componente de pandeo puede despreciarse.

3 Si la altura neta entre plantas no es superior a 3,00 m, y el lado del soporte es de al menos 0,25 m, se puede prescindir de la componente intraslacional.

3.4 Esfuerzo cortante

1 La capacidad a esfuerzo cortante se puede estudiar a partir de un modelo de *alma* en celosía con bielas (a compresión) y tirantes (a tracción), generalmente a 45º. Si la pieza tiene armado transversal, el modelo pasa a ser el de *bielas oblicuas* de hormigón, complementadas con la tracción que permite dicha armadura. Si el intervalo entre estribos, **s**, es menor que el que barre la biela, típicamente el brazo de palanca, **z**, el patrón es el de bielas y tirantes imbricados. La asimetría de ángulo de biela comprimida y el tirante traccionado, lleva consigo la necesidad de *tracción longitudinal* adicional a la de flexión, generalmente resuelta como prolongación de la existente por ese motivo. Al llegar al extremo de la pieza, el modelo se distorsiona, virando las bielas de hormigón a un patrón en abanico. Si la sección del nervio es rectangular, es posible superponer los dos modelos, con y sin estribos, comprobando el tirante de hormigón con su resistencia a tracción y la biela comprimida con la de compresión en presencia de tracciones transversales.

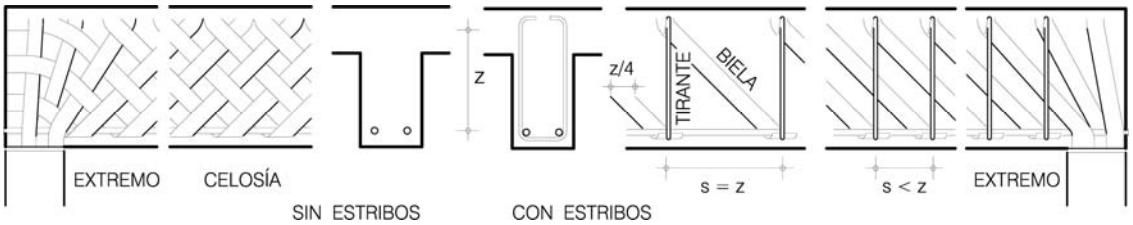

Figura 3.6 Modelo de cortante

2 En un tramo de pieza de hormigón armado, sometido a esfuerzo cortante, hay suficiente capacidad resistente *por tracción de alma,* si, para carga distribuida, hasta un canto útil de la cara del apoyo, (sección 1 en figura 3.7), en todo corte horizontal entre la parte comprimida y la traccionada a flexión, se cumple:

$$\mathbf{V_d} \leq \mathbf{b_o \cdot d \cdot f_{vd}} + \mathbf{A_o \cdot f_{yd} \cdot z / s} \qquad [\,3.8\,]$$

donde:

- $\mathbf{V_d}$ valor de cálculo del esfuerzo cortante para la situación considerada; si el canto varía a lo largo de la luz, al cortante obtenido en el análisis se le debe descontar la resultante de la componente vertical de las tensiones longitudinales de flexión
- $\mathbf{b_o}$ ancho, o desarrollo del corte considerado
- **d** canto útil de la sección para el signo del momento flector en esa zona; puede tomarse 0,9·**h** o entre **h**-0,04 m y **h**-0,05 m, siendo **h** la altura total.
- $\mathbf{A_o}$ sección total de las ramas verticales de un plano de estribos, eficazmente anclada tras el corte considerado
- $\mathbf{f_{yd}}$ resistencia de cálculo del acero de estribos para la situación considerada (en situación ordinaria, truncada a 400 N/mm^2)
- **z** brazo de palanca de la sección; se puede tomar 0,9·**d** (0,85·**h**)
- **s** intervalo entre planos consecutivos de estribos, no mayor de 0,75·**d** (0,7·**h**)
- $\mathbf{f_{vd}}$ resistencia de cálculo del hormigón a tensión tangencial; para HA25 en situación ordinaria, se puede tomar 0,7 N/mm^2 en losas, 0,6 N/mm^2 en vigas planas, y 0,5 N/mm^2 en vigas de descuelgue, o, con más precisión (en N/mm^2):

		Canto de la pieza, h (m)					
Pieza	$\mathbf{A_s / b_o \cdot d}$	≤0,20	0,30	0,40	0,60	0,80	≥1,00
	≤ 0,005	0,71	0,64	0,57	0,51	0,46	0,44
sin	0,010	0,71	0,66	0,57	0,56	0,53	0,52
estribado	0,015	0,80	0,76	0,65	0,65	0,61	0,59
	≥ 0,020	0,89	0,83	0,71	0,71	0,67	0,65
con	≤ 0,010	0,71	0,64	0,57	0,51	0,46	0,44
estribado	0,015	0,71	0,64	0,58	0,54	0,51	0,49
	≥ 0,020	0,74	0,69	0,64	0,59	0,56	0,54

Siendo $\mathbf{A_s}$ la sección de la armadura longitudinal traccionada existente en esa sección.

Para otras situaciones, el valor varía proporcionalmente con el coeficiente de seguridad.

Para otras clases de hormigón, el valor simplificado o el de la primera línea varía con la raíz cuadrada de la resistencia, y en las demás líneas con la raíz cúbica de la resistencia.

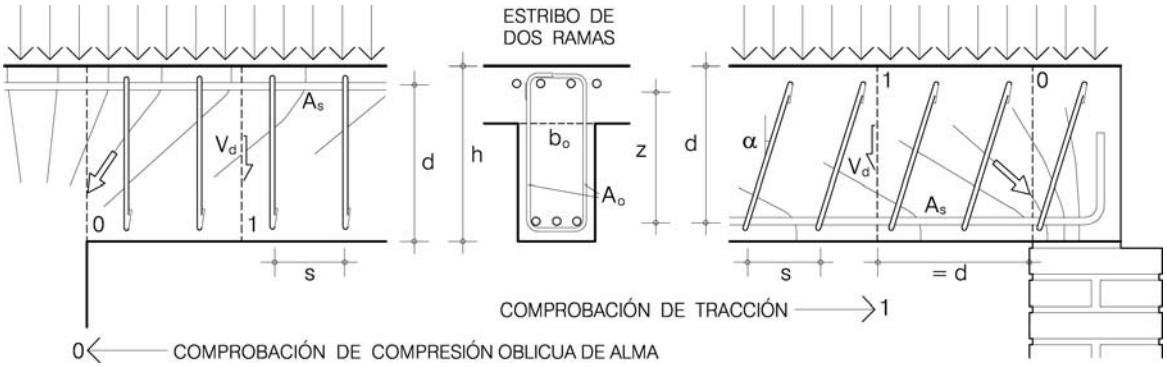

Figura 3.7 Armado transversal a cortante

Si los estribos son oblicuos con la mano adecuada (véase figura 3.7), el segundo sumando de [3.8] se puede multiplicar por el factor (sin α + cos α) de valor 1,22 para 15º, 1,37 para 30º y 1,41 para 45º.

Si existen varias familias de estribos intercaladas, o, si, como suplemento de los estribos, se disponen barras dobladas, como segunda componente de [3.8] se debe tomar la suma de las correspondientes a cada una de las familias, teniendo en cuenta las reglas anteriores.

El estribado máximo, a un canto de la cara del elemento sustentante, se debe prolongar hasta dicha cara.

3 En un tramo de pieza, sometido a esfuerzo cortante, hay suficiente capacidad resistente por *compresión oblicua de alma*, si, hasta la propia cara del apoyo, (sección 0 de figura 3.7), se cumple que:

$$\mathbf{V}_d \leq \mathbf{b}_o \cdot \mathbf{d} \cdot \mathbf{f}_{od} \qquad [3.9]$$

donde además:

$\mathbf{f}_{od}$ resistencia de cálculo a compresión oblicua del hormigón, teniendo en cuenta la pérdida de resistencia por tracción transversal, la traducción a una comprobación recta, y la relación entre valor medio y punta, de acuerdo con lo tupido del estribado, para HA25 en situación ordinaria y estribos rectos, de valor:

s / **d**	0,75	0,70	0,60	0,50	0,40	≤ 0,3	
$\mathbf{f}_{od}$	1,00	2,50	3,33	4,00	4,66	5,00	N/mm^2

Para otras clases o situaciones el valor varía proporcionalmente a la resistencia de cálculo.

Si los estribos son oblicuos, con la mano adecuada, la resistencia se incrementa con el factor: (1/ sin α ·cos α), de valor 1,25 para 15º, 1,60 para 30º y 2,00 para 45º.

*NOTA: La relación entre $\mathbf{f}_{od}$ y $\mathbf{f}_{vd}$ mide el factor máximo de ganancia por estribos. Usualmente intervalos mayores de 0,6·**d** no son eficaces, y con estribos rectos, no se puede superar más de 6 veces la capacidad del hormigón. .*

4 En un tramo de pieza sometido a esfuerzo cortante, con estribos, hay suficiente capacidad resistente por *tracción longitudinal*, si la armadura estrictamente necesaria por flexión se prolonga una longitud igual a **z**/2+**s**/2, aunque generalmente es suficiente con una prolongación no menor a **z** ni a 0,30 m. El volumen de acero de esta prolongación se puede reducir en el de la armadura de piel, si existe.

5 Si la pieza, además de cortante, está sometida a compresión, tiene capacidad resistente suficiente a cortante, si cumple la [3.8] incrementando el segundo miembro con 0,15·$\mathbf{N}_d$.

NOTA: Por tanto, mientras el cortante no supere el 15% de la compresión, se puede despreciar, y en soportes, contando con la existencia de estribos mínimos, el umbral se puede elevar hasta el 25%.

3.5 Punzado

N. del A: se prefiere aquí este término, frente al de "punzonamiento", como derivación, artificialmente alargada del verbo "punzar", del que los diccionarios al uso recogen generalmente sólo "punzón" y "punzado".

1 En un elemento superficial, tal como una losa, en torno a la acometida de un soporte o carga local debe existir suficiente capacidad resistente a punzado, lo que se traduce en una condición para las bielas comprimidas oblicuas a ras de la acometida, y a tracción, o tensión tangencial equivalente en un *perímetro crítico* alrededor de ella

2 Hay suficiente capacidad resistente a punzado, si, en torno a cada soporte o carga local, se verifica:

Por compresión $\mathbf{F_d} \leq \mathbf{u_o \cdot d \cdot f_{od}}$

Por tracción, sin armar $\mathbf{F_d} \leq \mathbf{u_1 \cdot d \cdot f_{vd}}$ [3.10]

Por tracción, con armadura $\mathbf{F_d} \leq \mathbf{u_1 \cdot d} \cdot 0{,}75 \cdot \mathbf{f_{vd}} + 1{,}5 \cdot \mathbf{A_o \cdot f_{yd} \cdot d / s}$

$\mathbf{F_d} \leq \mathbf{u_n \cdot d \cdot f_{vd}}$

donde:

- $\mathbf{F_d}$ valor de cálculo de la carga que atraviesa el perímetro considerado para descargar en el soporte, o de la carga local.
- $\mathbf{u_o}$ perímetro accesible a la entrada de carga, igual al del contorno de la losa en su acometida al soporte o carga, excluyendo los lados paralelos a un borde libre
- $\mathbf{d}$ canto útil, el total menos el recubrimiento a la armadura longitudinal traccionada
- $\mathbf{f_{od}}$ resistencia de cálculo del hormigón a compresión por punzado, para HA25 en situación ordinaria 5 N/mm^2 (valores proporcionales para otras clases y situaciones)
- $\mathbf{u_1}$ perímetro crítico: el menor que se puede trazar a no menos de 2·**d** del contorno de la acometida de la losa al soporte o carga, considerando, si es preciso, segmentos perpendiculares al borde. Si hay huecos próximos, véase figura 3.8.
- $\mathbf{f_{vd}}$ la resistencia de cálculo del hormigón a tensión tangencial del apartado 3.4, (caso sin estribos), adoptando para $\mathbf{A_s/b_o d}$ la media geométrica, en ambas direcciones, de la sección $\mathbf{A_s}$ de armadura longitudinal traccionada en un ancho igual al del soporte o carga más hasta 3·**d** a cada lado, para $\mathbf{u_n}$ la que intersecta a dicho perímetro, y $\mathbf{b_o}$ el lado de la zona abarcada por ese perímetro.

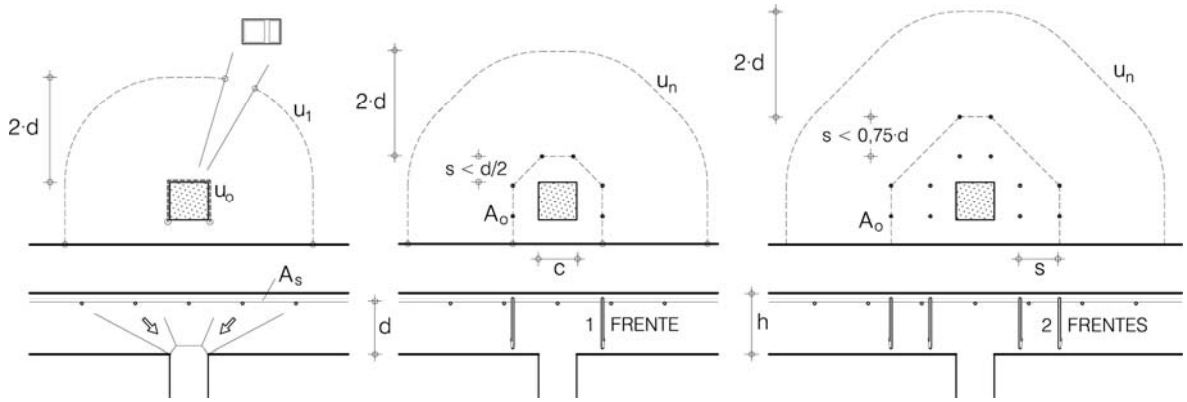

Figura 3.8 Armadura para punzado

- $\mathbf{A_o}$ sección total de las armaduras de cada frente de armado, dispuestas como se indica en la figura 3.8
- $\mathbf{f_{yd}}$ resistencia de cálculo del acero, (en situación ordinaria, truncada a 400 N/mm^2)
- **z** brazo de palanca de la losa; se puede tomar 0,9·**d**
- **s** intervalo entre soporte y frente de armado, o entre frentes sucesivos (figura 3.8)
- $\mathbf{u_n}$ perímetro exterior, el menor a no menos de 2·**d** de la envolvente convexa del frente más exterior de armadura.

3 En el apartado 6.4.2 se ofrecen variantes para el caso de soportes de acero, armadura inclinada, o proximidad de elementos de aligeramiento, como bovedillas.

3.6 Desgarro

N. del A: se usa aquí este término, en vez del de "rasante", que es el que aparece en EHE, dado que en el contexto arquitectónico, tiene otro significado completamente diferente.

1 Una sección tal como la de la unión entre alas y alma de una pieza, tiene suficiente capacidad resistente a desgarro, si el actuante, **R**, es menor que su capacidad resistente, o sea:

$$\mathbf{k} \cdot \mathbf{V}_d / \mathbf{z} \leq \mathbf{a} \cdot \mathbf{f}_{rd} \qquad [3.11]$$

donde:

- **k** fracción de desgarro (rasante) total que afecta al corte. Si el corte discurre completamente entre el cordón comprimido y el traccionado, su valor es 1. Dentro del cordón comprimido, la fracción de sección exterior al corte entre el total de ese cordón. En el traccionado, la fracción de la sección de armaduras exteriores al corte respecto a la total.
- $\mathbf{V}_d$ es el valor medio del esfuerzo cortante de cálculo en el intervalo analizado, longitud que no puede exceder de la sometida a momento flector del mismo signo y variación monótona (creciente o decreciente) del cortante.
- **a** desarrollo del corte (figura 3.9)
- $\mathbf{f}_{rd}$ resistencia a desgarro (rasante). Por compresión oblicua del hormigón se puede tomar $0{,}3 \cdot \mathbf{f}_{cd}$ en alas comprimidas, y $0{,}2 \cdot \mathbf{f}_{cd}$ para las traccionadas. Por tracción en la armadura, $\mathbf{j} \cdot \mathbf{f}_{yd}$, siendo **j** la relación de sección de armadura transversal a la sección del corte.

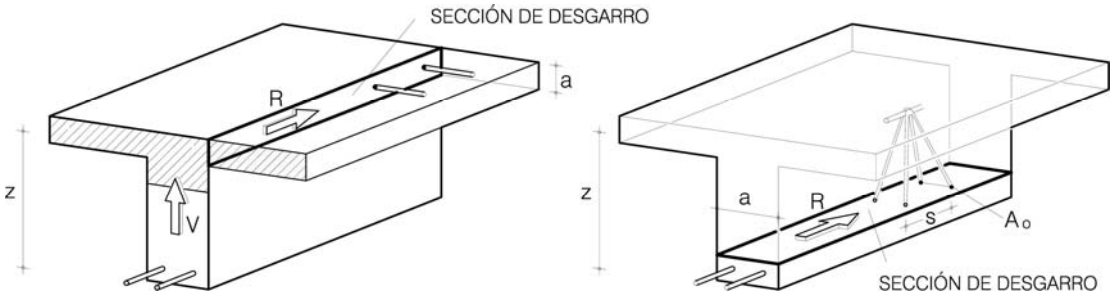

Figura 3.9 Desgarro de ala y de alma

2 Una sección sometida a tensiones tangenciales de desgarro (rasante), tal como la que se produce en la junta entre los dos hormigones diferentes de un forjado realizado con viguetas prefabricadas, tiene suficiente capacidad resistente si se cumple:

$$\mathbf{k} \cdot \mathbf{V}_d / \mathbf{z} \leq \mathbf{a} \cdot \mathbf{f}_{rd} + \mathbf{j} \cdot \mathbf{A}_o \cdot \mathbf{f}_{yd} / \mathbf{s} \qquad [3.12]$$

donde además:

- $\mathbf{V_d}$ si el corte no está atravesado por armadura, es el valor del cortante de la sección a comprobar. En otro caso se puede tomar un valor medio como se indica a propósito de [3.11].
- $\mathbf{f}_{rd}$ resistencia de cálculo a rasante en la junta. Con HA25, en casos en que no hay armadura, su valor, para superficies imbricadas, como en cola de milano, o en caso en que haya armadura, con tal que la junta sea rugosa, en situación ordinaria es 1,0 N/mm^2.
- **j** en el caso de celosías (figura 3.9) su valor es 1. Para que el resultado de la suma de [3.12] pueda superar 2,5 veces el del primer sumando, éste se debe suponer nulo, pero a cambio **j** = 1,2 pero sin que el resultado supere 4 veces ese valor.

3.7 Fisuración

1 Con objeto de evitar la degradación prematura del material, en las zonas traccionadas de hormigón armado, se debe limitar la anchura característica de la fisura a:

0,4 mm en caso de ambiente interior (Ambiente **I**)
0,3 mm en caso de hormigón visto a la intemperie o contra el terreno (Ambientes **IIb** y **IIa**)
0,2 mm en hormigón visto en la proximidad del mar (Ambiente **IIIa**)

2 En casos ordinarios, de piezas esbeltas, con armado estricto del acero B500, como ancho característico de fisura, **w**, se puede tomar:

$$\mathbf{w} = 0{,}004 \cdot \mathbf{c} + 0{,}0015 \cdot \mathbf{s} \qquad [3.13]$$

donde:

c recubrimiento a la cara de la armadura traccionada. Su valor no puede ser inferior al indicado en el apartado 2.5 (caso de nervios o viguetas), o a 10 mm más si se trata de armadura traccionada rodeada por estribos (caso de vigas). Como a efectos de fisuración es desfavorable, conviene ajustarlo lo más posible a su mínimo. Para elementos hormigonados contra el terreno, se puede tomar **c** = 20 mm.

s ancho tributario medio de cada armadura traccionada. En un nervio o viga, su ancho entre el número de armaduras. Con uno o varios redondos muy separados de otros, como ancho tributario se toma el que cubren, más 7,5·ø a cada lado del conjunto (15·ø para un redondo, 8·ø para dos, 6·ø para tres y 5·ø para cuatro), siendo ø su diámetro.

Con la armadura estrictamente necesaria por cálculo, las condiciones anteriores dan lugar a que el intervalo o ancho tributario máximo, **s**, en relación con el recubrimiento **c**, ambos en mm, sea:

Elemento	**Viga de canto**		**Viga plana**		**Losa** (1)	
Situación (ambiente)	**c**	**s**	**c**	**s**	**c**	**s**
Interior, (I)	25	150	25	250	15	∞
	30	150	30	200	20	∞
Exterior visto, (II)	30	100	30	150	20	250
	35	80	35	120	25	200
	40	60	40	100	30	200
Marino visto, (III)	40	25*	40	30*	30	100

(1) La armadura al interior de la losa se rige por el caso de viga plana

* El intervalo máximo es inferior al mínimo posible. Resulta obligado reducir la tensión del acero, disponiendo más armado que el estrictamente imprescindible por cálculo.

Con armadura holgada, el valor del ancho de fisura de [3.13] se reduce en la relación de armadura realmente dispuesta a la estrictamente necesaria por cálculo.

Con acero B400, el valor del ancho de fisura de [3.13] se reduce por el coeficiente 1,25

Con piezas no esbeltas, en las que el momento actuante (el correspondiente a la combinación casi permanente, del orden del 80% de la total), no excede al de fisuración, el ancho de fisura es menor que lo que predice [3.13], dado que el segundo sumando se puede reducir hasta el 60%; véase EHE 49.2.4

3 En el capítulo 5 se dan las condiciones particulares para piezas pretensadas de forjados.

3.8 Flecha

1 Con objeto de evitar disfunciones de todo tipo en el resto de la obra, en los edificios, de acuerdo con CTE, la flecha relativa entre dos puntos cualesquiera de la planta, no debe superar, de ordinario, 1/400 del doble de la distancia que los separa. Si los elementos secundarios, como tabiques o solados, son de gran formato o muy frágiles, el límite se reduce a 1/500. En sentido contrario, si no existen, se puede alcanzar 1/300. Es suficiente que se de esta condición en dos direcciones ortogonales.

2 Por flecha se entiende la diferencia de descenso entre dos puntos, de la misma pieza o no, teniendo en cuenta las deformaciones de arrastre de los extremos, inducidas por el resto de los elementos. Para ello es necesario, aunque no suficiente, que cada pieza tenga una deformación máxima, relativa a su luz, inferior al valor del párrafo anterior. La figura 3.10 muestra algunos casos en los que o hay importantes deformaciones de arrastre, o la flecha se produce entre puntos de piezas diferentes.

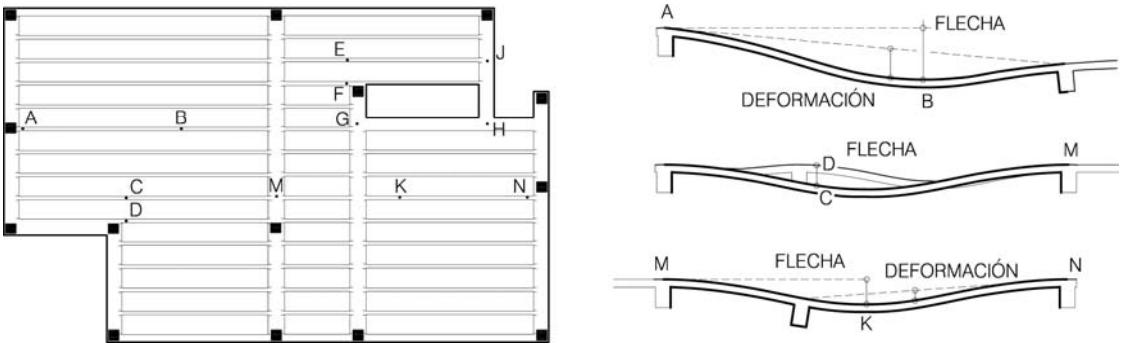

Figura 3.10 Deformación y flecha

3 Para distribuciones homogéneas, ordenadas y regulares de elementos de sustentación (muros o soportes), se puede suponer que se cumple la condición de flecha, si, en piezas con la armadura estrictamente necesaria por cálculo, en acero B500, la relación de luz a canto útil no supera el valor:

Tipo de elemento		**Relación de luz a canto útil**					
	Armado	**Fuerte**				**Débil**	
	Armadura relativa: A_s/bd	**1,5%**	**1,2%**	**1,0%**	**0,7%**	**0,5%**	**0,3%**
	Profundidad de cabeza comprimida: **y/d**	0,39	0,31	0,26	0,18	0,13	0,08
Viga,	simplemente apoyada	14	14	15	16	19	32
	continua en un extremo	18	18	19	21	24	41
	continua en ambos extremos	20	21	22	25	28	47
Losa sustentada en el contorno,	apoyada	14	14	15	16	19	32
	continua	20	21	22	25	28	47
Losas sobre soportes,	recuadro de borde	16	16	17	19	21	36
	recuadro interior	16	17	18	20	22	38
Voladizo		5,4	5,6	5,9	6,6	7,4	13

Los valores de armadura relativa corresponden a la traccionada por flexión en la sección de momento máximo en vano o de arranque en voladizo.
El ancho **b** es el del borde comprimido de dicha sección, sin superar el triple del ancho del nervio, si existe como tal.
Los valores de las losas con sustentación en el contorno (muros, vigas, o soportes a intervalos pequeños) se refieren a la luz menor, y los de losas sobre soportes, a la mayor.

Si la armadura real es superior a la estrictamente necesaria por resistencia, el valor de relación de luz a canto útil se puede multiplicar por la relación de una a otra. Si el acero es B400 el valor se puede multiplicar por 1,25

Las vigas de desvío de soporte suelen tener armado fuerte, las de descuelgue de piso, intermedio, y los elementos de un forjado plano, incluyendo las vigas, débil. Las losas con sustentación en el contorno, incluso muy débil.

4 En otro caso se debe calcular la deformación de cada elemento lineal de acuerdo con las reglas generales de EHE, para luego considerar la flecha de la planta como proceda. Si en el cómputo de la deformación se tienen en cuenta las deformaciones diferidas, se puede restar la que se haya producido antes de la implantación del elemento dañable. No existe modelo establecido para cálculo de flecha en elementos bidimensionales como losas o forjados reticulados.

3.9 Desplome

1 Con objeto de evitar disfunciones de todo tipo en el resto de la obra, de acuerdo con CTE, ante la acción de viento, el desplome total debe ser menor que 1/500 de la altura del edificio. Aunque se permite que una planta en particular aporte hasta 1/250 de su altura, lo probable es que no se pueda rebasar 1/350 si se quiere satisfacer la primera restricción. Es suficiente que se cumpla la condición de desplome en dos direcciones ortogonales.

2 En ausencia de reglas en la EHE relativas al cálculo de desplazamientos horizontales, en edificios con soportes de hormigón, como desplome para un tramo de soporte tipo interior (δ en la figura 3.5 o 3.11), suma de los términos por flexión del soporte, y el inducido por la inclinación que le produce en el extremo el giro del dintel, viga o forjado, (φ en las figuras citadas), se puede tomar el valor:

$$\delta = \mathbf{M} \cdot \mathbf{H}^2 \;/\; 6 \cdot \mathbf{E}_c \cdot \mathbf{I}_s + \mathbf{M} \cdot \mathbf{H} \cdot \mathbf{L} \;/\; 6 \cdot \mathbf{E}_c \cdot \mathbf{I}_v \qquad [\,3.14\,]$$

donde:

- **M** valor de momento en extremo del soporte, procedente de la acción de viento. Se puede considerar el valor **N·e**, siendo **e** el valor de la excentricidad, que se puede tomar, en todos los soportes, igual al producto de la oblicuidad de la acción de viento, cociente de acción horizontal a vertical, por **H**/2 (véase tabla 4.4 del DAV-SE). Tanto **N** como **M** son los procedentes de las cargas, sin afectarlas de coeficiente de seguridad alguno.
- **H** altura neta entre plantas
- $\mathbf{E}_c$ módulo de elasticidad secante del hormigón (véase apartado 2.1)
- $\mathbf{I}_s$ momento de inercia del soporte, de valor $\mathbf{a} \cdot \mathbf{c}^3/12$ siendo **a** el ancho y **c** el canto en la dirección considerada para el viento.
- **L** luz neta entre soportes en la dirección considerada (promedio si son diferentes)
- $\mathbf{I}_v$ momento de inercia del elemento de dintel entre soportes, que se supone de hormigón. Para sección rectangular de ancho **b** y altura **h**, es $\mathbf{b} \cdot \mathbf{h}^3/12$. Con vigas planas se puede tomar $2{,}5 \cdot \mathbf{b}_o \cdot \mathbf{h}^3/12$, siendo $\mathbf{b}_o$ el ancho del nervio inferior (incluyendo macizados). En la

dirección de un forjado unidireccional (figura 5.9), o con losas o forjados reticulados, el de una sección de ancho 0,2·**L**. Si la sección es nervada, para cada nervio se puede tomar 3,5·$\mathbf{b_o}$·$\mathbf{h}^3$/12.

Si el elemento de dintel es diferente a un lado y otro del soporte, se puede tomar un valor intermedio entre los de ambos.

Si los valores de δ en los distintos soportes de una misma planta resultan diferentes, se debe redistribuir la suma de momentos de viento entre todos ellos, hasta que se igualen.

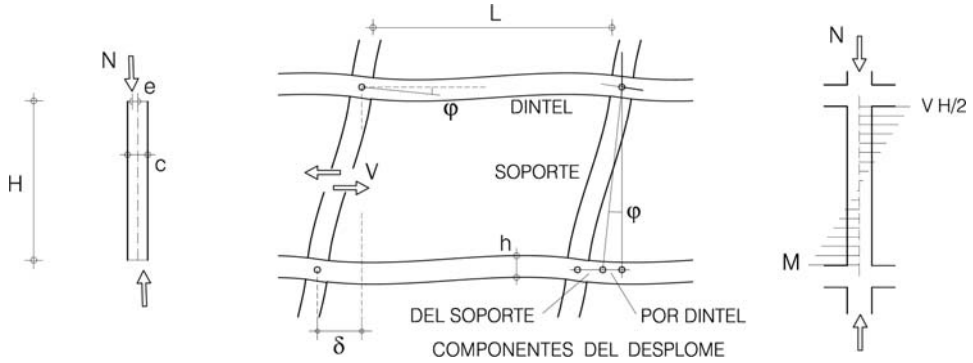

Figura 3.11 Desplome elemental de un tramo de soporte

El primer sumando de [3.14] decrece al descender de planta, ya que el término **N**/**a**·**c**, o tensión de predimensionado del soporte, puede ser muy poco variable, y lo que queda, $\mathbf{H}^2/\mathbf{c}^2$, disminuye rápidamente, por lo que es el relevante en las plantas altas. El segundo sumando se incrementa linealmente al descender de planta, por hacerlo **N**, ya que los demás términos son casi invariables, y es el relevante en las bajas de edificios altos.

3 Si el punto de momento nulo del soporte se desplaza hacia arriba (figura 4.4), lo que sucede en las plantas bajas cuando el número total de plantas es elevado y las luces grandes, la expresión [3.14] es del lado seguro. En ese caso, la reducción por giro en el dintel suele ser mayor que el aumento de desplome del soporte por su propia flexión.

4 En general, si se tienen en cuenta el resto de las reglas de este documento, el desplome es admisible. Con luces moderadas (< 5 m) y pocas plantas (< 6), la variable que gobierna el desplome es la sección del soporte. Con más plantas, y sobre todo, luz, es el canto del forjado. En edificios ordinarios, un rango de tensión máxima del soporte, **N**/**a**·**c**, y canto mínimo del forjado, **h**, para controlar el desplome, puede ser:

	Canto mínimo del forjado (m), **por desplome**								
Acción de viento	**débil** (2%)			**media**			**fuerte** (5%)		
Excentricidad	0,02 m			0,05 m			0,07 m		
Tensión (**N**/**ac**)	0,9 N/mm^2			0,8 N/mm^2			0,7 N/mm^2		
Luz	**4 m**	**6 m**	**8 m**	**4 m**	**6 m**	**8 m**	**4 m**	**6 m**	**8 m**
Nº de plantas									
4 .. 6	0,20	0,22	0,25	0,23	0,25	0,28	0,25	0,27	0,32
8 .. 10	0,24	0,26	0,30	0,26	0,28	0,32	0,27	0,30	0,35

Edificios urbanos, altura no mayor que el doble de su profundidad, carga vertical de al menos 7 kN/m^2, y altura neta entre plantas no superior a 2,8 m. Si hay soportes muy rectangulares, compensados en las dos direcciones.
El valor en % corresponde a la oblicuidad de la acción de viento, y la excentricidad, a la máxima en extremo de soportes.
Para elegir el soporte más eficaz, probablemente habrá que partir de una tensión aún menor.
El canto del forjado puede que deba ser mayor por condiciones acústicas o de flecha.
En todos los casos anotados, el coeficiente de amplificación por desplome **r** (apartado 3.3), no supera el valor 0,06

4 Soportes

4.1 Diseño y dimensionado

1 Los soportes de hormigón son especialmente adecuados en edificios en los que se rentabilice el elemento mínimo, como son los de viviendas de más de cuatro o cinco plantas, y en los que no sea factible la disposición de cruces de arriostrado.

2 En general, la mejor opción es la de disponer el mayor número de soportes posible, de forma que las luces resultantes sean lo más pequeñas y regulares que se pueda. Si la compatibilidad en cuanto a los distintos usos en altura del edificio no permite una misma solución satisfactoria para todas las plantas, no hay que despreciar la posibilidad de usar vigas de desvío (capítulo 8), para eliminar o cambiar la disposición de los soportes de unas a otras. En fachadas, medianeras, y otras zonas peculiares, se puede acudir rentablemente a una cadencia más tupida que en el resto de la planta.

3 Si se van a disponer vigas planas, es preferible, pero no forzoso, que los soportes se dispongan alineados en su dirección, y en general la solución se simplifica si se alinean en las dos. Si la solución es de forjado reticulado, para la aplicación de fórmulas y tablas, hay una cierta tolerancia local en cuanto a su coincidencia en línea, y si es losa mucha más. Los soportes que se enlacen con vigas de descuelgue, deben estar dispuestos en línea, al menos para albergar su ancho.

4 Los soportes pueden ser de sección cuadrada, rectangular, circular o alargada hasta convertirse en muros, o cualquier otra, indistintamente en cada ubicación y planta, con cualquier orientación, siendo preferible, pero no forzoso, que mantengan la planta de cada tramo dentro de la traza del tramo inferior (véase figura 8.1). No hay ningún inconveniente en que, bajo uno o varios soportes se disponga un muro, como suele ser el caso de sótanos, que de paso se puede aprovechar para otras funciones. Por fiabilidad constructiva, es deseable que el crecimiento de sección se haga con reglas simples, a caras, ejes, o vértice, aplicables a la mayor parte del desarrollo posible de cada soporte, y si es posible, con igual criterio para los dispuestos de manera análoga.

5 Como tipo de hormigón, no suele ser eficaz adoptar una clase superior a HA25. Si el tipo estructural lo permite (apartado 9.1), puede ser rentable acudir a control *indirecto* (sin probetas), en cuyo caso la sección del soporte será probablemente la mínima. Como tipo de acero, el más eficaz es el de clase 500. La sección más eficaz es la que no necesita más armado que el mínimo.

NOTA: Una repercusión de armado en torno a 50 o 100 kg/m^3 puede ser razonable. Si la repercusión resulta ser superior a 200 kg/m^3 es indicio de un diseño poco eficaz.

6 A efectos de predimensionado, en edificios domésticos, se puede partir de una sección por tramo, $\mathbf{S_{sop}}$ de valor:

$$\mathbf{S_{sop}} \approx \mathbf{S_{trib}} / 1000 \quad .. \quad \mathbf{S_{trib}} / 800 \qquad [\,4.1\,]$$

siendo $\mathbf{S_{trib}}$ la superficie tributaria total que soporta, (figura 4.1) sumando la de las plantas de todas las que hay encima. La acción de viento, o sismo, puede sugerir un valor mayor.

En el caso de soportes ubicados en fachada, medianera, o zonas más pesadas, como escalera, habrá que realizar la conversión oportuna del incremento de carga en superficie tributaria. A estos efectos, un metro lineal de fachada suele pesar, por planta, como uno de sus metros cuadrados.

En soportes, la superficie así calculada se debe traducir finalmente a una sección de lados o diámetro múltiplo de 0,05 m, con un mínimo de 0,25 m que, en caso de zonas sometidas a acción sísmica severa, convienen incrementar hasta 0,30 m. En el caso de muros de sótano o construidos mediante encofrado convencional, no conviene bajar de 0,25 m, pero con encofrado industrializado, o técnicas específicas, se puede disponer el grueso que sea constructivamente viable.

4.2 Análisis de solicitaciones

1 Los soportes están sometidos a compresión, procedente fundamentalmente de la carga gravitatoria, con alguna ligera oscilación por acción horizontal, y a momento, originado tanto por asimetría en la carga gravitatoria como por la acción horizontal, viento o sismo, que no tiene carácter físico de momento flector, y resulta preferible medirlo en excentricidad de la compresión.

2 En general, según 3.4, párrafo 5, en soportes se puede obviar el análisis y la comprobación a esfuerzo cortante.

4.2.1 Compresión debida a acción gravitatoria

1 Como compresión del soporte, con relativa independencia de la solución estructural de la planta, se puede tomar la carga que exista en su *superficie tributaria*, la que hay a mitad de distancia de los soportes inmediatos, (figura 4.1), sumando la de todas las plantas que hay por encima del tramo considerado.

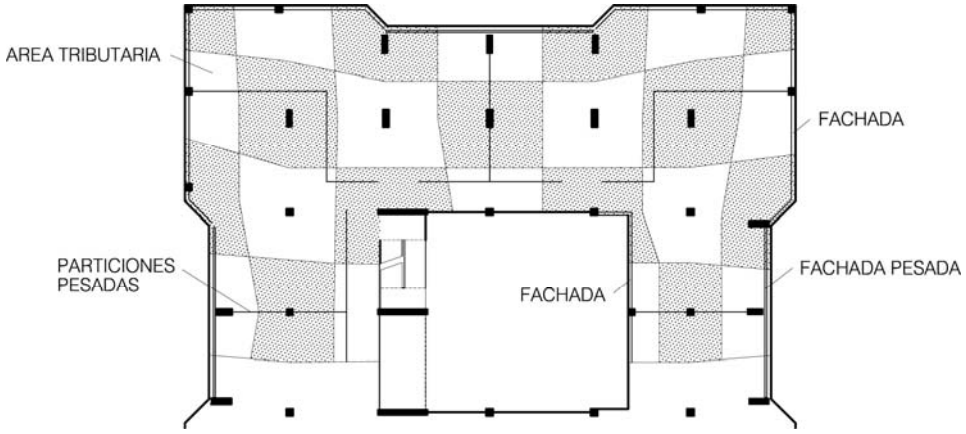

Figura 4.1 Superficie tributaria de soportes

2 De acuerdo con los criterios de CTE (SE-AE), como carga uniforme de las plantas de pisos se debe tomar la suma de peso propio de forjado, (si es de hormigón, incluyendo la repercusión, en ocasiones nada desdeñable, de partes macizas, como vigas, zunchos, y ábacos), solado, tabiquería y sobrecarga uniforme de uso.

A efectos de compresión en soportes, la sobrecarga uniforme de uso se puede reducir de acuerdo con la superficie tributaria, con el número de plantas que sustenta el tramo analizado, y, en las plantas con uso minoritario, con el coeficiente de combinación, de ordinario 0,7

Para un primer tanteo se puede partir, con forjados unidireccionales, de 7 kN/m^2 en edificios de viviendas, 8 kN/m^2 en edificios docentes y públicos, y 9 o 10 kN/m^2 en centros comerciales.

3 En el caso particular de edificios de viviendas, como compresión de soportes interiores, no afectados por escaleras o zonas comunes, se puede tomar el valor de la tabla 4.1

Tabla 4.1 Compresión en soportes interiores de edificios de viviendas(1) (kN)

Número de plantas que soporta el tramo considerado		Superficie tributaria por planta del soporte (m^2)							
		12	**16**	**20**	**25**	**30**	**36**	**42**	**50**
1		*80*	*110*	*140*	*175*	*210*	*240*	*280*	*330*
2		*170*	*230*	*280*	*350*	*410*	*490*	560	660
3		*250*	*330*	*400*	510	600	720	820	1000
4		*330*	*440*	540	680	800	950	1100	1300
5	25 x 25	*400*	540	650	850	1000	1200	1350	1600
6	30 x 30	490	650	780	1000	1200	1400	1600	1900
por cada planta más		+80	+110	+130	+150	+180	+200	+250	+300

(1) Valor característico; para obtener el valor de cálculo en situación ordinaria, se debe multiplicar por 1,4. Forjado unidireccional entre 0,28 m y 0,30 m de canto; carga total de partida: 7 kN/m^2. La cubierta, plana y de peso total similar, cuenta como una planta. Incluye el incremento por vigas y macizados ordinarios, y la reducción por superficie y número de plantas, según CTE.
NOTA: Por debajo de 450 kN (*en cursiva*), puede ser suficiente el soporte mínimo de 0,25x0,25 m. El de 0,30x0,30 m puede cubrir hasta 800 kN

4 En cada soporte se debe considerar, además, la parte de carga que le corresponda de elementos locales, tales como fachadas, cerramientos, separaciones pesadas, etc, considerando, como valor de las últimas, su incremento respecto a la tabiquería, teniendo en cuenta la posibilidad de que el elemento descargue sobre sí mismo, que hace que gravite sobre el tramo de soporte que se dispone en planta diáfana, y los efectos de arco de descarga (véase DAV-F), que tienden a enviar el peso directamente a los soportes, sin afectar a los forjados.

5 En las zonas exteriores se debe contar también con la carga adicional de solados más pesados, recrecidos, jardineras, etc. El peso del camión de bomberos tiene carácter extraordinario, lo que,

contando con la reducción de sobrecarga de uso y coeficientes de seguridad de ese caso, se puede obviar en general a efectos de cálculo de los soportes.

4.2.2 Excentricidad debida a acción gravitatoria

1 La flexión procedente de la carga gravitatoria se debe a la asimetría de la estructura a un lado y otro del soporte en la dirección considerada, y por tanto cabe esperar que se produzca en las dos direcciones al tiempo.

2 En los soportes extremos, el equilibrio de momentos se produce entre el tramo interior de dintel (viga, viguetas o paño, según el caso) por un lado, y por el otro, por la compresión del soporte superior, y, en su caso, por el producido por el cerramiento. Como momento sobre el soporte se puede tomar:

$$(\mathbf{M}_{sup} + \mathbf{M}_{inf} = \mathbf{M}_{dintel} - \mathbf{Q}\cdot\mathbf{r} - \mathbf{N}_{sup}\cdot\mathbf{t})_d \qquad [4.2]$$

con los significados de la figura 4.2 y los términos mecánicos en valor de cálculo. Como carga uniforme del dintel se puede tomar, en el caso de viga, la que tenga, y en otro caso, una fracción de la total del paño, del orden de 1/2 en el caso de losa o forjado reticulado, y 1/3 en el de forjado unidireccional.

3 El valor de momento en soporte extremo anotado en la figura 4.2 corresponde al procedente sólo de los momentos del dintel. El del soporte interior corresponde, por el mismo motivo, sólo al caso de luces iguales.

NOTA: El comportamiento del extremo del dintel oscila desde un modelo cercano al apoyo simple en planta alta, hasta el de empotramiento perfecto, que se alcanza rápidamente, unas pocas plantas más abajo. Como el momento se acaba estabilizando, y la compresión se incrementa incesantemente, el efecto de excentricidad en el soporte, por este motivo, afecta de manera sensible sólo a las plantas superiores.

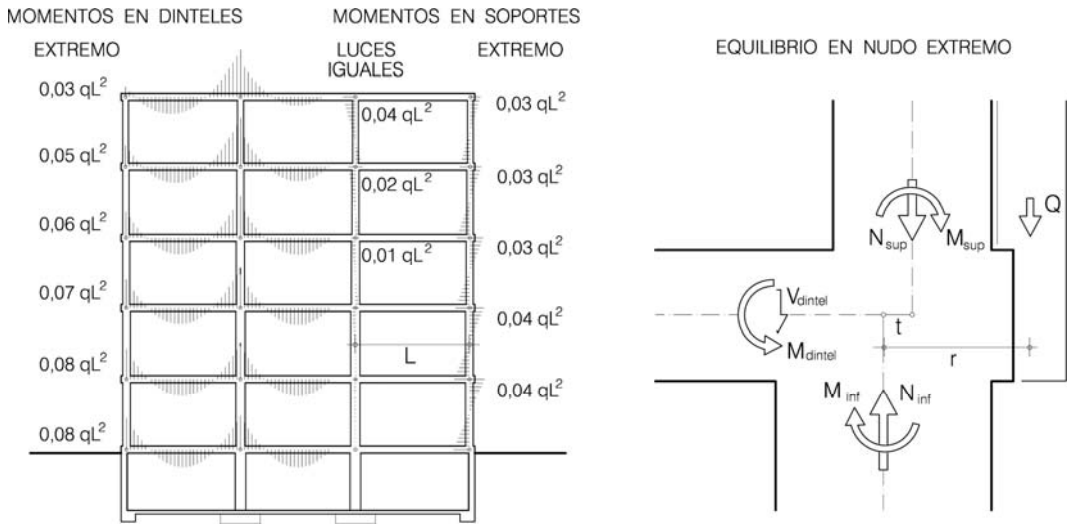

Figura 4.2 Momentos debidos a carga vertical

4 En primera aproximación, el momento del segundo término de [4.2] se puede repartir en partes iguales entre el tramo superior, si existe, y el inferior. Como excentricidad de cada tramo, en cada dirección en planta, se debe tomar:

$$\mathbf{e}_x = \mathbf{M}_x / \mathbf{N} \qquad \mathbf{e}_y = \mathbf{M}_y / \mathbf{N} \qquad [4.3]$$

5 En casos ordinarios, con una disposición regular de soportes, como excentricidad por carga de dintel en soportes extremos, se puede tomar la de la tabla 4.2

Tabla 4.2 Excentricidad de soportes de borde(1) (m)

Número de plantas que soporta el tramo considerado	Luz de la viga (m)				Luz del forjado (m)			
	4,0	5,0	6,0	7,0	4,0	5,0	6,0	7,0
1	0,04	0,08	0,11	0,17	0,02	0,03	0,04	0,06
2	0,03	0,04	0,06	0,07	0,01	0,02	0,02	0,03
3	0,02	0,04	0,06	0,06	0,01	0,01	0,02	0,02
4	0,02	0,03	0,05	0,06	-	-	0.,01	0,01
5	0,01	0,03	0,04	0,05	-	-	-	-
6	0,01	0,02	0,03	0,04	-	-	-	-

(1) Se supone que los momentos del dintel se corresponden con los de la figura 4.2, y los criterios de carga del texto, que hay un cerramiento, de peso 7 kN/m a 0,06 m de la cara del soporte, y que el tamaño del soporte engloba a uno que responde a la regla de [4.1] con variación gradualmente suave. Con forjados reticulados, los valores son intermedios entre los de viga y los de forjado.

6 En los soportes interiores, la asimetría procede de la diferencia de momentos del dintel a uno y otro lado. En las plantas superiores, la diferencia se puede suponer repartida entre las cuatro piezas que concurren en el nudo. En las plantas inferiores, con soportes más rígidos, resulta del lado de la seguridad suponerla repartida sólo entre éstos. La excentricidad se obtiene con [4.3]

En casos ordinarios, con una disposición alternada de luces no muy diferentes, como excentricidad por este motivo se puede tomar la de la tabla 4.3

Tabla 4.3 Excentricidad de soportes interiores (m)

Número de plantas que soporta el tramo considerado	Luces de vigas a un lado y otro (m)					
	4,0 5,0	4,0 6,0	4,0 7,0	5,0 6,0	5,0 7,0	6,0 7,0
1	0,04	0,06	0,08	0,04	0,08	0,04
2	0,03	0,03	0,05	0,02	0,04	0,02
3	0,02	0,02	0,03	0,01	0,02	0,01
4	0,01	0,01	0,02	-	0,01	-
5	-	-	0,01	-	-	-

4.2.3 Excentricidad debida a la acción de viento

1 La acción de viento depende del emplazamiento geográfico y del tamaño y proporciones del edificio. Su valor se define en CTE-SE-AE. Para casos habituales, véase la tabla 4.3 del DAV-SE.

2 La acción horizontal de viento en una dirección se reparte entre todos los soportes, aunque no por igual, traduciéndose, en cada tramo, en una acción transversal, de cortante, que en su altura genera momentos. El edificio se debe analizar sucesivamente con viento en dos direcciones.

3 En primera aproximación, en un edificio convexo y no muy asimétrico, la acción de viento se puede suponer repartida, en cada alineación de soportes, en proporción a la fracción de fachada tributaria, y dentro de cada alineación, en tanto que las luces sean regulares, con valor doble en los soportes interiores que en los exteriores. Sobre rasante, la componente fundamental del cortante del soporte se puede considerar proporcional a su compresión, siendo el cociente de ambas la *oblicuidad* de la acción, (figura 4.3), originando la misma excentricidad en todos los extremos de todos los soportes, de valor:

$$\mathbf{e}_w = \alpha_w \cdot \mathbf{H} / 2 \qquad [4.4]$$

siendo α_w la oblicuidad de la acción horizontal respecto a la vertical, de valor $\alpha_w = \mathbf{w}\cdot\mathbf{H} / \mathbf{p}\cdot\mathbf{B}$, donde **w** es la acción de viento (presión más succión) por unidad de superficie de fachada, **H** la altura entre plantas, **p** la carga vertical total por unidad de superficie de forjado y **B** la profundidad del edificio. En la figura 4.3 el término **F** corresponde al producto de la acción de viento por la superficie tributaria, en fachada, de cada nudo de la alineación de soportes considerada, **i** es el número de plantas por encima de la considerada, y **n** es el número de crujías.

4 En edificios ordinarios de viviendas, situados en zona urbana, con luces regulares, los resultados del análisis de acción de viento, en presencia de carga vertical, se pueden expresar, para los soportes, en términos de una excentricidad lineal, con valor nulo al centro de cada tramo, y máximos en cabeza y pie, con el valor de la tabla 4.4. Como valor de partida se puede tomar 0,04 m.

NOTA: Debido a que la excentricidad de viento es básicamente igual en todos los soportes del edificio, y éstos crecen de sección, los efectos de la acción de viento afectan más a los de plantas superiores.

Tabla 4.4 Excentricidad por viento(1) (m)

Número de plantas del edificio sobre rasante	Fondo del edificio en la dirección del viento (m)							
	8,0	**10,0**	**12,0**	**15,0**	**20,0**	**25,0**	**30,0**	**35,0**
1	0,03	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	-	-
2	0,04	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	-
3	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	0,01	0,01
4	0,07	0,05	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01
5	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01
6	0,08	0,07	0,05	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02
8	+	+	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,02
10	+	+	+	+	0,04	0,03	0,02	0,02

(1) Zona urbana, luces regulares, alturas de 3,0 m. Tabla procedente de DAV-SE. Para tener en cuenta la aplicación no centrada de la acción de viento, en los soportes de alineaciones de bordes laterales, se debe tomar un valor 1,2 veces superior. Para otra zona o emplazamiento, se pueden tomar valores proporcionales a la acción de viento.

\+ No es un edificio usual

\- Efecto despreciable

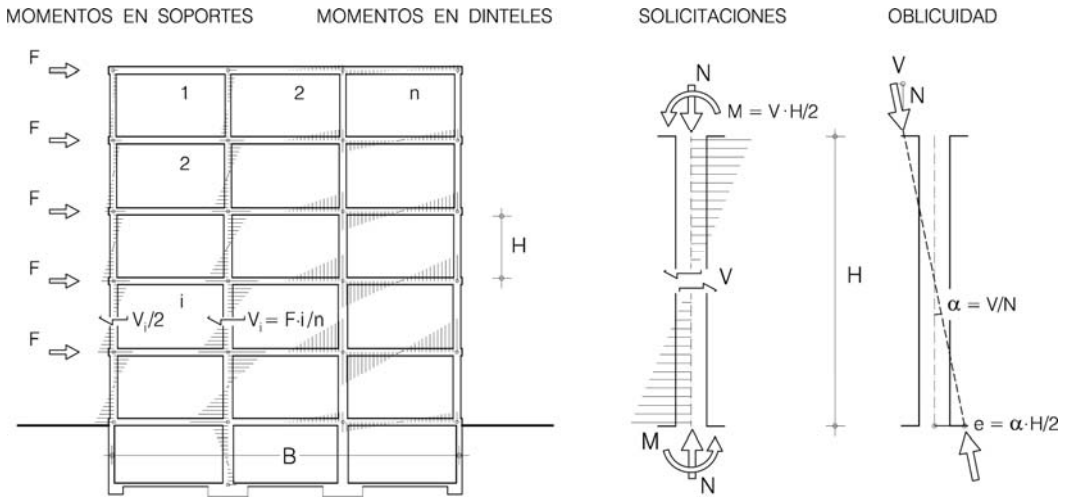

Figura 4.3 Solicitaciones de acción horizontal

5 En el caso de irregularidad de luces, como corrección, del lado seguro, basta aplicar, a la excentricidad de párrafos anteriores, un factor multiplicador igual al cociente entre la carga media de los soportes interiores de la alineación y la del soporte considerado.

6 Como ante acción horizontal hay redundancia, cuando el número de plantas es grande, puede compensar aumentar la solicitación (excentricidad) en los soportes, a cambio de reducir la de los dinteles (flexión), que, sin ese recurso, se incrementaría incesantemente al bajar de planta, saturando las posibilidades del detalle constructivo, bien por densidad de armadura, bien por anclaje. Para aprovechar esta opción puede que haya que esperar al cálculo de la estructura de las plantas. La figura 4.4 muestra el rango posible de incremento de excentricidad que cabe adoptar en soportes para estabilizar la flexión en las plantas bajas de los dinteles del edificio.

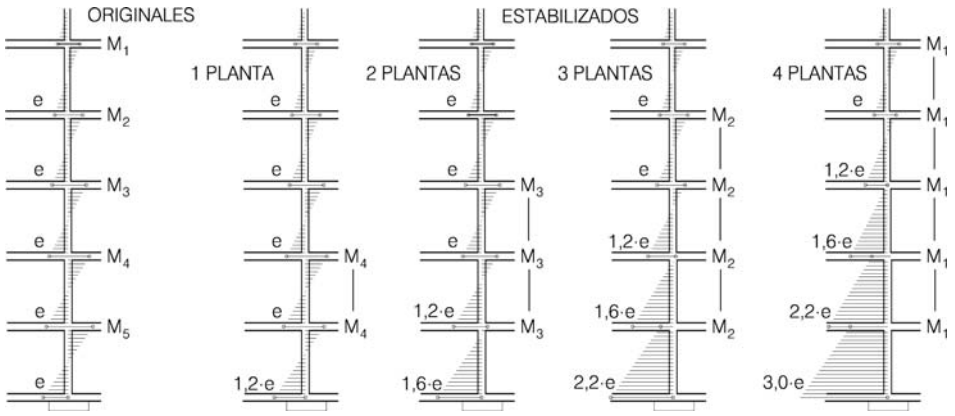

Figura 4.4 Estabilización del momento en dinteles

4.2.4 Incremento de compresión debida a acción horizontal

1 Aunque la acción horizontal sobre el edificio produce variaciones de compresión en los soportes, éstas casi se limitan a los extremos del pórtico, un incremento en el de sotavento y una reducción en el de barlovento, que, dado su pequeño valor, cuando sólo hay soportes, pueden despreciarse.

4.2.5 Excentricidad debida a la acción sísmica

1 Los efectos de la acción sísmica se rigen por las mismas pautas que la de viento, con la ventaja de que la acción sísmica se define directamente en términos de *oblicuidad* o coeficiente sísmico, (producto de la aceleración sísmica de cálculo, el factor de *espectro* y el factor de respuesta, reducido por el coeficiente de comportamiento, en general a partir de ductilidad baja; μ=2)

2 En los mismos térmicos y con las mismas cautelas que con la acción de viento, más la de que en las últimas dos plantas se debe adoptar un valor 1,2 veces superior, como excentricidad de sismo se puede tomar:

$$\mathbf{e}_s = \alpha_s \cdot \mathbf{H} / 2 \qquad [\,4.5\,]$$

donde α_s es el coeficiente sísmico, según NSCE-02; véase tabla 4.6 del DAV. Aunque los efectos de la acción sísmica en una dirección se deben combinar con el 30% de los de la otra, dada la franquicia que se indica a propósito de [3.6], en soportes de hormigón es posible en general prescindir de esa regla, y considerar sólo cada dirección por separado.

NOTA: La excentricidad por sismo puede ser significativamente superior a la de viento, pero como se comprueba con otra compresión, (reduciendo sobrecargas y con ello la carga total a cerca del 80%), y otra seguridad, (reduciendo la de materiales en 1,15 y la de acciones en 1,4), lo que da lugar a una rebaja global en torno al 50%, no tiene porqué resultar sistemáticamente peor, salvo en los aspectos derivados del anclaje.

4.3 Armado del soporte

1 A partir de los valores anteriores, como solicitaciones, que el soporte debe resistir con seguridad, se deben tomar:

Combinación (seguridad)	**gravitatoria** (1,4)	**más viento** (1,25)	**más sismo** (1,0)
Solicitaciones	$\mathbf{N}_d \quad \mathbf{e}_x \quad \mathbf{e}_y$	$\mathbf{N}_d \quad \mathbf{e}_x + \mathbf{e}_{wx} \quad \mathbf{e}_y$	$\mathbf{N'}_d \quad \mathbf{e}_x + \mathbf{e}_{sx} \quad \mathbf{e}_y + 0{,}3\cdot \mathbf{e}_{sy}$
	$\mathbf{N}_d \quad \mathbf{e}_{min}$	$\mathbf{N}_d \quad \mathbf{e}_x \quad \mathbf{e}_y + \mathbf{e}_{wy}$	$\mathbf{N'}_d \quad \mathbf{e}_x + 0{,}3\cdot \mathbf{e}_{sx} \quad \mathbf{e}_y + \mathbf{e}_{sy}$

donde:

- $\mathbf{N}_d$ compresión de cálculo del soporte, ante carga gravitatoria, procedente de valores característicos, multiplicada por el coeficiente de seguridad de la combinación
- $\mathbf{e}_x$ $\mathbf{e}_y$ excentricidad de la compresión, correspondiente a la carga gravitatoria [4.3]
- $\mathbf{e}_w$ excentricidad de la compresión correspondiente a la acción de viento en la dirección considerada [4.4]
- $\mathbf{N'}_d$ compresión de cálculo del soporte, ante acción de sismo, procedente de valores característicos, considerando una fracción de la sobrecarga de uso, en viviendas, el 30%; generalmente del orden del 80% de la total
- $\mathbf{e}_s$ excentricidad de la compresión correspondiente a la acción de sismo en la dirección considerada [4.5]
- $\mathbf{e}_{min}$ excentricidad mínima, en cualquier dirección, de valor 0,02 m, y no inferior a **h**/20, siendo **h** el lado en la dirección considerada

Puesto que todas las combinaciones tienen, en principio, excentricidad en las dos direcciones, habrá que aplicar la [3.6], con objeto de reducirlas a flexión recta, que es la que está formulada.

2 Una vez obtenidos los pares de valores **N**, **e**, de cada combinación, se puede proceder al cálculo del armado mediante las expresiones de 3.2 que correspondan al problema. La figura 4.5 ilustra cuál puede corresponder a cada tramo en situaciones ordinarias.

3 En las expresiones citadas se debe usar un valor de resistencia a compresión del hormigón que prevea un margen, dado que la biela del nudo tiene sistemáticamente una tensión mayor que la del

soporte (figura 4.6). En general, con hormigón HA25 puede ser recomendable partir de una resistencia no superior a 20 N/mm^2.

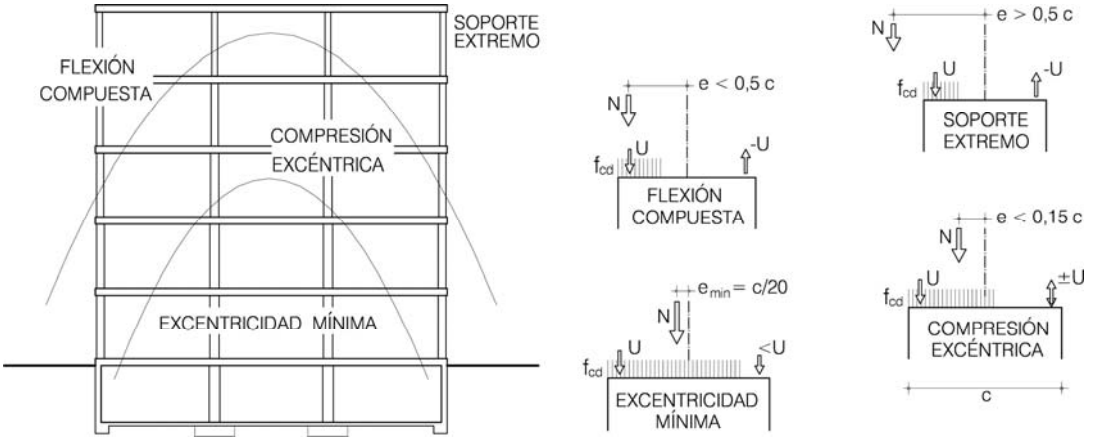

Figura 4.5 Caso probable de cada tramo de soporte

4 Además, como el grueso del dintel debe permitir, por adherencia, el cambio de tensión de la armadura al paso del nudo, si se admite que en el borde más comprimido se alcanza la totalidad de la resistencia de cálculo, (figura 4.6), hay una limitación severa para contar con armaduras traccionadas en el borde menos comprimido, sobre todo con diámetros elevados, que con los cantos de forjado habituales, sólo pueden pasar de totalmente comprimidas a parcialmente comprimidas.

NOTA: Para poder contar con tracción total, aunque el confinamiento del nudo mejorara la adherencia en un factor de 2, el grueso del forjado debería ser al menos el 70% de la longitud indicada en la tabla 2.1

Además, el grueso del soporte debe permitir el cambio de tensión de las armaduras del dintel, al paso del nudo, lo que puede exigir esperar al cálculo de esos elementos. En este caso la adherencia de las armaduras que pasen por dentro del soporte puede mejorar por pinzado. Esta condición es particularmente importante cuando haya una variación grande de tensión, sobre todo si cambia de signo, como en el caso de *inversión* por acción horizontal (figuras 5.10 y 7.29).

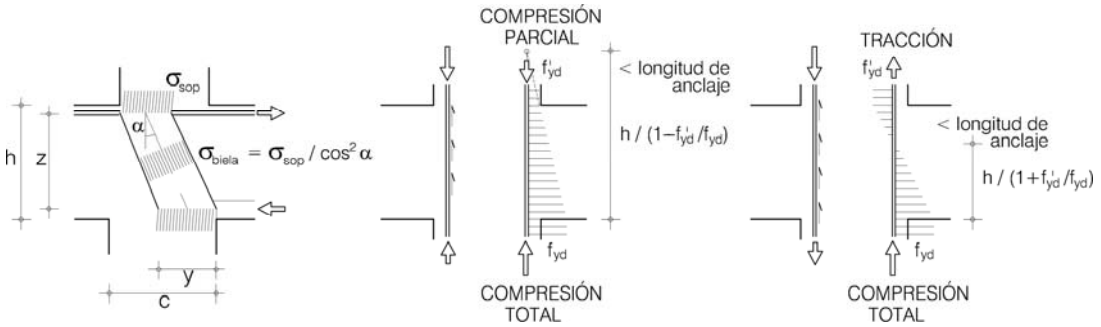

Figura 4.6 Comprobaciones de hormigón y armadura en nudo

5 La sección total de armadura no debe ser inferior al 0,4% ni superior al 4% de la sección del soporte, lo que puede sugerir o forzar la reconsideración de sus dimensiones.

6 La armadura debe estar constituida al menos por un redondo en cada esquina, de al menos ø12, y para que haya al menos una armadura cada 0,30 m de perímetro. No conviene que se dispongan a menos de 0,05 m una de otra. En general, en edificación, lo más rentable suele ser la disposición de armaduras del mismo diámetro, regularmente espaciadas en el perímetro. Para no comprometer la resistencia a incendio, conviene que en las esquinas sólo se disponga un redondo simple. La tabla 4.5 resume los casos más usuales.

7 Los soportes deben disponer de cercos, que fijen, desde dos direcciones diferentes, al menos una armadura de cada dos, y todas las que se dispongan a más de 0,15 m de otra ya fijada. El diámetro de los cercos debe ser superior a la cuarta parte del de la armadura longitudinal, y su intervalo menor de 15 veces ese diámetro y que 0,30 m. Con cercos y estribos de ø6 / 0,15 m, se pueden dar por satisfechas las condiciones citadas. La figura 4.7 muestra las disposiciones típicas.

Tabla 4.5 Capacidad a compresión de soportes de hormigón(1) (kN)

Sección (m) rectangular	**Armado**	**lado menor**					**Excentricidad** (2) (m)							**lado mayor**			
		0,25	**0,20**	**0,15**	**0,10**	**0,08**	**0,06**	**0,04**	**0,03**	**0,02**	**0,04**	**0,06**	**0,08**	**0,10**	**0,15**	**0,20**	**0,25**
0,25 x 0,25	**4 ø 12**	50	100	150	250	300	350	400	450	**500**	400	350	300	250	150	100	50
	4 ø 16	100	150	200	300	350	400	500	520	**550**	500	400	350	300	200	150	100
0,25 x 0,30	**4 ø 12**	50	100	150	250	300	400	450	500	**550**	500	450	350	300	200	150	100
	4 ø 16	100	150	200	300	350	450	550	600	**650**	600	500	400	350	250	200	150
0,25 x 0,40	**6 ø 12**	100	150	250	400	500	600	700	750	**800**	750	650	550	450	350	250	200
	6 ø 16	150	250	350	500	600	700	800	900	**1000**	850	700	600	550	400	300	250
0,25 x 0,50	**6 ø 16**	200	250	350	500	600	750	900	950	**1000**	1000	900	800	700	550	450	350
	6 ø 20	200	300	450	600	700	850	1000	1100	**1200**	1100	1050	900	800	650	500	400
0,25 x 0,60	**8 ø 16**	200	300	450	650	750	900	1100	1150	**1250**	1250	1200	1100	1000	800	650	500
	8 ø 20	250	400	550	800	900	1050	1250	1350	**1500**	1500	1350	1250	1150	900	750	600
0,25 x 0,80	**8 ø 16**	250	400	500	750	900	1100	1300	1450	**1600**	1600	1600	1500	1400	1100	950	850
	8 ø 20	300	450	600	900	1100	1300	1500	1650	**1800**	1800	1800	1700	1600	1300	1100	950
0,25 x 1,00	**8 ø 20**	350	500	650	1000	1250	1500	1800	1950	**2100**	2100	2100	2050	2000	1700	1450	1200
	8 ø 25	400	650	900	1300	1550	1800	2000	2200	**2400**	2400	2400	2350	2300	2000	1750	1500
0,30 x 0,30	**4 ø 12**	100	150	250	350	400	500	550	600	**650**	550	500	400	350	250	150	100
	4 ø 16	150	200	300	400	450	550	650	700	**750**	650	550	450	400	300	200	150
0,30 x 0,40	**6 ø 16**	200	300	450	600	650	750	900	950	**1000**	900	800	800	800	450	350	250
	6 ø 20	300	400	500	700	800	900	1000	1100	**1200**	1100	900	800	700	500	400	300
0,30 x 0,50	**6 ø 16**	300	420	520	750	850	950	1100	1200	**1300**	1200	1000	900	800	600	500	350
	6 ø 20	300	420	550	800	900	1000	1200	1300	**1400**	1350	1150	1000	900	700	600	400
0,30 x 0,60	**8 ø 16**	300	450	600	850	950	1100	1300	1400	**1500**	1500	1350	1200	1100	900	700	550
	8 ø 20	350	500	700	1000	1100	1250	1500	1600	**1700**	1700	1500	1400	1300	1000	800	650
0,30 x 0,80	**8 ø 16**	450	650	850	1200	1400	1600	1800	1950	**2100**	2100	2000	1850	1700	1500	1300	1100
	8 ø 20	600	850	1100	1400	1600	1800	2100	2250	**2400**	2400	2300	2150	2000	1700	1500	1300
0,35 x 0,35	**8 ø 16**	300	400	500	700	800	900	1000	1100	**1200**	1000	900	800	700	500	400	300
	8 ø 20	400	500	600	800	950	1100	1200	1300	**1400**	1200	1100	950	800	600	500	400
0,35 x 0,50	**8 ø 16**	350	500	650	900	1000	1150	1300	1400	**1500**	1500	1300	1200	1100	850	700	550
	8 ø 20	450	600	750	1000	1150	1300	1500	1600	**1700**	1650	1500	1350	1250	1000	850	700
0,35 x 0,70	**8 ø 20**	550	750	1000	1300	1500	1700	1900	2050	**2200**	2200	2000	1850	1700	1400	1150	900
	8 ø 25	700	950	1200	1600	1800	2000	2200	2350	**2500**	2500	2300	2150	2000	1600	1350	1100
0,40 x 0,40	**8 ø 16**	400	550	700	900	1000	1150	1300	1350	**1400**	1300	1150	1000	900	700	550	400
	8 ø 20	500	650	800	1100	1200	1300	1500	1550	**1600**	1500	1300	1200	1100	800	650	500
0,40 x 0,50	**8 ø 16**	520	700	850	1200	1300	1450	1650	1700	**1800**	1700	1500	1400	1300	1000	800	600
	8 ø 20	520	720	900	1300	1450	1600	1800	1850	**2000**	1900	1700	1600	1500	1200	950	750
0,40x 0,60	**8 ø 20**	550	750	1000	1400	1600	1800	2000	2100	**2200**	2100	2000	1850	1700	1400	1200	1000
	8 ø 25	800	1000	1200	1500	1750	2000	2200	2350	**2500**	2400	2300	2150	2000	1600	1150	1300
0,45 x 0,45	**8 ø 20**	650	800	1000	1300	1450	1600	1800	1900	**2000**	1800	1600	1450	1300	1000	800	650
	8 ø 25	800	1000	1200	1500	1700	1900	2100	2200	**2300**	2100	1900	1700	1500	1200	1000	800
0,45 x 0,60	**8 ø 20**	750	950	1200	1500	1750	2000	2300	2350	**2400**	2300	2100	1950	1800	1500	1300	1100
	8 ø 25	1000	1200	1400	1800	2000	2200	2500	2600	**2700**	2600	2500	2300	2100	1800	1550	1300
0,50 x 0,50	**8 ø 20**	800	1000	1200	1600	1750	1900	2100	2200	**2300**	2100	1900	1750	1600	1200	1000	800
	8 ø 25	1000	1200	1400	1800	2000	2200	2400	2500	**2600**	2400	2200	2000	1800	1400	1200	1000

(1) El valor anotado es el seguro, a partir de valores característicos de acciones, sin afectar de coeficiente de seguridad. Para carga gravitatoria Incluye los de la situación ordinaria, de materiales y de 1,4 para acciones. Cuando proceda de considerar acción de viento, se puede entrar con el 90% del valor. Con sismo, con el 50% de su valor.
Los valores tabulados incluyen una limitación razonable de la resistencia del hormigón para cubrir el incremento en biela, como la que sería considerar una resistencia característica del orden de 20 N/mm^2, o un forjado de canto al menos 0,25 m de grueso.
Asimismo tienen en cuenta la limitación de resistencia a tracción de la armadura debido a las posibilidades de anclaje al paso de un forjado del grueso citado.
(2) La excentricidad de 0,02 m es la mínima. Los valores hasta 0,06 m corresponden usualmente a viento. Los de 0,08 m a 0,15 m puede corresponder a soportes extremos de plantas altas. Los superiores a 0,15 m probablemente son por sismo.

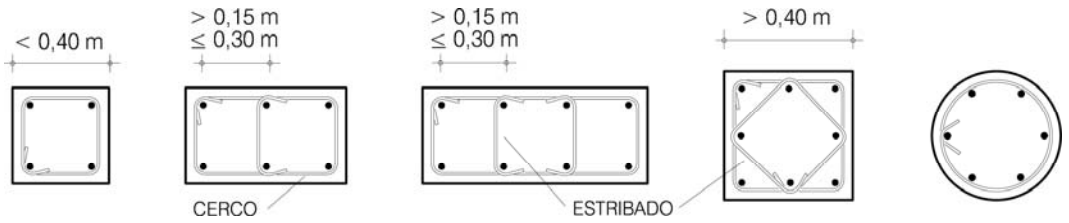

Figura 4.7 Variantes de estribado ordinario de soportes

8 Para cumplir las exigencias cuando la aceleración sísmica del emplazamiento sea superior a 0,12·g, es suficiente disponer al menos tres armaduras por cara, con un intervalo no superior a 0,20 m y cercos cada al menos 0,10 m en ambos extremos del tramo, en una amplitud igual a 2 veces el lado mayor de la sección. Para el caso de aceleración sísmica superior a 0,16·g hay reglas adicionales (véase NSCE-02).

Nota: Con sismo, el grado de sobredimensionado (coeficiente de seguridad) de los soportes debe ser superior al de las vigas y forjados.

9 Los soportes dimensionados y armados con las reglas anteriores, que garanticen un recubrimiento a los cercos de 20 mm, se puede considerar que alcanzan una resistencia a incendio equivalente a 120 minutos de ensayo normalizado, lo que cubre todos los casos correspondientes al ámbito de aplicación de este documento, en particular todos los de vivienda y garaje, cualquiera que sea el número de sus caras expuestas.

4.4 Detalles constructivos

4.4.1 Extremo inferior

1 Cuando la armadura del soporte está comprimida, y es de diámetro pequeño, inferior a ø20, desde el punto de vista mecánico de la estructura final no es necesario disponer armaduras en espera en el elemento inferior, pero como desde el constructivo evitan tener que apuntalar provisionalmente el soporte recién hormigonado, es habitual disponerlas siempre.

2 Por lo que respecta al arranque del soporte de un elemento macizo, tal como una zapata, cepo, o losa de cimentación, si, en todas las combinaciones de carga, la excentricidad es pequeña, **e** < **c**/6, todas las armaduras están siempre comprimidas. Es lo que sucede generalmente con edificios de varios pisos, cuando no hay acción sísmica, y sobre todo en sótanos. En ese caso la tensión trasferida a las esperas se puede descargar en el macizo por adherencia, (tabla 2.1), disponiendo esperas rectas. En general, dado que esa opción demanda una longitud mayor que la disponible, y, en algunos casos, como encepados de dos pilotes, es poco acorde con el equilibrio, resulta preferible transferir la tensión por testa, disponiendo, por ejemplo, una patilla hacia el lado que facilite el equilibrio, en general hacia fuera (figura 4.8), y a prudente distancia del fondo, aunque en el caso de zapatas normales, si disponen de parrilla, no hay inconveniente en que lleguen a ella.

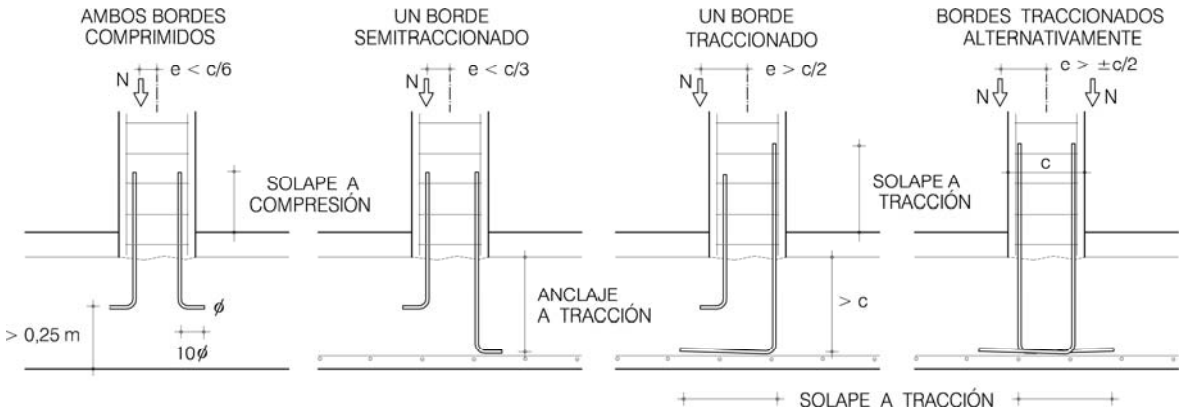

Figura 4.8 Esperas de arranque en zapatas

3 Si la excentricidad del soporte es moderada, **e** < **c**/3, como sucede en edificios de una o dos plantas, o en planta baja con viento fuerte o sismo leve, las armaduras del lado menos comprimido tienen tracción parcial. En ese caso es posible acudir a anclar las esperas por prolongación recta, si el grueso del elemento lo permite, pudiendo complementarse con el efecto beneficioso de una patilla.

4 Si la excentricidad es elevada, **e** > **c**/2, como sucede en los soportes de extremo en edificios de una planta, las armaduras del lado opuesto a la carga se encuentran en tracción total. En general, la transferencia por adherencia da de sí muy poco, dado que debe jugar contra el peso del macizo, en general pequeño, por lo que el anclaje de la espera, en prolongación recta, se debe acabar haciendo en horizontal, hacia el lado de la carga, solapando en su caso con la parrilla de fondo (figura 4.8) más allá de donde hay tracciones.

5 Si la excentricidad, elevada, puede serlo en ambos sentidos alternativamente, como sucede con sismo elevado en soportes sobre rasante, para las esperas se debe acudir a anclaje cruzado del tipo anterior. Comoquiera que eso suele suceder en ambas direcciones en planta, se debe disponer al menos ocho armaduras por soporte, como indica NSCE, para anclar en cada dirección y sentido al menos dos de ellas (figura 4.8).

6 Si el soporte arranca directamente de un muro, las esperas que se dispongan dentro de él (figura 4.9), puede que se necesiten complementar en la parte superior con latiguillos dispuestos con las reglas de los estribos, para impedir su pandeo por compresión transversal.

7 No hay inconveniente en que un soporte arranque de un forjado o losa de canto reducido, (figura 4.9), si con las reglas anteriores se comprueba que transfiere correctamente su tensión a quien puede soportarla. En general sólo suele ser viable con soportes secundarios, con poca armadura de diámetro pequeño, o cuando bajo el elemento citado hay un muro.

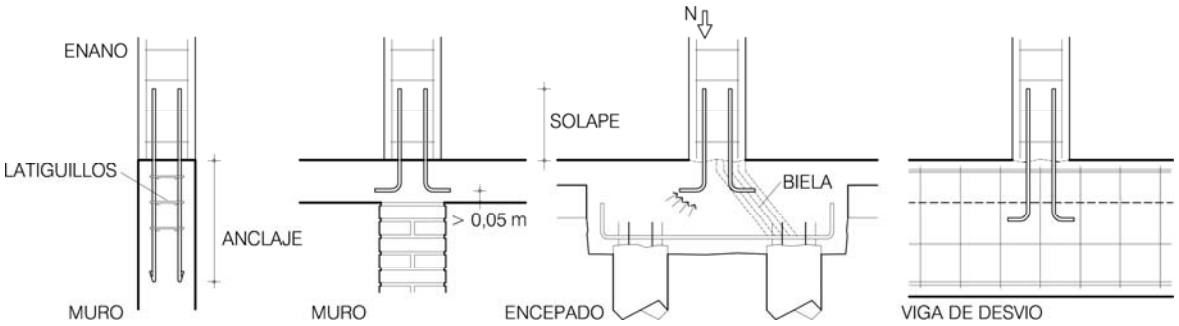

Figura 4.9 Esperas de arranque en otros elementos

8 Si el soporte arranca de un elemento a flexión, tal como una viga de desvío, o un encepado, se debe cuidar especialmente que el anclaje provea equilibrio. Si las armaduras están en compresión, para facilitar el equilibrio, la patilla se debe disponer lo antes posible, para facilitar la entrada en carga de la biela, sin comprometer el efecto de estabilización del soporte recién desencofrado.

4.4.2 Nudo intermedio

1 En general, en tramos intermedios, las esperas se disponen como prolongación de la armadura del inferior. Si las armaduras del soporte tienen tracción, hay que suponer que ésta debe pasar a las esperas por adherencia, necesitando una longitud de solape igual a la de anclaje, correspondiente a su nivel de tensión. Si es de compresión, despreciando, del lado de la seguridad, la descarga por punta, que puede ser no suficiente con diámetros elevados o peligrosa cerca del borde, no queda otra posibilidad que suponer que su tensión debe pasar a las esperas por solape. (figura 4.10)

2 La longitud de solape, a tracción o compresión, es el 70% de la indicada como básica en la tabla 2.1, para transferir una tensión igual a la resistencia de cálculo, y proporcionalmente inferior para tensiones menores, con un mínimo del tercio para tracción y dos tercios para compresión.

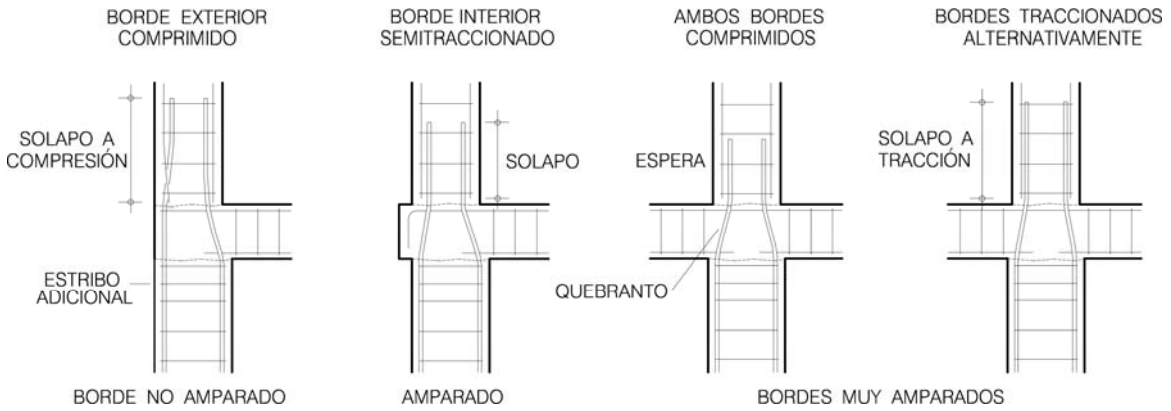

Figura 4.10 Esperas entre tramos sucesivos

3 En los bordes con armadura en tracción, y allí donde no es posible el anclaje por punta, como en el caso de borde exterior con diámetros elevados, es ineludible transferir la tensión de la armadura del soporte a la dispuesta en espera, mediante la longitud de anclaje apropiada al caso. En compresión, si el borde no está amparado, es recomendable disponer la testa de ambas hacia adentro.

4 Para garantizar que las esperas quedan dentro del soporte superior, habida cuenta de las tolerancias de ejecución, y de que el soporte superior puede tener menos sección, hay que acudir a un quebranto de la armadura, que es recomendable que venga hecho de taller o hacerlo antes de hormigonar el nudo. La operación de doblado en soporte recién hormigonado puede dañarlo.

5 Sólo en el caso de bordes en tracción total, las esperas deben ser del mismo diámetro y número que las armaduras del soporte, y disponerlas emparejadas unas con otras. En otro caso, que es lo más frecuente, no hay que adoptar precauciones especiales en cuanto a ello.

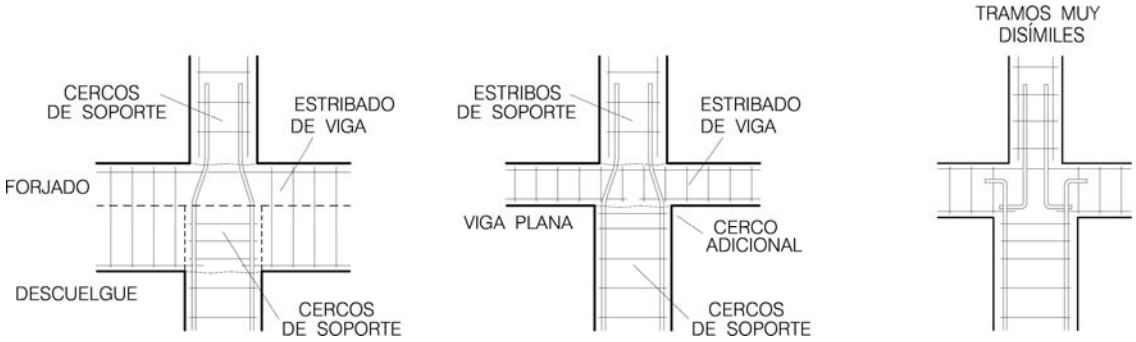

Figura 4.11 Variantes de nudos intermedios

6 El estribado de soporte se debe prolongar en el interior del nudo si quedan caras laterales exentas; en caso de vigas de descuelgue, en su descuelgue (figura 4.11). En el caso de forjado plano, lo que tiene que invadir el nudo son los estribos de vigas planas o el armado de punzado si existe.

7 Para garantizar la entrada de carga, en el extremo superior de cada tramo conviene no reducir la densidad de estribos, disponiendo si es preciso para el ajuste a la altura neta, uno adicional en cabeza.

8 En general, si los bordes están comprimidos, como sucede en la mayor parte de casos de edificios de varias plantas cuando no hay sismo, y amparados, como sucede en los soportes interiores, y no se acude a armar con diámetros elevados, el efecto de punta es predominante y el solape entre armado del soporte y armadura en espera se destina más bien sólo a proveer la estabilización del tramo recién desencofrado. En ese caso, si en obra se constata que las esperas, tal como asoman, no pueden entrar en el soporte superior, suele ser posible dejar simplemente las que buenamente entren, y prescindir del resto. Los pliegues a 90º no tienen ninguna capacidad para ninguno de los comportamientos citados.

9 Si los quebrantos para pasar de una sección a otra son complejos, violentos o exigen mucha destreza, puede ser preferible anclar las armaduras del tramo inferior como si fuera de última planta, disponiendo las esperas del superior como si se tratara de un arranque, (figura 4.11), solución que, aunque dificulte el hormigonado del nudo, es siempre preferible a la de esperas pasantes, que, por

su trazado, y la imposibilidad de contar con la transferencia por punta, empeoran el equilibrio. Este recurso es habitual en el arranque de soportes en el nivel de planta baja, dado que el replanteo de los de sótano suele ser menos fiable.

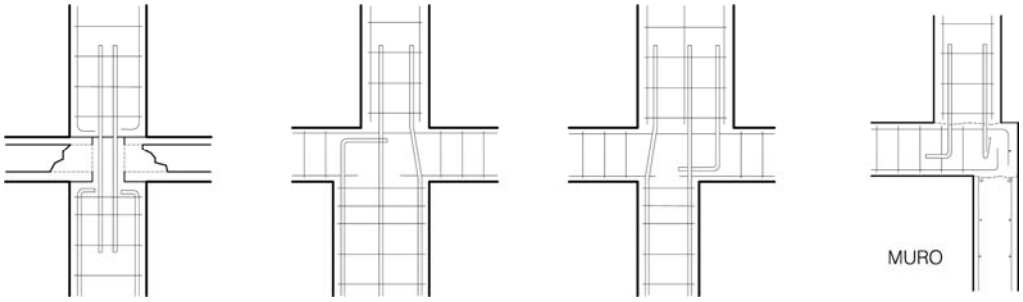

Figura 4.12 Nudos con soportes no superpuestos

10 Si la traza de un soporte sobresale mucho de la del tramo sucesivo, cabe tratar unas esperas como "cojas", de tipo remate o arranque, y las demás pasantes. Este recurso es habitual en el paso de muro de sótano a soporte, con canto en general mayor (figura 4.12), debiendo complementarse con las armaduras del forjado que dan cuenta del desvío (figura 8.1)

4.4.3 Remate superior

1 En el nudo extremo, el equilibrio impone que la tracción superior del dintel se enlace con la del borde exterior, con el oportuno solape. La armadura interior del soporte, comprimida, se puede anclar por testa, disponiendo una patilla, que, por facilidad de hormigonado, es preferible disponerla del lado interior (figura 4.13).

2 En los nudos interiores, con ambos bordes comprimidos, que es lo habitual, basta rematar las armaduras en patilla, como en el caso anterior, a prudente distancia del borde superior y preferiblemente hacia afuera.

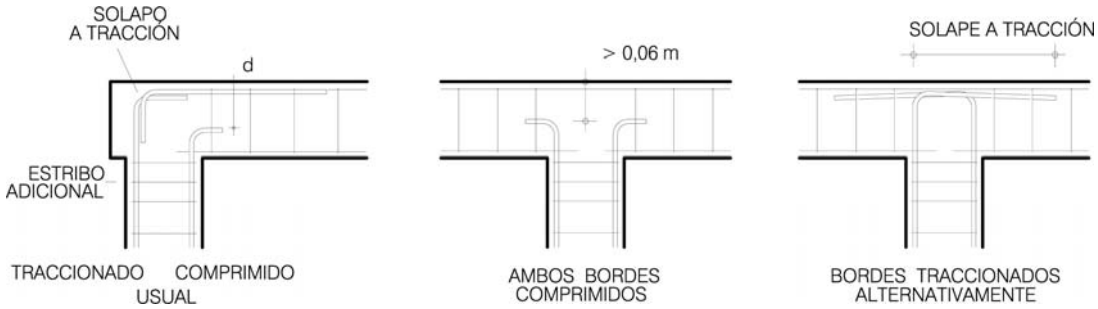

Figura 4.13 Nudo superior

3 En el caso de un borde a tracción elevada, como puede ser el caso de sismo severo, la armadura del soporte se debe prolongar hasta casi la cara superior del forjado, doblarse hacia dentro, a 90º y prolongarse para solapar, por anclaje, con la armadura del dintel con la que se equilibra. Como esto debe hacerse en los dos sentidos, y habitualmente en las dos direcciones, conviene que el soporte tenga ocho armaduras para poder anclar dos en cada dirección y sentido.

4.4.4 Tolerancias

1 En el conjunto de los de una planta, la pérdida de plomo de un soporte en particular no tiene más limitación de la que se deduzca de la interferencia con otras unidades constructivas, como por ejemplo, carpinterías o fachadas. La pérdida de plomo del conjunto, ponderando la de cada soporte en proporción a su carga, no debiera resultar superior al 1% de la altura entre plantas, en cada dirección.

5 Forjado unidireccional

5.1 Ámbito de aplicación

1 Este apartado desarrolla las soluciones de forjados constituidos por paños superficiales planos, con nervios que flectan esencialmente en una dirección y sustentados en elementos lineales, como muros o vigas, con soluciones aligeradas, como las que se muestran en la figura 5.1, de los tipos:

a) nervios hormigonados en obra: recomendable cuando se va a disponer entablado completo, ya que no se saca partido de la autoportancia que permiten las viguetas prefabricadas.

b) viguetas armadas: con una autoportancia moderada, exigiendo líneas intermedias de sopandado, típicamente cada 2,0 m. Debido a la armadura en celosía, que le permite cubrir un rango amplio de capacidad a cortante, se adecua bien a todo tipo de cargas.

c) viguetas pretensadas: tienen una autoportancia mayor, del orden de 2,5 m, pero en cambio exhibe una capacidad a cortante limitada por la forma del nervio, por lo que es sólo es rentable con cargas moderadas.

d) viguetas en doble te: consiguen una autoportancia del orden de 5 m, por lo que su campo de aplicación típica es la de forjados sanitarios, dispuestos a poca distancia del terreno, lo que imposibilita el uso de encofrado o apuntalado.

e) paneles pretensados: rentables cuando el problema es de una superficie elevada, con amplia regularidad de luces, sin las anomalías habituales en las plantas domésticas. Su coste específico, elevado, tiene como contrapartida que se elimina por completo encofrado y apuntalado.

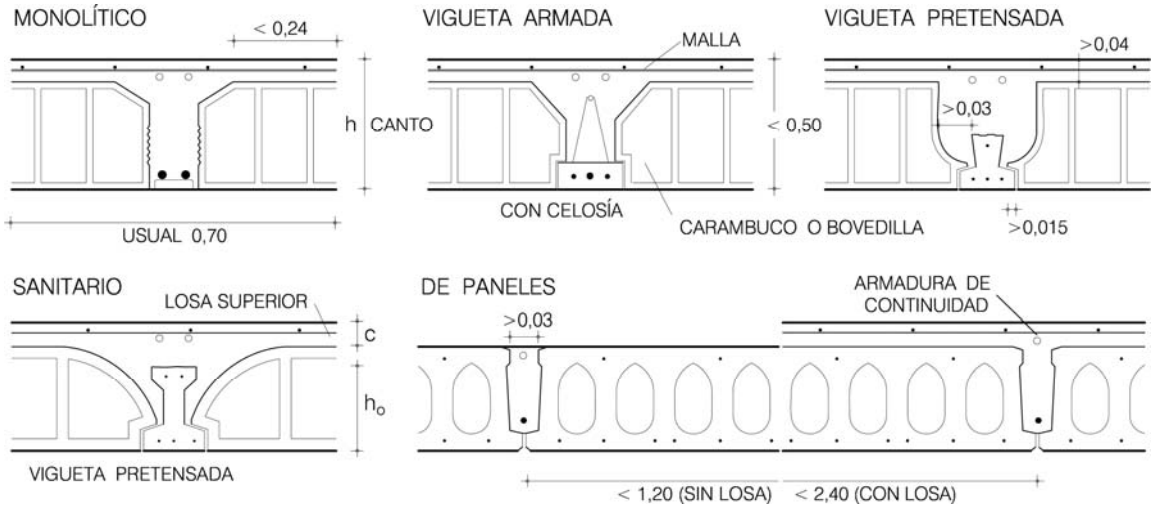

Figura 5.1 Sección tipo de forjados unidireccionales

2 Independientemente de la solución elegida, todas ellas son mezclables entre sí, y con la solución de losa maciza, aunque ésta, debido a su peso, está habitualmente restringida a zonas muy acotadas. También es posible la disposición, sistemática o puntual, de nervios con vigueta múltiple, recurso habitual cuando se necesita una resistencia a incendio elevada, y en puntos críticos caben recursos como zunchos, o cambios de altura de bovedillas, eliminación de éstas, disposición de estribos o refuerzos a cortante, etc.

3 Las condiciones geométricas de la figura 5.1 (en metros), afectan a todos los tipos. En el tipo monolítico, las paredes de la bovedilla deben llevar resaltos para evitar que se desprenda. Con viguetas de celosía se pueden ceñir al nervio. Con las pretensadas deben tener perfil abierto, para no reducir su capacidad a cortante. Con las doble Te debe permitir salvar la cabeza superior de la vigueta. La bovedilla usada en obra debe mantener el peso y la geometría supuestos en proyecto.

4 Para que la losa superior sea de 0,04 m, el árido debe tener 16 mm de tamaño máximo. Con el usual, de 20 mm, debe tener 0,05 m, y más no interesa nunca.

5 En este documento se supone que en la losa superior se dispone, corrida a lo largo de la planta, una malla de ø5 / 0,20 m de acero B500, computable a efectos resistentes. Si, para 0,05 m de grueso de losa, se dispone el mínimo, ø4 / 0,20 m, no se computa.

5.2 Bases de cálculo

5.2.1 Acciones

1 Por regla general, como acciones para el cálculo del forjado ante cargas gravitatorias, se debe tomar: peso propio, solado, carga de tabiquería, y sobrecarga de uso.

2 En relación con el peso propio, en elementos como los forjados, en los que, si se aumenta el canto, se incrementa la carga total de una manera sensible, debido a la elevada repercusión de su peso, el canto óptimo es, sistemáticamente, el menor posible que no exige sobredimensionado por flecha, independientemente de la carga que posea. La carga determina básicamente la armadura; el canto está gobernado por la luz. En los casos ordinarios, como canto se puede tomar el de la tabla 5.1

Tabla 5.1 Canto y peso de forjados usuales

Canto	**Rango de luz**(1) (m) **para el que es óptimo el canto del forjado**				**Peso** (kN/ m^2), **según nervio**(2)	
h (m)	**Aislado**	**Extremo**	**Interior**	**Voladizo**	**Armado**	**Pretensado**
0,26	4,50 .. 5,50	5,50 .. 6,50	6,00 .. 6,50	1,40 .. 2,00	2,3 .. 2,8	2,5 .. 3,0
0,28	5,00 .. 6,00	6,00 .. 7,00	6,50 .. 7,00	1,70 .. 2,00	2,4 .. 3,0	2,8 .. 3,2
0,30	5,00 .. 6,50	6,00 .. 7,00	6,50 .. 7,50	1,70 .. 2,40	2,6 .. 3,2	3,0 .. 3,4
0,32	5,50 .. 6,50	6,50 .. 7,50	7,00 .. 7,50	2,00 .. 2,40	2,9 .. 3,5	3,2 .. 3,7
0,35	6,00 .. 6,50	7,00 .. 7,50	7,00 .. 7,50	2,00 .. 2,40	3,3 .. 3,8	3,5 .. 4,1

(1) Para la definición de luz, véase el apartado 5.2.2
(2) El intervalo de peso corresponde a las soluciones desde nervio simple a nervio doble, con bovedilla cerámica o de hormigón y losa superior de 0,04 m a 0,05 m, pero se refiere al neto. El promedio del de la planta (véase 7.2.2) es mayor.

Por ruido, entre usuarios diferentes es prácticamente necesario que el forjado pese al menos 3 kN/m^2, lo que, con los tipos de la figura 5.1, no es fácil conseguir con menos de 0,28 m de canto.

3 Como tabiquería se puede tomar 1 kN/m^2 con carácter general. Si los elementos de separación rebasan 1,2 kN por m^2 de alzado, (tabicones o superior), bastará tomar una carga uniforme, repartiendo en toda la planta el peso de elementos con ese valor, más el incremento hasta su peso real, como carga local. No se debe despreciar el efecto de continuidad de separaciones pesadas hasta solera o el de arcos de descarga, que pueden hacer que su peso no sea acción para el forjado.

4 Como sobrecarga de uso se debe tomar la nominal sin reducción alguna por superficie, reducción que sí podrá afectar a los elementos portantes, muros o vigas. El valor suele cubrir los efectos de la alternancia, por lo que puede ser suficiente sólo un análisis con la carga total.

5 Como sobrecarga de uso de garaje, SE-AE ofrece dos opciones. Lo habitual es adoptar el valor uniforme de 4 kN/m^2. Si se adopta la otra opción, (una uniforme de 2 kN/m^2 más dos cargas de 10 kN a 1,80 m de distancia), se deben hacer cálculos con cada una de las posiciones posibles de dicha carga, por ejemplo como se establece en 5.3.3, bien para obtener directamente las solicitaciones, o para a través de la envolvente de solicitaciones, deducir una carga uniforme equivalente, que podrá ser diferente en cada paño. A efectos de flecha, y consiguientemente, de la determinación del canto óptimo, (apartado 3.8), la sobrecarga de uso es sólo la uniforme de 2 kN/m^2.

6 En edificios ordinarios la carga total habitualmente oscila entre 6 kN/m^2 y 9 kN/m^2. En viviendas es frecuente el valor de 7 kN/m^2. En forjados de plazas exteriores habitualmente se llega a 10 kN/m^2.

7 En los estadios iniciales, el forjado de cada planta debe sostener a las superiores a través del sistema de apuntalado. Para el sistema habitual, con no más de tres plantas sucesivas apuntaladas, debido a que la rigidez de los nervios está gobernada por el valor fisurado, no cabe esperar que una planta deba soportar, y sólo durante un periodo de tiempo reducido, más allá de dos veces su peso, por lo que estos efectos pueden ignorarse.

8 En las soluciones no apuntaladas, como las de forjado sanitario o de paneles, la comprobación se debe hacer para la combinación de los efectos, **S**, procedentes del análisis de dos fases. La primera, $\mathbf{S}_{I}$, considerando como carga la del peso propio del forjado, como sección resistente sólo la de la vigueta o panel, y cada tramo como doblemente apoyado en los extremos. La segunda, $\mathbf{S}_{II}$, con el resto de cargas, la sección resistente del forjado completo y la continuidad que se deduzca de los detalles constructivos de la situación final. Dado que cada fase tiene un canto diferente ($\mathbf{h}_o$ y **h** en la figura 5.1) la suma de los momentos o cortantes de ambas fases puede no tener sentido. Para proceder con fórmulas o tablas que se refieran al canto total, se puede proceder con una solicitación equivalente (momento o cortante) de valor $\mathbf{S}_{eq} = \mathbf{S}_{I} \cdot \mathbf{h}/\mathbf{h}_o + \mathbf{S}_{II}$

9 En general el forjado soporta además efectos procedentes de las acciones horizontales (viento y sismo) que actúan sobre el edificio, trabajando en colaboración con el resto de elementos, muros,

vigas y soportes. A efectos de cálculo a sismo en la dirección del forjado, se debe tomar ductilidad *baja* (μ = 2)

10 En plantas bajas previstas para paso de camión de bomberos, se debe considerar, aparte, como situación extraordinaria, la que incluye una carga de 20 kN/m^2 en no más de 8 m largo y 3 m de ancho en cualquier posición de la banda de 5 m de ancho reservada a estos efectos. Como en la combinación con camión de bomberos se computa sólo el 70% de la sobrecarga de uso ordinaria, y se reduce de 1,4 a 1,0 el coeficiente de seguridad de las acciones, los efectos en cuanto a acero, que reduce de 1,15 a 1,0 su propio coeficiente de seguridad, son moderados. Para luces en torno a 5 m, puede ser equivalente a una sobrecarga ordinaria de 5 kN/m^2. Los efectos que tienen que ver con el hormigón, que reduce de 1,5 a 1,0 su coeficiente, son aún menores. Pero, dado que hay que considerar una importante acción local, (véase 5.4.7), es aconsejable disponer en ese caso, de una solución tipo losa o forjado bidireccional.

5.2.2 Luces y sustentaciones

1 En general, los extremos de nervio que descansan sobre muros, o vigas que acometen directamente a soportes, se pueden tomar como puntos sustentantes o bordes de tramo.

2 Si se dispone armadura superior al paso de los elementos sustentantes, el conjunto de todos los tramos que están en prolongación se puede tratar como una viga continua, independientemente de que haya o no enfrentamiento riguroso entre nervios.

3 A efectos del análisis a flexión, las luces se miden a lo largo del desarrollo del nervio. Como luz de cálculo se puede tomar, en general, la distancia entre reacciones de elementos de sustentación. En apoyos extremos se puede tomar el centro de la entrega en el muro, y si se trata de una viga, la de los soportes que la sustentan. En apoyos intermedios, para el cálculo del forjado basta tomar como luz, la neta, a cara del muro o soportes que sustentan la viga (figura 5.2).

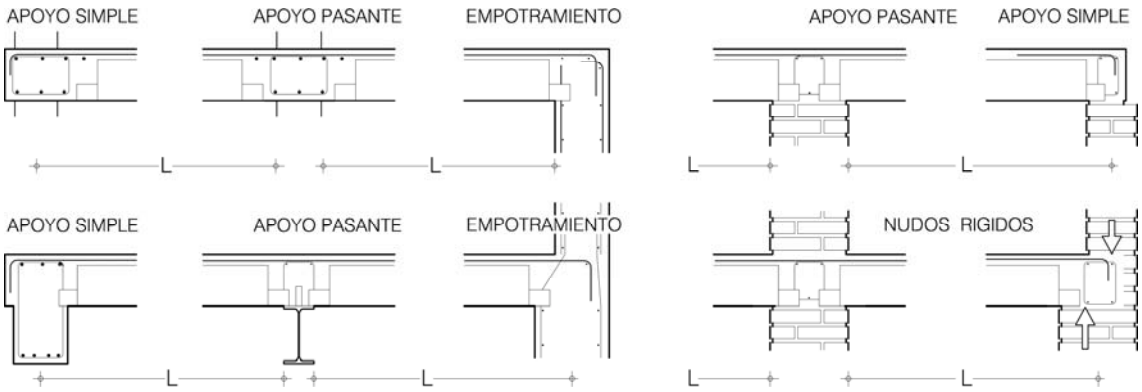

Figura 5.2 Tipo de sustentación en extremos de forjados

4 Si el forjado se sustenta en vigas o muros de última planta, el modelo es un apoyo simple o pasante, según sea un borde extremo o interior (figura 5.2). Si se sustenta en muros de hormigón, en general se puede considerar empotramiento. Si se trata de muros de fábrica, en las plantas intermedias se puede suponer nudo rígido, aportando entre ambos muros el momento que resulte del análisis de los mismos (véase DAV-F), que en el caso de nudo extremo es como el de un voladizo.

5.3 Análisis

1 Se puede proceder a un análisis de los nervios del forjado ante carga vertical, separadamente del de los demás elementos de la planta, tales como zunchos, brochales, vigas, etc, allí donde pueda suponerse que sus valores de solicitación no dependen sensiblemente del resultado del análisis de esos otros elementos, ni interaccionan fuertemente con ellos. El capítulo 7, acerca de vigas planas, contiene la información para proceder al análisis de la planta como conjunto y poner a prueba esta conjetura.

2 Las zonas inclinadas, como son los faldones de cubierta o zancas de escalera, o saltos de nivel, se pueden analizar en conjunto y en continuidad con las partes planas de forjado, usando la proyec-

ción en planta de dichas zonas, (véase el paño **d** en la figura 5.5), aunque si existe efecto de forma, es posible que se puedan obtener ventajas de un análisis espacial.

3 En los nervios isostáticos, como los simplemente apoyados, o en vuelo, los momentos máximos son inmediatos, por equilibrio:

Momento de vano simplemente apoyado $\mathbf{M}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{L}^2 / 8$ [5.1]

Momento en arranque de vuelo $\mathbf{M}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{v}^2 / 2 + \mathbf{Q}_d \cdot \mathbf{v}$

donde:

- $\mathbf{M}_d$ valor de cálculo, por metro de ancho, del momento flector
- $\mathbf{q}_d$ valor de cálculo de la carga total uniforme, por unidad de superficie de planta
- **L** luz de cálculo, véase 5.2.2
- **v** luz del vuelo
- $\mathbf{Q}_d$ el valor de cálculo de la carga puntual en el extremo, incluyendo el incremento de sobrecarga en el borde del vuelo si es balcón, para viviendas y similares, 2 kN/m

4 En general la opción más simple para el análisis de forjados con continuidad es la de considerar redistribución de momentos flectores, lo que, con los límites que tiene, se traduce en la práctica en la posibilidad de elegir arbitrariamente los valores de momento de continuidad, y permite realizar los cálculos a la inversa, partiendo como conocida, de la capacidad portante, y deduciendo la carga que sería capaz de soportar. De acuerdo con la complejidad geométrica y mecánica de la planta caben las opciones de los apartados que siguen.

5.3.1 Modelo de bandas

1 Si existe un conjunto de tramos en continuidad con la misma configuración de cargas, luces y sustentación, se puede adoptar un nervio, (o una *banda* de 1 metro), como representativo del conjunto. En ese caso, el modelo de análisis deriva en el de *cálculo plástico* de vigas continuas, (figura 5.3).

2 Como momentos de cada tramo se pueden adoptar los que se deducen de *cualquier* valor de momento de continuidad, siempre que éste supere al de los vanos adyacentes. En general la opción más sencilla es la de igualarlo con el del vano dominante, el que lo tenga mayor (corresponde a la regla de EHE-08 de máxima redistribución posible). Con carga uniforme, se puede tomar:

Tramo interior $\mathbf{M}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{L}^2 / 16$

Tramo extremo, sin vuelo $\mathbf{M}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{L}^2 / 11{,}5$ [5.2]

Tramo extremo con vuelo $\mathbf{M}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{L}^2 / 11{,}5 - \mathbf{M'}_d / 2$

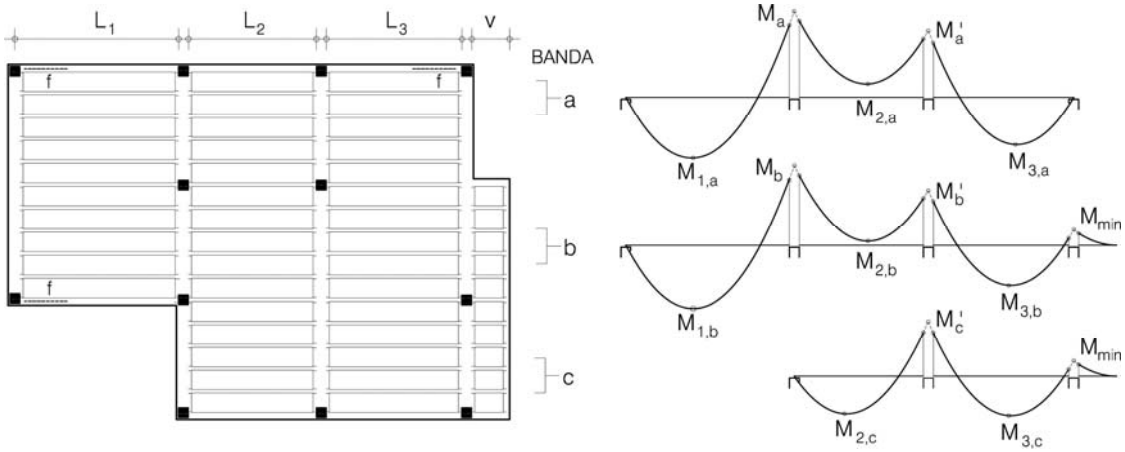

Figura 5.3 Modelo de bandas

donde además:

- $\mathbf{M'}_d$ valor de cálculo, por metro de ancho, de la solicitación a momento del voladizo, procedente de la carga *permanente*, de valor $\mathbf{M'}_d = \mathbf{p}_d \cdot \mathbf{v}^2/2 + \mathbf{F}_d \cdot \mathbf{v}$, siendo $\mathbf{p}_d$ la uniforme y $\mathbf{F}_d$ la puntual en el extremo, tal como la de un peto. Del lado de la seguridad para el tramo extremo, se puede suponer nulo.

3 Aunque en los bordes extremos el modelo sea de apoyo, cabe suponer que los nervios enfrentados o en la inmediata vecindad de un soporte estén empotrados, por lo que hay que prever variantes locales (nervios **f** en la figura 5.3).

4 Aun contando con la repetición de un mismo tipo en varias de las bandas de la planta, este sistema puede conducir a un número elevado de variantes, (en el ejemplo de la figura 5.3 se anotan 8 tipos de nervio y 5 tipos de armadura de continuidad, aunque algunos pueden ser iguales), en algunas zonas, hasta de una por cada nervio, resultando una solución poco constructiva. (En cada media planta de la figura 5.5, todos los nervios son, teóricamente, distintos).

5.3.2 Modelo de paños

1 Otra opción es la de, aun analizando por bandas, tomar las decisiones de momento de continuidad por *paños*. A estos efectos se entiende por paño el conjunto de nervios con igual carga, luz y régimen de continuidad en los extremos. La figura 5.4 muestra los del ejemplo de la anterior, destacados con una línea diagonal. Adoptando un momento de continuidad mayor que el de vano (el indicado en [5.2]), se puede conseguir que éste sea igual en todos los nervios de cada paño. Con ese recurso, se puede reducir algo el número de variantes; (con la solución de la figura 5.4 bastarían 5 tipos de nervio, y 2 tipos de armadura de continuidad).

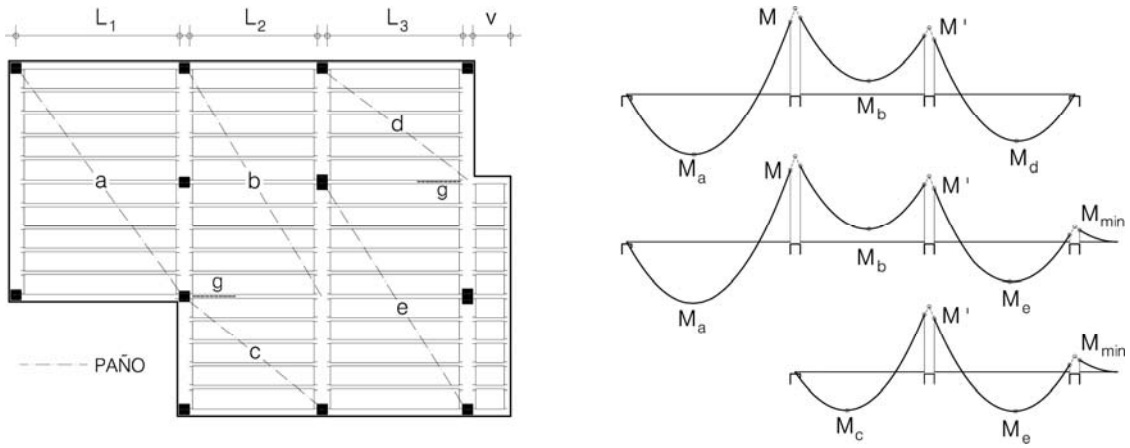

Figura 5.4 Modelo de paños

2 El procedimiento de paños admite un refinamiento. Se puede considerar paño un conjunto de nervios con igual luz y carga, pero no necesariamente con los mismos momentos de continuidad en extremos. Véase el paño **c**, de la figura 5.5. En ese caso, en términos de [5.2] se trata de un extremo con vuelo, pero para operar con paños, como momento del vuelo se debe tomar el *promedio* de los momentos de todos los nervios del paño, con vuelo y sin él; es decir, aunque cada nervio posea su propia armadura de vuelo, la de vano del tramo siguiente se toma igual.

3 Alternativamente, el cálculo con [5.2] se puede hacer no con el momento por metro de ancho, sino con el del total del ancho, **s**, del tramo, considerando la carga total en ese mismo ancho. En ese caso, como momento del vuelo en el tramo **c**, se debe tomar el *total* de los momentos de todos sus nervios en ese borde. Si se quiere el resultado en solicitaciones por unidad de longitud, el resultado del momento total del paño se divide entre su ancho. Esta variante permite además tener en cuenta el número real de nervios (en general uno más que el de intervalos), y, cuando los haya, la incidencia de nervios adicionales o cargas locales (paralelas a los nervios).

4 Debido a que a ambos lados de la frontera entre paños, allí donde cambia el tipo de continuidad (líneas **g** en la figura 5.4 y 5.5), hay diferente régimen de solicitación, puede ser conveniente un análisis local, y en cualquier caso cabe esperar que haya un salto brusco de deformación, lo que se puede traducir en flechas locales inaceptables. Para evitarlo, puede ser recomendable adoptar modelos intermedios en los aledaños de esa línea. Como criterio general, se debe proveer siempre una solución con cambios suaves.

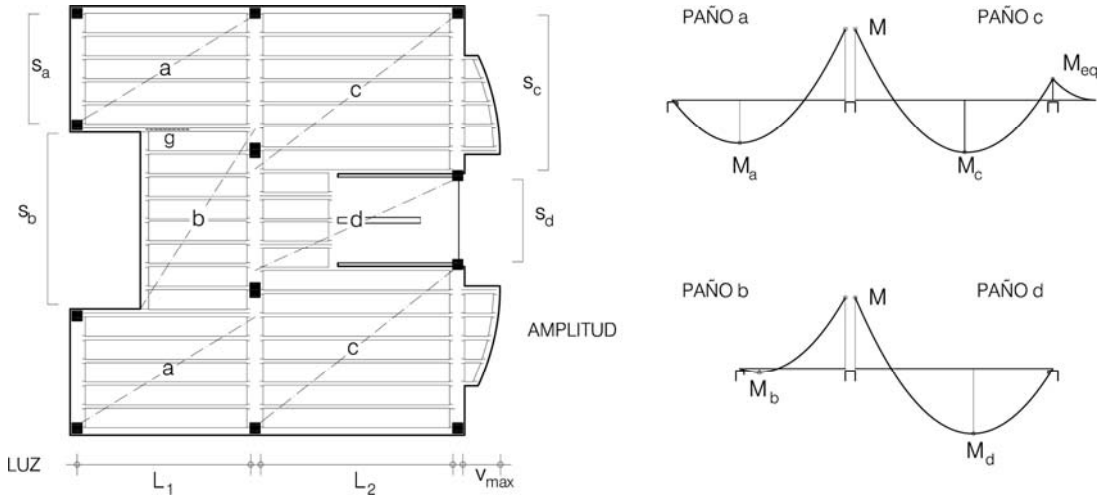

Figura 5.5 Paños con momento de continuidad variable

5.3.3 Modelo global

1 Siempre existe la posibilidad de analizar conjuntamente varios nervios, independientemente de que tengan o no la misma configuración de carga, luces o sustentación. En ese caso, el modelo, como en el de losas, es el de *líneas de rotura.*

2 Con este modelo se adopta un conjunto de cortes que pueden dar lugar a un movimiento de descenso incontrolado, y se formula el equilibrio entre las acciones y la respuesta de la capacidad resistente de los momentos de agotamiento de los cortes. El equilibrio suele ser más fácil por trabajo, suponiendo un descenso arbitrario en uno de sus puntos. Como la solución debe tener capacidad resistente ante todos los tipos posibles de cortes, el cálculo debe ir dirigido a los que resulten pésimos.

3 Dado que el resultado de cada configuración sólo suministra el valor total de capacidad entre todos los cortes, no se puede proceder a repartirla uniformemente ni entre los nervios de cada corte, ni entre todos los cortes, a menos que se confirme que ninguna otra configuración demanda más en ninguno de sus puntos. En sentido contrario, aun con disposición regular, nada obliga a un reparto uniforme de la capacidad resistente obtenida para el conjunto. En general siempre conviene disponer una capacidad ligeramente mayor en los nervios próximos a soportes.

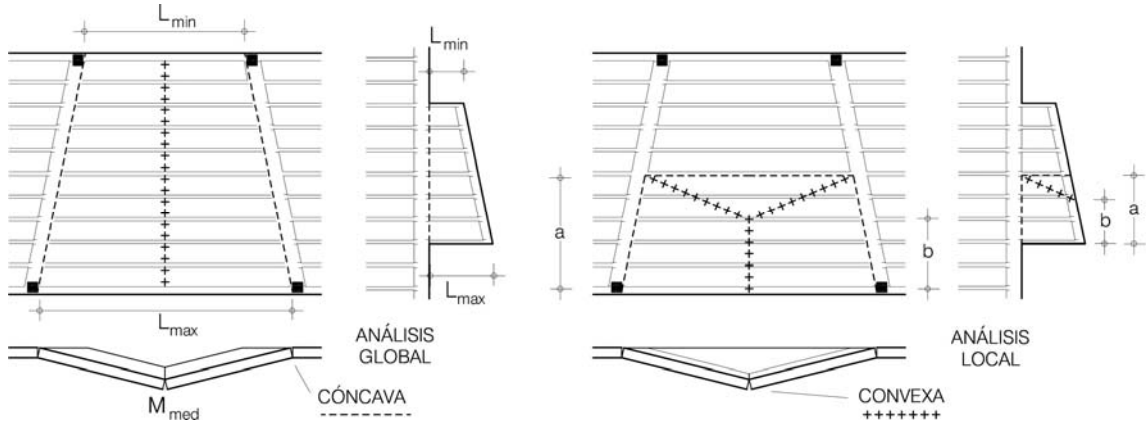

Figura 5.6 Paño con luz variable

4 La figura 5.6 muestra una configuración típica: un paño o vuelo de luz variable. Un corte global, a mitad de luz o arranque de vuelo, conduce a un valor de momento que, repartido uniformemente, sería lo mismo que suponer que en todos los nervios basta con una capacidad igual al momento promedio, el procedente de la luz media. Un corte local, tal como el que se indica en la viñeta derecha, (tras probar con todas las combinaciones posibles de las variables anotadas), suministra el valor mínimo de capacidad para los nervios más largos. A estos efectos, se puede suponer que la losa superior, de 0,05 m de grueso, armada como se ha indicado en 5.1, es capaz de soportar con seguridad un momento de 0,6 mkN/m en cualquiera de los dos signos.

5 Si el paño presenta una variación brusca de luz, como cuando hay un hueco (figura 5.7), con un corte local a ras del hueco, se obtiene una demanda similar a otro dentro del forjado, pero con una capacidad limitada a la de los nervios no interrumpidos por el hueco, inmediatos a él. La capacidad de los nervios que acometen directamente al hueco se determina por otra configuración en la que sólo intervengan ellos, (en general en función de la capacidad que tenga la pieza transversal de zuncho de borde, capacidad que se trata en el capítulo 7).

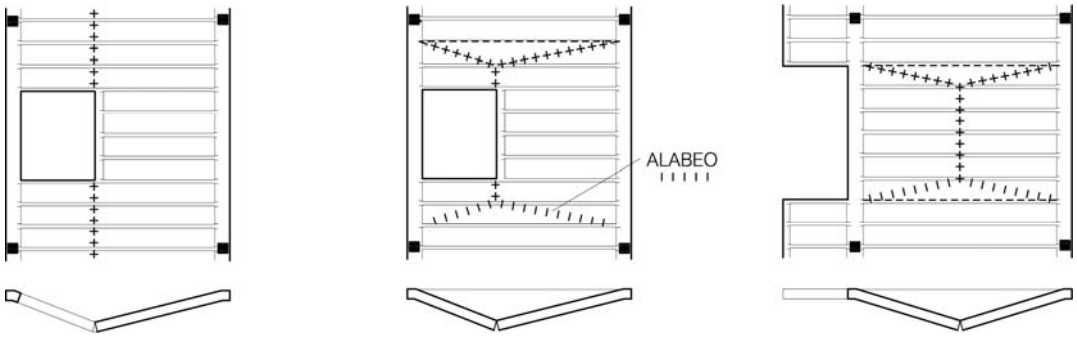

Figura 5.7 Paño con varias luces o sustentaciones

6 En la figura 5.7 aparecen otros casos que se pueden tratar como paños, o explícitamente como losas, en los que, tras un análisis global, que determina la capacidad promedio, se debe deducir, mediante otro análisis, local, la demanda puntual, para poder proceder al reparto de la primera.

7 En configuraciones como las de la figura 5.7 o 5.8, en las que, a la capacidad de los nervios, se añade la de la losa superior, se puede, del lado de la seguridad, prescindir de ésta, adoptando, para la función de cedimiento, un patrón alabeado.

8 En el caso de cargas concentradas, como por ejemplo cuando el paño sustenta un muro de fábrica, o cargas puntuales de garaje, se debe probar con configuraciones como las de la figura 5.8, considerando la parte de carga que no puede soportarse por arco en otros elementos, como las vigas.

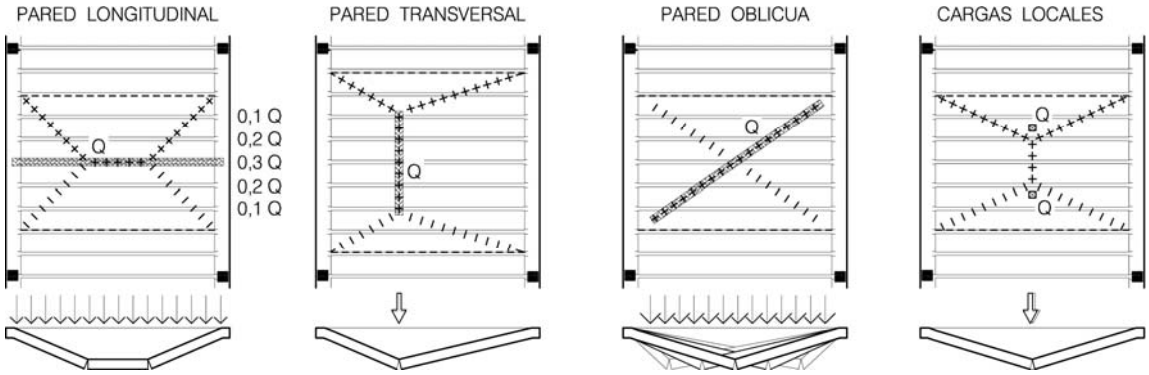

Figura 5.8 Paño con cargas locales

9 Con carga local sobre un solo nervio, este análisis conduce a que éste deba soportar del orden del 30% de la carga, y el resto se reparta gradualmente a los de ambos lados. Con carga diagonal, despreciando la capacidad de la losa, se puede deducir que, para todos los nervios cargados, puede ser suficiente el mismo suplemento de capacidad resistente.

5.3.4 Solicitaciones de acción horizontal

1 Como se ha indicado en 4.2.3, como acción de viento se puede tomar la indicada en la tabla 4.3 del DAV-SE (para mayor generalidad véase CTE-SE-AE). Si la solución estructural es porticada, la acción horizontal de viento en una dirección (se debe analizar sucesivamente en las dos), puede suponerse repartida entre todos los soportes (en cada alineación, en proporción a la fracción de fachada tributaria, y dentro de cada alineación, en tanto que las luces sean regulares, con valor doble

en los soportes interiores que en los exteriores), traduciéndose, en cada tramo de soporte, en una acción transversal, de cortante, que en su altura genera momentos (figura 4.3).

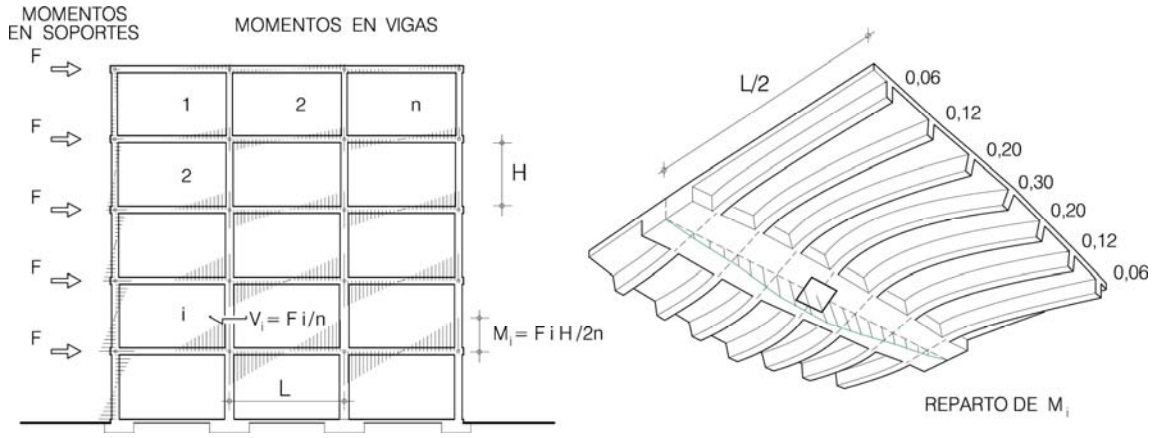

Figura 5.9 Efectos en el forjado de la acción horizontal sobre el edificio

2 Por equilibrio, los momentos en cabeza y pie de los soportes que acometen a un nudo, significan flexiones para el dintel. Como solicitación del dintel y luces relativamente regulares, se puede tomar una ley lineal, con máximos en los extremos, de valor:

$$\mathbf{M_i = F \cdot i \cdot H / 2 \cdot n} \qquad [\,5.3\,]$$

con los significados de la figura 5.9, y los términos mecánicos en valor de cálculo.

3 Cuando, en el nudo considerado, la dirección de viento coincide con la de los nervios del forjado, el momento total obtenido con [5.3] solicita directamente al nervio enfrentado con el soporte, y por arrastre de torsión de la viga (*atado torsional* como lo denomina EHE), en menor medida, en los de ambos lados. En ausencia de un cálculo más detallado, para forjados usuales, se puede suponer que $\mathbf{M_i}$ se reparte con los valores indicados en la figura 5.9.

NOTA: Aunque lo que hace la viga para involucrar los nervios no directamente enfrentados con el soporte, se denomine torsión, no tiene significado físico como tal. Al igual que la flexión, en presencia de compresiones, puede no tener ese sentido, pudiendo ser no otra cosa que compresión excéntrica, la torsión, en presencia de cortante, equivale simplemente a cortante excéntrico. Sólo si esa excentricidad excede de la dimensión del soporte, es torsión propiamente dicha

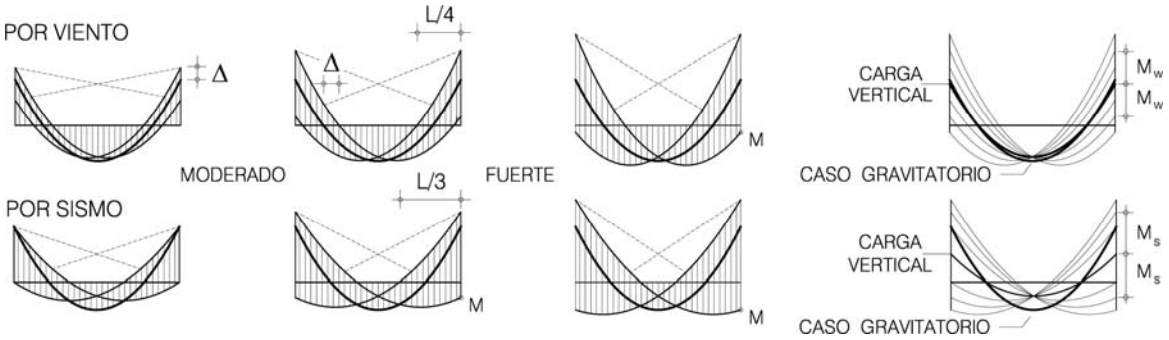

Figura 5.10 Modificación de las solicitaciones por efecto de la acción horizontal

4 Los valores de flexión por acción horizontal se superponen a los de acción vertical, dando lugar a patrones de solicitación como los indicados en la figura 5.10. Para comparar la superposición con los de sólo carga gravitatoria, en el caso de viento basta tomar el 90% de las solicitaciones de carga gravitatoria, más las procedentes de la acción de viento, adoptando los coeficientes de seguridad ordinarios. En el caso de sismo, en general es suficiente tomar el 50% de las de la carga gravitatoria, más las procedentes de considerar el coeficiente sísmico aplicado a dicha carga, adoptando como coeficientes de seguridad de las acciones, los ordinarios, pero para los materiales, los correspondientes a situación extraordinaria.

5 Debido a que las solicitaciones de acción horizontal crecen al descender de planta, los efectos de la alteración del diagrama procedente de acción vertical son más importantes en las bajas. Con edificios de pocas plantas, o en las superiores de los de muchas, los efectos de acción horizontal pueden quedar cubiertos por los de la carga gravitatoria. En otro caso, la acción horizontal de viento demanda incrementos de longitud y de sección de la armadura superior. El sismo incrementa la longitud antes que la sección, y cuando sucede esto último, se produce simultáneamente la *inversión*, (tracción inferior en el extremo), que con viento se demora más en aparecer. Dado que la carga que movilizan los nervios de forjado implicados es menor que la total del paño, se suele producir el efecto de *inversión* en nervios de forjado antes que en vigas. En la mayor parte de los casos, los efectos de acción horizontal se cubren con la disposición de armadura adicional, superior, al paso de los soportes, independientemente de dónde se encuentren los nervios más próximos.

5.4 Armado y comprobación

5.4.1 Armadura longitudinal

1 Independientemente de las solicitaciones obtenidas en el análisis, a efectos de armadura inferior, se adoptará, como momento mínimo, la mitad del momento isostático del tramo, centrado en al menos un 60% de la luz, y a efectos de armadura superior, en los extremos apoyados, un cuarto del momento de vano, en al menos un 10% de la luz. Además, en los tramos extremos con vuelo, si para el cálculo del momento de vano, se ha tomado la carga permanente, para la armadura superior sobre el arranque del vuelo se debe tomar la total. La figura 5.11 muestra estos matices.

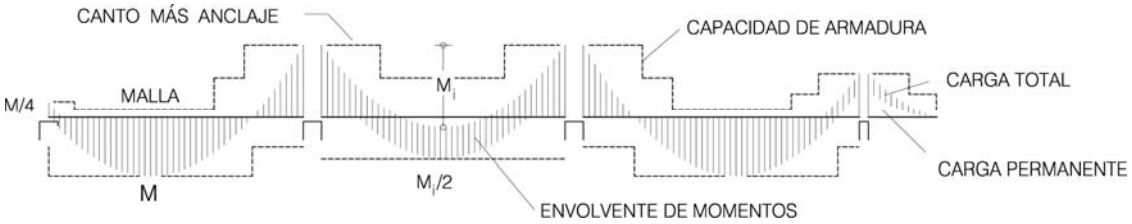

Figura 5.11 Diagrama de solicitaciones

2 Se puede asegurar que hay suficiente capacidad a flexión si se cumple la [3.1], pudiendo tomar, como brazo de palanca, **z**, el indicado en la figura 5.12

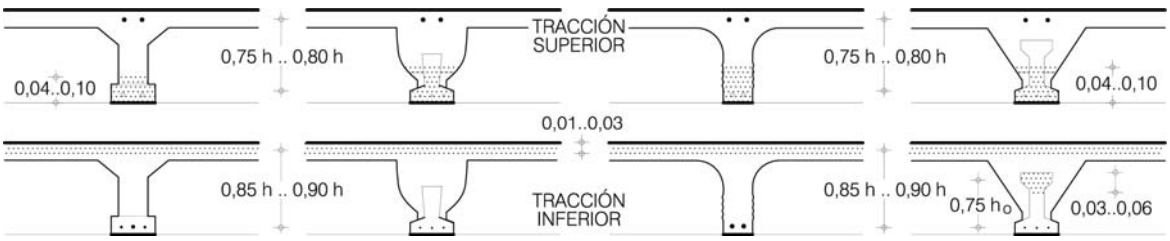

Figura 5.12 Brazo de palanca en forjados según el signo del momento flector

3 El cálculo de la armadura se determina en la sección de tracción máxima que, para la armadura inferior, es la de momento máximo, y para la superior, la indicada en la figura 5.13

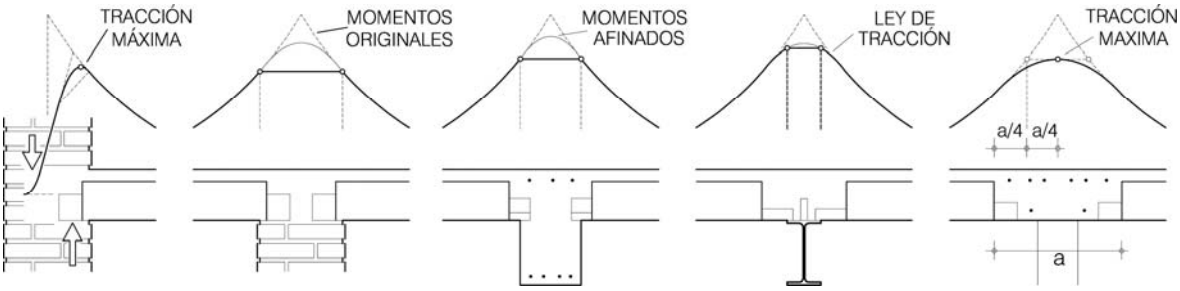

Figura 5.13 Sección de tracción máxima

4 Para evitar rotura frágil, y por armadura mínima, es suficiente disponer, como armadura superior 0,005·**b**·**h** de acero B500 (o capacidad equivalente), siendo **b** el ancho mínimo del nervio, y como armadura inferior 0,003·**b**·**h**, formada por al menos dos redondos.

5 En la tabla 5.2 aparecen valores seguros para forjados en el interior de edificios

Tabla 5.2 Momento seguro (mkN) **por nervio, para forjados en interior de edificios** (1)

Canto h (m)	**Armado superior, por nervio** (sin malla) (2)						**Armado superior, por nervio** (más malla ø5/0,20)					
	1ø10	**1ø12**	**2ø10**	**1ø16**	**2ø12**	**2ø16**	**1ø8**	**1ø10**	**1ø12**	**2ø10**	**2ø12**	**2ø16**
0,26	*4,3*	*6,8*	10,4	12,8	14,3	22,3	*7,4*	9,8	11,8	14,2	17,8	25,0
0,28	-	*7,4*	11,4	14,0	15,7	24,8	*8,0*	10,7	12,9	15,7	19,6	28,0
0,30	-	*7,7*	12,3	15,2	17,1	27,2	*8,3*	*11,4*	14,0	17,0	21,4	30,9
0,32	-	*8,0*	*13,0*	16,5	18,6	29,8	*8,6*	*11,6*	15,2	18,4	23,3	33,8
0,35	-	*8,7*	*13,8*	18,3	20,6	33,4	*8,7*	*12,3*	16,8	20,5	26,0	38,2
	Armado inferior, por nervio (4)						**Armado inferior, por nervio** (5) (con 2ø6 +)					
(3)	**2ø8**	**2ø10**	**ø10ø12**	**2ø12**	**ø12ø16**	**2ø16**	**+ø8**	**+ø10**	**+ø12**	**+2ø10**	**+ø16**	**+2ø12**
0,26	7,2	11,1	13,5	15,9	21,6	27,4	7,6	9,6	12,0	15,0	17,8	19,7
0,28	7,9	12,1	14,7	17,3	23,5	29,9	8,3	10,4	13,0	16,3	19,4	21,4
0,30	8,5	13,0	15,9	18,7	25,5	32,4	8,9	11,2	14,1	17,6	21,0	23,1
0,32	9,1	14,0	17,0	20,1	27,4	34,9	9,6	12,1	15,1	18,9	22,6	26,6
0,35	-	15,5	17,6	22,2	28,4	38,6	10,6	13,3	16,7	20,9	25,0	27,5
	Armado inferior, por vigueta T pretensada (7)						**Armado inferior, por vigueta I de sanitario** (8)					
(6)	**2 ø 4**	**3 ø 4**	**4 ø 4**	**3 ø 5**	**4 ø 5**	**5 ø 5**	**3 ø 4**	**4 ø 4**	**3 ø 5**	**4 ø 5**	**5 ø 5**	**6 ø 5**
0,26	7,1	9,9	12,5	14,5	18,4	22,1	8,3	11,1	12,8	17,0	20,7	24,6
0,28	7,5	10,8	13,7	15,8	20,0	24,1	9,0	12,0	13,9	18,4	22,6	26,7
0,30	8,5	11,7	14,8	17,1	22,0	26,2	9,7	12,9	15,0	19,9	24,3	28,9
0,32	-	12,6	16,5	18,8	23,7	28,2	10,4	13,8	16,1	21,3	26,3	31,1
0,35	-	14,0	17,7	20,4	25,9	31,3	11,1	15,2	17,7	23,5	28,9	34,3

(1) El valor incluye los coeficientes de seguridad ordinarios de materiales, y 1,4 de acciones en situación ordinaria.
Hormigón HA25 incluso con control indirecto (sin probetas) o HP40 en elementos pretensados.
(2) O con malla de ø4/0,20 que no cuenta como resistente.
Para soluciones intermedias, como ø10+ø12, se puede tomar la semisuma de los valores correspondientes a 2ø10 y 2ø12.
(3) Acero B500. Recubrimiento 20 mm.
(4) Nervio monolítico.
(5) Vigueta armada con celosía.
(6) Acero con resistencia de 1500 N/mm^2; para otros valores, el resultado varía proporcionalmente. Recubrimiento 15 mm.
(7) Con 1ø a no más de 0,09 m por encima. No más de 3ø en línea; los demás en una capa a 10 mm al interior.
(8) No más de 4ø en línea, los demás en una capa a 10 mm al interior. Los valores se deben comparar con el momento equivalente $\mathbf{M_{eq} = M_I \cdot h/h_o + M_{II}}$ procedente del cálculo por fases.
\- No cumple armadura mínima.
Los valores en cursiva incluyen la reducción, por fragilidad, variable entre 1,0 y 0,8 según que la armadura suponga desde 0,005 a 0,003 de la sección del nervio.

6 La longitud de las armaduras inferiores de las viguetas armadas, y de las superiores en cualquier caso, debe cubrir el diagrama de momentos supuesto, considerando como prolongación suficiente la de un canto más la longitud de anclaje (tabla 2.1). Si se ha partido de criterios de igualación como los establecidos en 5.4.1, para acción vertical basta disponer, en la armadura superior, las longitudes que indica la figura 5.14, referidas, cuando hay dos armaduras del mismo diámetro, a cada una de ellas.

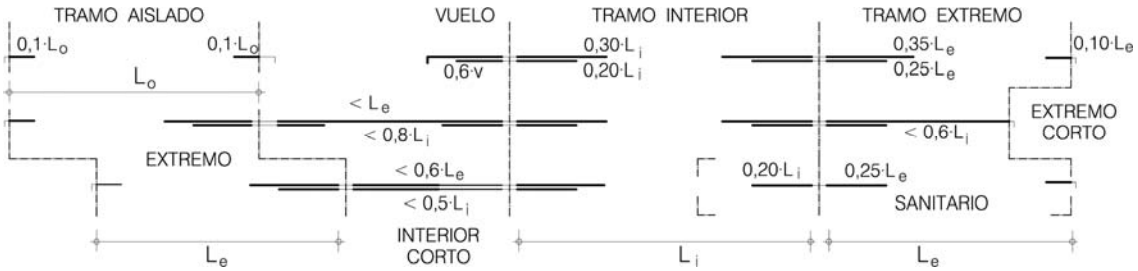

Figura 5.14 Despiece de armadura longitudinal superior

5.4.2 Capacidad a cortante

1 Se puede asegurar que hay suficiente capacidad a cortante si se cumple [3.8], a no menos de un canto útil, **d**, del final del aligeramiento (véase figura 5.15), en todos los cortes horizontales posibles.

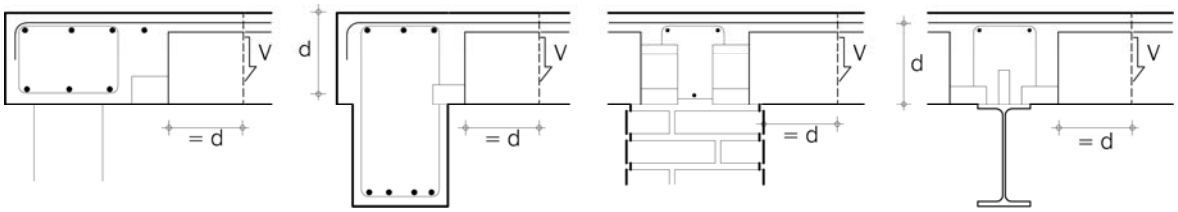

Figura 5.15 Sección para comprobación de esfuerzo cortante

2 Según el tipo de nervio, (véase figura 5.16), las comprobaciones son:

- Con nervios monolíticos, se comprueba como hormigón en masa, tomando como ancho $\mathbf{b}_m$ y como resistencia de hormigón la del vertido en obra, dado en 3.4 (valor sin estribos).
- Con nervios armados con estribos, para el primer sumando se toma $\mathbf{b}_n$ con la resistencia del hormigón de obra, y para el segundo sumando, los términos de los estribos.
- Con vigueta en celosía, se comprueba como hormigón en masa, con $\mathbf{b}_m$ los cortes hasta 0,02 m por debajo del redondo superior de la celosía y en los demás, con $\mathbf{b}_n$ como nervio con estribos, tomando la sección de ambas ramas, multiplicadas por el factor 1,4. Como existen las dos diagonales, no es de aplicación la regla de intervalo máximo entre estribos.
- Con vigueta pretensada, se comprueba como hormigón en masa, con el ancho total, $\mathbf{b}_m$ y, por separado, el ancho de la vigueta, $\mathbf{b}_p$, suponiendo que esa sección tiene suficiente precompresión, y poco momento, y por tanto, sin fisurar, pudiendo considerar, como resistencia a tensión tangencial, la de tracción, cuyo valor de cálculo, para HP40, es 1,6 N/mm^2
- Si se trata de un forjado sin apuntalar, como el sanitario o con paneles, la comprobación de $\mathbf{b}_p$ se hace por fases, y el de $\mathbf{b}_m$ sólo con la segunda fase.

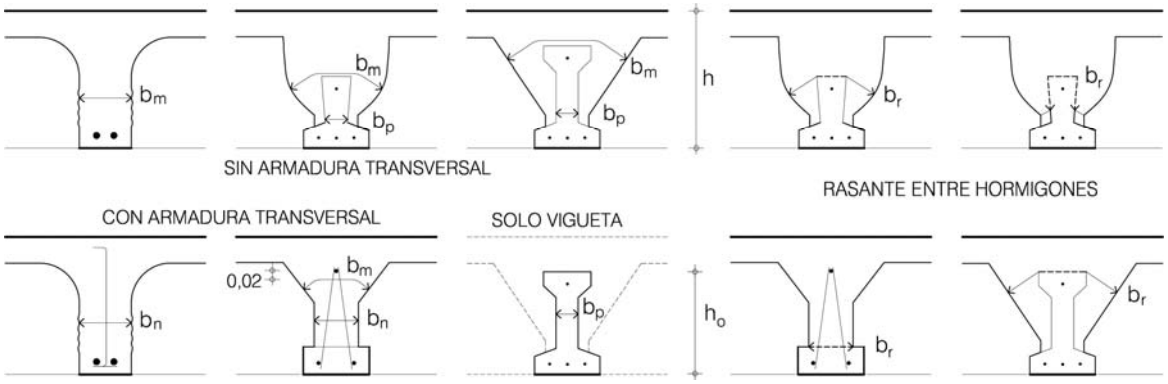

Figura 5.16 Cortes críticos a tensión tangencial

3 La comprobación de compresión oblicua, a ras del aligeramiento, se cumple automáticamente en los forjados sin armadura transversal si se cumple a tracción, y en los de celosía, cuando, en esa comprobación, el segundo sumando no supere en cinco veces al primero.

4 En un forjado de viguetas, se puede asegurar que existe suficiente capacidad a desgarro entre hormigones si la vigueta es de celosía (corte $\mathbf{b}_r$ en la figura 5.16). En las pretensadas se debe comprobar el ancho $\mathbf{b}_r$ con la [3.11], suponiendo hormigón en masa. En el caso de viguetas de forjado sanitario, la comprobación afecta sólo a la segunda fase.

5 La tabla 5.3 ofrece valores seguros para casos habituales.

NOTA: Con sismo, el sobredimensionado (coeficiente de seguridad) a esfuerzo cortante debe ser superior al de momento flector.

Tabla 5.3 Esfuerzo cortante seguro (kN) **por nervio, para forjados** (1)

Canto h(m)	Cortes de hormigón en masa, ancho b_m (m)								Nervio con estribos (2)			
	HA (sin probetas)				HA25 (con probetas)				Ancho b_n, (m), estribo 1 ø6/0,15			
	0,10	0,12	0,15	0,20	0,10	0,12	0,15	0,20	0,10	0,12	0,15	0,20
0,26	9	11	14	19	11	13	17	22	20	21	23	27
0,28	10	12	15	20	12	14	18	24	21	23	25	29
0,30	11	13	16	21	13	15	19	25	23	25	28	32
0,32	11	13	17	22	13	16	20	26	25	27	29	34
0,35	12	14	18	24	14	17	21	28	27	29	32	37

	Vigueta de celosía,(2) ancho b_n (m)						Vigueta pretensada (3)					
	Celosía 2r ø4 / 0,20			Celosía 2r ø5 / 0,20			Ancho b_p (m)			Ancho b_r (m)		
	0,10	0,12	0,15	0,10	0,12	0,15	0,04	0,05	0,06	0,10	0,12	0,15
0,26	19	20	23	25	27	29	10	13	15	15	18	22
0,28	21	22	25	28	29	32	11	14	16	16	20	24
0,30	22	24	27	30	32	34	12	15	18	18	21	27
0,32	24	26	29	32	34	37	13	16	20	19	23	29
0,35	26	28	31	35	37	40	14	18	22	21	25	32

(1) El valor incluye los coeficientes de seguridad ordinarios de materiales, y 1,4 de acciones en situación ordinaria.
(2) Hormigón HA25 incluso con control indirecto (sin probetas); acero B500.
(3) Hormigón HP40, hormigón de obra HA25. Con un análisis detallado del grado de precompresión y de las tensiones de flexión de la pieza, se pueden obtener valores más elevados de capacidad en el ancho b_p

5.4.3 Incendio

1 De acuerdo con el método refinado de CTE (denominado de la isoterma 500), para el análisis y la comprobación de la resistencia a incendio, se pueden seguir las siguientes reglas.

a) Las acciones son la suma de la carga permanente más una fracción de entre el 50% y el 70% de la sobrecarga de uso, según el edificio sea doméstico o público, aproximadamente el 85% de la total. Dado que se usa 1,0 como seguridad de las acciones, la carga de cálculo resulta del orden del 60% de la ordinaria.

b) La agresión térmica del incendio, reduce la resistencia del acero. Para el que se disponga con un recubrimiento de 15 mm en pretensado, o 20 mm en armado, puede usarse el coeficiente:

	Coeficiente de reducción de la resistencia del acero de armar								
	Forjado visto					Revestido con 10 mm de yeso			
Tipo de acero	**R30**	**R60**	**R90**	**R120**	**R180**	**R60**	**R90**	**R120**	**R180**
de pretensar	0,46	0,16	0,10	0,07	0,04	0,39	0,20	0,10	0,09
de armar	1,00	0,78	0,65	0,40	0,20	1,00	0,89	0,62	0,47

que, de acuerdo con la ganancia de seguridad del acero, (apartado 2.3), supone 1,15 veces más en la capacidad a momento de cálculo en vano, procedente de esas armaduras. El acero dispuesto más al interior de la sección, mantiene su resistencia. De acuerdo con la baja de la carga de cálculo, un tramo apoyado soporta el incendio si la capacidad reducida es superior al 60% de la inicial.

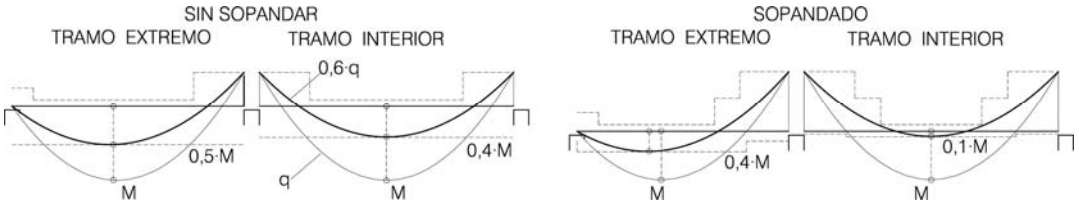

Figura 5.17 Fracción de momento de vano que permite soportar la acción de incendio

2 Con forjado plano, la agresión térmica del incendio equivale a prescindir hasta de 0,05 m de hormigón del borde inferior cuando se exige R180, reduciendo el brazo de palanca a cerca del 90%, lo que, contando con la ganancia de resistencia de cálculo del acero (apartado 2.3), permite mantener prácticamente intacta la capacidad de cálculo ante momentos de continuidad. Con tramos continuos, las capacidades reducidas a momentos de vano y de continuidad deben pues cubrir un momento isostático de valor 60% del original. La figura 5.17 indica qué porcentaje de capacidad reducida de vano debe quedar en caso de incendio, si la de continuidad se mantiene sin alteración. La tabla 5.4 refleja los resultados en casos habituales.

Tabla 5.4 Resistencia a incendio de forjados

Tipo de forjado	Tipo de tramo	Aislado	De paneles, sanitario Extremo	De paneles, sanitario Interior	Monolítico, de viguetas Extremo	Monolítico, de viguetas Interior
Pretensado	Visto	R 30	R 30	R 30	R 90	R 120
	10 mm de yeso	*R 90*	R 90	R 120	R 90	R 120
Armado	Visto	*R 90*	R 90	R 120	R 180	R 180
	10 mm de yeso	*R 120*	R 120	R 180	R 180	R 180

Los valores en cursiva se corresponden con los que CTE ofrece en el método simplificado de tablas, de R 90 si la distancia al eje es de 25 mm (en pretensado, 15 mm de recubrimiento más 10 mm de yeso, en armado 20 mm de recubrimiento y 5 mm de medio diámetro), y de R 120 si es 35 mm (contando en el armado 10 mm más por yeso), que son los que hay como mínimo, sea cual sea el tipo de tramo. Los valores de R 180 sólo si se puede garantizar que las bovedillas no se desprenden.

3 En los casos en que no se alcance la resistencia a incendio prevista, lo que suele suceder básicamente por falta de capacidad a momento de vano, y por tanto sobre todo en tramos aislados, o en tramos extremos en soluciones pretensadas sin sopandar, se puede acudir a disponer armadura adicional protegida a incendio, para la fracción que falte, tal como muestra la figura 5.18

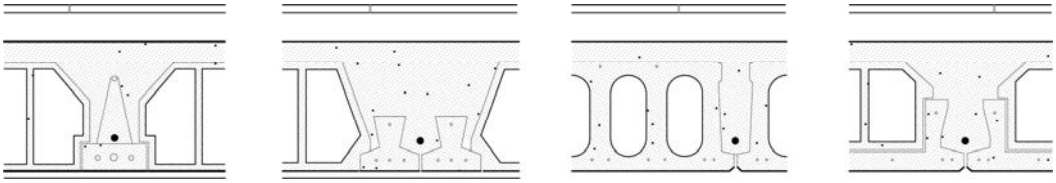

Figura 5.18 Disposición de armadura adicional para incrementar la resistencia a incendio

4 Además, si el forjado separa sectores, el grueso total, entre el de la losa superior más el de la parte pétrea del solado, debe ser al menos 0,10 m para sectorización de 90 minutos y 0,12 m para 120 minutos.

5.4.4 Deformación

1 En relación con la deformación relativa entre puntos de un mismo elemento, se puede asegurar que un nervio de un forjado cumple el requisito de deformación, si, aun armado estrictamente, su canto es no menor que el de la tabla 5.5, o si la relación de su armado real al estricto, es, en todos los puntos, superior al cociente del canto de esa tabla y su canto real.

Tabla 5.5 Canto (m) **para no calcular flecha, forjado de viviendas** (1)

Tipo	Luz (m)	Tramo sustentado en ambos extremos: Interior (2) pretens.	Interior (2) armado	Extremo (2) pretens.	Extremo (2) armado	Aislado (3) pretens.	Aislado (3) armado	Tramo volado:	Vuelo (m)	
Cubierta	**5,0**	0,18	0,19	0,20	0,23	0,24	0,26	**Sin carga en punta**	**1,2**	0,13
	6,0	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27	0,30		**1,5**	0,17
	7,0	0,23	0,25	0,26	0,28	0,31	0,33		**2,0**	0,22
Piso	**4,0**	0,17	0,18	0,19	0,21	0,23	0,26	**Con carga en punta**	**1,0**	0,17
	5,0	0,20	0,22	0,22	0,25	0,28	0,30		**1,2**	0,20
	6,0	0,22	0,25	0,26	0,28	0,32	0,35		**1,5**	0,25
	7,0	0,26	0,28	0,29	0,32	0,35	0,39		**2,0**	0,33

(1) Carga total en torno a 7 kN/m^2. Para cargas superiores basta multiplicar el valor de la tabla por 1,1 para 8 kN/m^2, por 1,2 para 9 kN/m^2 y 1,3 para 10 kN/m^2, pero sólo si la sobrecarga de uso no supera 4 kN/m^2. Los valores proceden de la regla general, recogida en 3.8, corregida, para tener en cuenta carga y pretensado, con los matices de la tabla específica para forjados de EHE-08, que en su aplicación exclusiva es algo más benigna.
(2) Tramos sopandados, con capacidades de continuidad similares a la de vano. Para forjado sanitario se debe interpolar entre los valores de tramo aislado y en continuidad, de acuerdo con su diagrama final, véase figura 5.17.
(3) Para forjado de paneles, en general con tramos aislados, el valor es L/45 para cubierta y L/36 para piso, siempre que, para la carga total, no se llegue a fisuración.

2 En otro caso se debe verificar que la deformación, calculada según 3.8, y el posterior estudio de flechas del conjunto de la planta, es tolerable, de acuerdo con los criterios establecidos en CTE para edificios. Dado que, en general, se acude a un mismo canto para toda la planta, en el caso de paños anómalos, como pueden ser los aislados, se puede acudir a los recursos de más armadura (la variable que más incidencia tiene en la flecha después del canto), o nervios de vigueta doble.

5.4.5 Fisuración

1 De acuerdo con el modelo establecido en 3.7, las caras de forjados, resueltos con hormigón armado según las reglas anteriores, cumplen con el requisito de fisuración, en cualquiera de los ambientes considerados en este documento.

2 En la cara inferior de forjados pretensados, para que el hormigón no fisure excesivamente, debe mantener suficiente precompresión, lo que, si no se puede superar una cierta fracción de su resistencia a compresión al transferir, condiciona un máximo de sección de armadura, variable con su límite elástico. La condición se puede expresar, de manera aproximada, como:

$$\sigma_c \cdot \mathbf{b \cdot c} / \mathbf{A}_p \geq \sigma_s - \sigma_o \qquad [5.4]$$

donde:

- σ_c margen de tensión antes de fisurar; como poco la tensión máxima en el hormigón al transferir, en general $0{,}65 \cdot \mathbf{f}_{ck}$. Para HP40, 26 N/mm^2. En ambiente I (interior) se puede incrementar en la resistencia a flexocompresión, para HP40, 1,6 N/mm^2.
- **b c** dimensiones de la zapatilla inferior. En piezas sin zapatilla identificable, como producto **b·c** se puede tomar **W** / 0,8·**h** siendo **W** el módulo resistente de la sección formada por el elemento pretensado y el hormigón de obra por encima de la línea neutra.
- $\mathbf{A}_p$ sección de la armadura pretensada de la zapatilla
- σ_s 0,85 de la tensión producida por la carga total en el armado inferior, si no se hubiera pretensado. Para sección estricta de acero 1500, como valor de esa tensión se puede tomar 930 N/mm^2, y en general **M** / 0,8·**h**·$\mathbf{A}_s$, en los no sopandados, obtenida por fases.
- σ_o incremento de tensión de tracción en la armadura que permite la fisuración tolerable. En ambiente I se puede suponer 200 N/mm^2. En ambiente III, se debe suponer cero.

Con HP40 y acero 1500, en ambiente interior, la [5.4] se traduce en $\mathbf{A}_p \leq \mathbf{b \cdot c} / 21$, y visto a la orilla del mar, en $\mathbf{A}_p \leq \mathbf{b \cdot c} / 30$.

5.4.6 Solución directa

1 En las tablas 5.6 se ofrecen valores de casos habituales para los distintos tipos de tramos, soluciones de la figura 5.1 y uso vivienda (carga añadida de 4kN/m^2 además del peso propio del forjado), que cumplen las condiciones anteriores.

5.4.7 Comprobación local

1 Se puede considerar que el forjado es capaz de soportar una acción local **Q**, repartida en una zona de lado **b**, aplicada sobre el pavimento terminado, si existe un arco que equilibra la carga, considerando los nervios como apoyos ante el empuje, (figura 5.19) lo que se traduce en:

$$\mathbf{Q}_d \cdot (\mathbf{s} - \mathbf{a}/2) \leq \mathbf{a} \cdot \mathbf{c}^2 \cdot \mathbf{f}_{cd} \qquad [5.5]$$

donde:

- $\mathbf{Q}_d$ valor de cálculo de la carga local, con carácter de carga variable (seguridad 1,5), o accidental en el caso de paso de bomberos (seguridad 1,0)
- **s** luz de la parte aligerada plana, limitada en forjados unidireccionales a 0,48 m
- **a** ancho de la zona cargada bajo el pavimento, que se puede tomar de valor **b** + 2·**r,** siendo **r** el grueso del pavimento
- **b** lado de la zona cargada, de valor, según CTE:

uso de vivienda	**Q** = 2 kN	**b** = 0,05 m	(ordinaria)
uso público	**Q** = 4 kN	**b** = 0,05 m	"
uso comercial	**Q** = 7 kN	**b** = 0,05 m	"
uso de garaje	**Q** = 10 kN	**b** = 0,20 m	"
paso de bomberos	**Q** = 100 kN	**b** = 0,20 m	(extraordinaria)

- **c** grueso de la losa superior, como mínimo 0,04 m; de ordinario 0,05 m
- $\mathbf{f}_{cd}$ resistencia de cálculo del hormigón; para HA25, de ordinario 17 N/mm^2 (25 N/mm^2 en el caso de paso de bomberos).

Tabla 5.6 Luz segura (m) **para forjados de vivienda en interior de edificios** (1)

Nervio monolítico	Tramo aislado. Armado inferior						Voladizo. Armado superior					
	2ø8	2ø10	ø10ø12	2ø12	ø12ø16	2ø16	1ø8	1ø10	1ø12	2ø10	2ø12	2ø16
0,26	3,5	4,2	4,4	4,5	4,9	5,2	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,3
0,28	3,6	4,5	4,7	4,9	5,3	5,6	1,7	1,9	2,0	2,1	2,2	2,4
0,30	3,7	4,6	5,0	5,2	5,7	6,0*	1,8	1,9	2,1	2,2	2,3	2,5
0,32	3,8	4,7	5,2	5,4	6,0*)	6,3*	1,8	2,0	2,1	2,3	2,4	2,6
0,35	-	4,8	5,2	5,8	6,3*)	6,8*	1,8	2,1	2,2	2,4	2,5	2,7
Canto h (m)	**Tramo extremo. Armado superior/inferior**						**Tramo interior. Armado superior/inferior**					
	1ø8 2ø8	1ø12 2ø10	2ø10 ø10ø12	2ø12 2ø12	2ø16 ø12ø16	2ø16 2ø16	1ø8 2ø8	1ø12 2ø10	2ø10 ø10ø12	2ø12 2ø12	2ø16 ø12ø16	2ø16 2ø16
0,26	4,3	5,3	5,6*	5,8*	6,3**	6,6**	6,7*	7,5**	7,8**)	8,2***	8,9***	9,2***
0,28	4,4	5,5	6,0*	6,3*	6,8**	7,1**	7,1**	8,0***	8,4***	8,8***	9,6***	9,8***
0,30	4,5	5,6	6,2*	6,5*	7,1**	7,4**	7,4**	8,4***	8,8***	9,2***	10***	10***
0,32	4,5	5,8*	6,3*	7,0**	7,6**	7,9***	7,5**	8,8***	9,2***	9,6***	10***	11***
0,35	-	5,9*	6,4*	7,2**	8,0**	8,4***	-	9,3***	9,7***	10***)	11***	11***

* Greca (figura 6.18) de 1Ø6/0,15m en un 15% de la luz anotada (a ambos lados), ** en un 20%, y *** en un 30%

Vigueta de celosía	Tramo aislado. Armado inferior						Voladizo. Armado superior					
	+ø8	+ø10	+ø12	+2ø10	+ø16	+2ø12	1ø8	1ø10	1ø12	2ø10	2ø12	2ø16
0,26	3,6	4,0	4,3	4,5	4,7	4,8	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,3
0,28	3,7	4,2	4,6	4,8	5,1	5,2	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,4
0,30	3,8	4,3	4,8	5,2	5,4	5,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,5
0,32	3,9	4,4	4,9	5,4	5,7	5,9	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
0,35	4,0	4,5	5,0	5,6	6,1	6,2	1,8	2,1	2,2	2,4	2,5	2,8
Canto h (m)	**Tramo extremo. Armado superior/inferior**						**Tramo interior. Armado superior/inferior**					
	1ø10 +ø8	1ø12 +ø10	2ø10 +ø12	2ø12 +2ø10	2ø16 +ø16	2ø16 +2ø12	1ø10 +ø8	1ø12 +ø10	2ø10 +ø12	2ø12 +2ø10	2ø16 +ø16	2ø16 +2ø12
0,26	4,6	5,1	5,5	5,8	6,1	6,2	7,0	7,4	7,8	8,2	8,8*	8,9*
0,28	4,7	5,2	5,8	6,2	6,6	6,7	7,5	7,9	8,3	8,8	9,4*	9,5*
0,30	4,8	5,3	6,0	6,5	6,9	7,0	7,8	8,2	8,7	9,2(1)	9,9*	10*
0,32	4,9	5,5	6,1	6,8	7,3	7,5	8,1	8,6	9,1	9,6(1)	10*	10*
0,35	5,0	5,6	6,3	7,0	7,8	7,9	8,4	9,1	9,6	10(1)	11*	11*

* Celosía 2rØ5/0,20. El resto basta con 2rØ4/0,20 En el tabloncillo de la vigueta hay además 2Ø6 inferiores

Vigueta T pretensada	Tramo aislado. Armado inferior						Voladizo. Armado superior					
	2ø4	3ø4	4ø4	3ø5	4ø5	5ø5	1ø8	1ø10	1ø12	2ø10	2ø12	2ø16
0,26	3,5	4,1	4,3	4,5	4,8	5,0	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,3
0,28	3,6	4,3	4,6	4,8	5,1	5,4	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,4
0,30	3,7	4,4	4,9	5,1	5,5	5,7	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,5
0,32	-	4,5	5,1	5,4	5,8	6,0	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
0,35	-	4,6	5,2	5,6	6,1	6,4	1,8	2,1	2,2	2,4	2,5	2,8
Canto h (m)	**Tramo extremo. Armado superior/inferior**						**Tramo interior. Armado superior/inferior**					
	2ø4	3ø4	4ø4	1ø8 3ø5	1ø8 4ø5	1ø10 5ø5	2ø4	3ø4	4ø4	1ø8 3ø5	1ø8 4ø5	1ø10 5ø5
0,26	3,9	4,5	5,0	5,4*	5,7*	6,0*	6,1	6,6*	6,9*	7,4*	7,7*	8,1*
0,28	4,0	4,6	5,1	5,7*	6,2*	6,5*	6,2	7,0*	7,4*	7,9*	8,2*	8,7*
0,30	4,1	4,7	5,2	5,9	6,4*	6,7*	6,5	7,2	7,7*	8,3*	8,6*	9,1*
0,32	-	4,8	5,5	6,0	6,6*	7,2*	-	7,4	8,1*	8,6*	9,0*	9,5*
0,35	-	5,0	5,6	6,1	6,8*	7,5*	-	7,6	8,4	9,1*	9,5*	10*

* Ancho $b_p \geq 0,06$ m y ancho $b_r \geq 0,15$ m. 1ø a no más de 0,09 m por encima. Máximo 3ø en línea; los demás en una capa a 10 mm

Vigueta I pretensada	Tramo aislado. Armado inferior						Voladizo. Armado superior					
	3ø4	4ø4	3ø5	4ø5	5ø5	6ø5	1ø8	1ø10	1ø12	2ø10	2ø12	2ø16
0,26	3,8	4,2	4,3	4,7	4,9	5,1	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,3
0,28	3,9	4,5	4,7	5,0	5,3	5,5	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,4
0,30	4,0	4,6	4,9	5,3	5,6	5,9	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,5
0,32	4,1	4,7	5,1	5,6	5,9	6,2	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
0,35	4,1	4,8	5,2	6,0	6,3	6,6	1,8	2,1	2,2	2,4	2,5	2,8
Canto h (m)	**Tramo extremo. Armado superior/inferior**						**Tramo interior. Armado superior/inferior**					
	3ø4	4ø4	3ø5	1ø8 4ø5	1ø10 5ø5	1ø12 6ø5	3ø4	4ø4	3ø5	1ø8 4ø5	1ø10 5ø5	1ø12 6ø5
0,26	3,9	4,4	4,6	5,4*	6,0*	5,9*	4,2	4,7	4,9	6,0	6,4	6,7*
0,28	3,9	4,4	4,7	5,5*	6,0*	6,3*	4,2	4,7	5,0	6,0	6,5	7,1*
0,30	3,9	4,4	4,7	5,5	6,0*	6,5*	4,2	4,7	5,0	6,0	6,4	7,2
0,32	3,9	4,3	4,6	5,5	6,0	6,6*	4,2	4,7	4,9	5,9	6,4	7,1
0,35	3,8	4,3	4,6	5,4	5,9	6,5	4,2	4,6	4,9	5,8	6,3	7,0

* ancho $b_p \geq 0,06$ m y ancho $b_r \geq 0,15$ m Máximo 4ø en línea, los demás en una capa a 10 mm al interior.

(1) El valor incluye los coeficientes de seguridad en situación ordinaria, de materiales, y de 1,4 para acciones. Hormigón HA25 incluso con control *indirecto* (sin probetas), acero B500. HP40 y acero 1500. Malla superior de Ø5/0,20 Los valores en cursiva se corresponden con las situaciones en las que el problema está gobernado por flecha.

\- No cumple armadura mínima

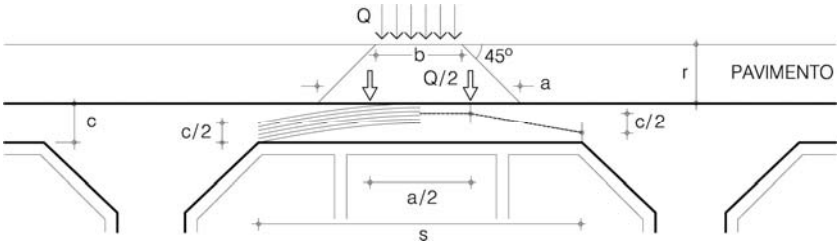

Figura 5.19 Carga local sobre aligeramiento

2 Con las limitaciones de los apartados anteriores, se puede considerar que los forjados soportan la carga local descrita, en el caso de viviendas o garajes, en el caso público si el grueso del solado es al menos de 0,02 m, en el caso comercial de 0,06 m, y en el caso de paso de bomberos si es de 0,15 m, el grueso de la losa superior es al menos de 0,06 m

No obstante, y en el caso del camión de bomberos, se debe comprobar, además, que los nervios son capaces de soportar, como situación extraordinaria, las solicitaciones que resulten de esta carga local, dispuesta en cualquier punto de una vigueta (lo que se suele traducir en una armadura adicional muy elevada). En general, para este tipo de acción, es recomendable disponer una solución de forjado bidireccional (reticulado o losa)

5.5 Detalles constructivos

5.5.1 Extremo libre

1 El borde lateral de un paño de forjado, si la modulación lo permite, se puede rematar por doblado de la malla hasta enlazar con la vigueta o celosía, siendo recomendable disponer un redondo de refuerzo al menos en la esquina superior (véase figura 5.20).

2 Si el borde lateral soporta carga adicional, como puede ser la de un cerramiento, se debe disponer una capacidad mayor que la de los nervios tipo, siendo suficiente en muchos casos la disposición de vigueta doble, pero, sobre todo si la modulación lo sugiere, siempre se puede acudir a una pieza específica de hormigón armado convencional, o *zuncho*. Aun si el cerramiento carga sobre sí mismo, es recomendable alguna de estas soluciones.

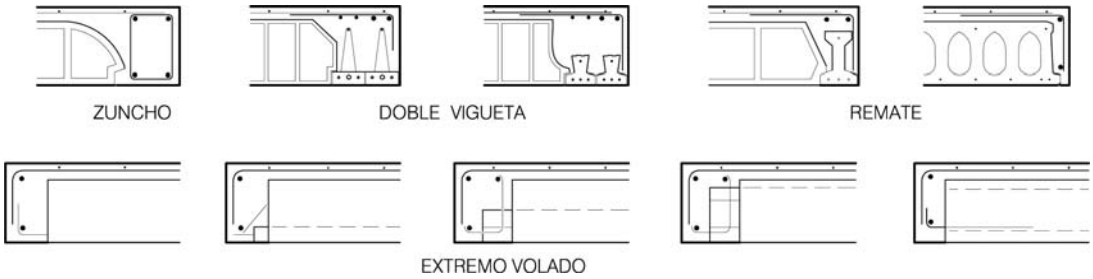

Figura 5.20 Tabica libre, lateral y frontal

3 El borde frontal de un forjado conviene rematarlo en un zuncho, (véase figura 5.20), formado al menos por las patillas de los armados superiores, prolongadas hasta la vigueta o solapada con la procedente del armado inferior del nervio, complementado por dos o tres redondos longitudinales, para conseguir una imbricación de las viguetas y una solidarización de todo el paño.

5.5.2 Sustentación en muros

1 En el caso en que el forjado descansa sobre un muro de carga de fábrica, (figura 5.21), es conveniente presentar las viguetas sobre una capa de mortero con un ligero remetido, **r**, del orden de 0,01 m, para evitar la concentración de tensiones en la arista del muro, y centrar más la reacción.

2 Conviene entregar las viguetas una longitud, **p**, que sea capaz de soportar el peso propio del forjado, hasta el fraguado de la losa superior. Habitualmente basta garantizar que hay 0,03 m. Con obje-

to de facilitar el vertido del hormigón, conviene que se dispongan bovedillas cubriendo con holgura el plomo de la cara del muro.

3 La entrega total, pelos incluidos, **t**, debe ser de al menos 0,10 m. En el caso de sustentación interior esta regla puede condicionar a disponerlas desfasadas. En el caso de nudo extremo, al que se llegue en régimen de tracciones inferiores, la longitud total, **u**, se debe calcular para permitir el equilibrio por anclaje de dichas tracciones y la biela oblicua de cortante, esto último mediante $\mathbf{V_d/u \cdot b \leq f_{vd}}$, manteniendo un mínimo de 0,10 m.

4 Sobre el muro, y en el canto del forjado se debe disponer un zuncho, con el número de redondos longitudinales que permita el detalle. Con ø10 longitudinales y ø8/0,20 como cercos puede ser suficiente.

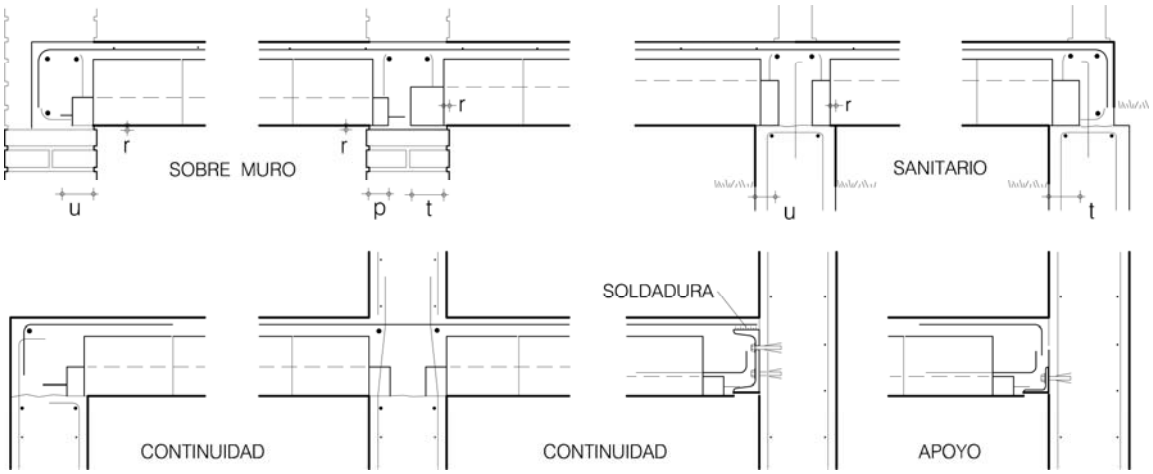

Figura 5.21 Nudo de forjado y muro

5 Las reglas de los párrafos 2 y 3 de este apartado son aplicables al caso de muros de hormigón, aunque, generalmente, hay continuidad, y se llega al nudo en régimen de tracciones superiores. Si se trata de un forjado sanitario, sobre zanjas, conviene disponer esperas, para enlazar el zuncho a la zanja.

6 Si el forjado se tiene que sustentar en un punto intermedio de un muro de hormigón, ya construído, basta disponer un perfil de acero laminado, atornillado al muro, o soldado a placas, sobre el que se prolonga la armadura o *bastones* (véase 5.7.2), inferiores de los nervios. Si el muro es de sótano, se puede tener en cuenta la influencia favorable de la precompresión producida por el empuje del terreno, tanto en las tracciones inferiores del forjado, como en el cálculo de los tornillos, sometidos, en ese caso, a cortante combinado con compresión. Si es sobre rasante, a menos que se disponga un perfil U, a cuya ala superior se suelda la armadura superior del forjado, el extremo del forjado se debe considerar apoyo simple.

5.5.3 Sustentación en vigas

1 Si el forjado se sustenta en vigas de descuelgue, de hormigón o metálicas, (figura 5.22), bastará respetar las reglas anteriores para entrega. En los estrangulamientos de hormigón conviene dejar un ancho de paso de al menos 0,05 m (**s** en la figura 5.22).

2 Para facilitar la transición de sección de forjado aligerado a viga conviene respetar un macizado, **t**, de al menos 0,10 m.

3 En el caso de extremo en apoyo simple, sobre todo si la viga es plana, (figuras 5.22 y 5.23), se debe comprobar que la prolongación, **u**, de los pelos, tienen una longitud tal que soportan, la tracción producida por el momento, $\mathbf{M_d}$ más el cortante, $\mathbf{V_d}$, en esa sección, de valor $\mathbf{M_d/z + V_d}$.

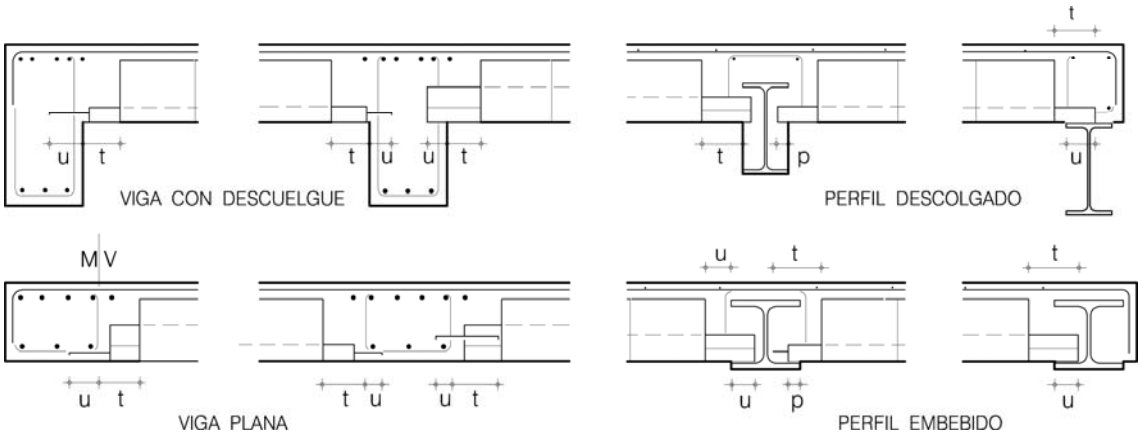

Figura 5.22 Nudo de forjado con viga

4 En el resto de casos, conviene que la longitud, **u** con la que las viguetas, o sus pelos, entran en la viga de canto o tras los estribos de la viga plana, sea de al menos 0,05 m.

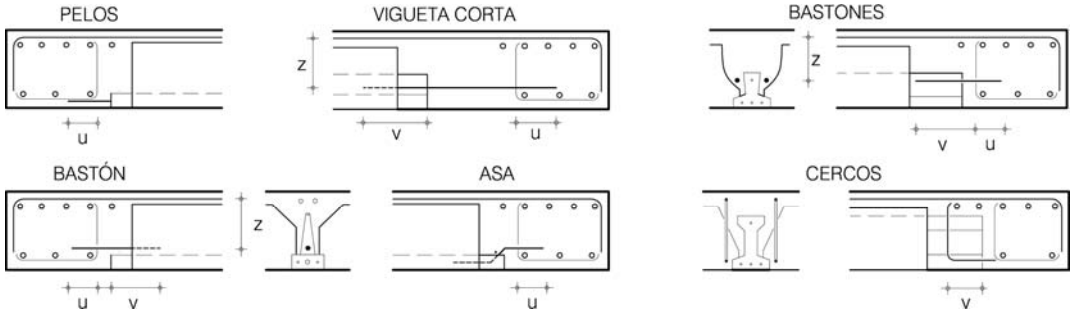

Figura 5.23 Variantes de nudo extremo con viga plana

5 Si la vigueta no admite la disposición de *pelos* ni de *asas*, (figura 5.23), cabe usar *bastones*, que tengan la prolongación, **u**, indicada en el párrafo anterior, calculada a partir del brazo de palanca, **z**, disponible, añadiendo una longitud, **v**, (la de anclaje), para transferir su tensión, por solape, a la vigueta. En el caso de viguetas de celosía, el bastón se puede disponer directamente sobre el tablón. Si se trata de viguetas pretensadas, hacerlo sobre la vigueta originaría una pérdida de brazo de palanca grande, pero disponerlos en el lateral de la vigueta, exige la retirada de bovedillas, y el consiguiente aumento de peso de la solución.

6 Si se acopia una vigueta de longitud corta, algo forzoso en caso de paños con luz variable, basta tratar la diferencia como un nervio de hormigón armado, disponiendo bastones rematados con las longitudes **u** y **v** citadas.

7 En cualquier caso, para imbricar viga y vigueta, cabe la solución de *cercos* a ambos lados de cada vigueta, solapados con ésta una longitud **v**.

5.5.4 Sustentación de forjado de paneles

1 La presentación y anclaje de los paneles (figura 5.24), se rige por las condiciones de apartados anteriores. La entrega mínima es de 0,05 m teóricos (para garantizar en la práctica que haya al menos 0,04 m)

2 En el caso de forjado de paneles sobre viga de hormigón, conviene dejar entre las testas ancho suficiente como para poder contar como viga la altura total (losa superior más paneles más descuelgue).

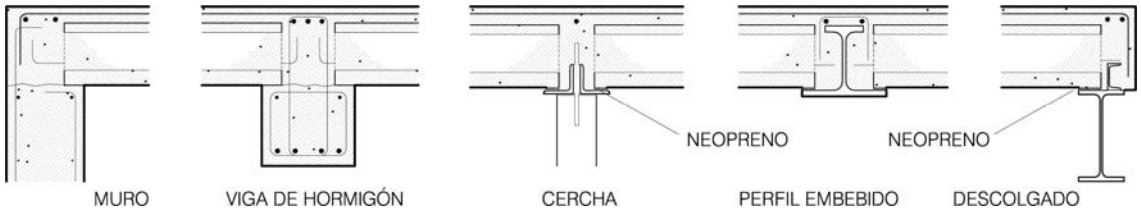

Figura 5.24 Nudo de paneles de forjado con muros y vigas

3 Si los paneles se presentan sobre perfil metálico, conviene disponer un cordón blando (neopreno) que amortigüe las diferencias de planeidad que pueda haber entre ambos bordes, o se puedan producir en las fases intermedias del proceso de presentación de las piezas de un paño.

5.5.5 Disposición de armado superior

1 Si los nervios de paños sucesivos están enfrentados, (figura 5.25), la armadura superior de continuidad, formada por al menos un redondo por nervio, se puede disponer sobre éstos. Si están ligeramente desfasados, cabe hacerlo sobre la intersección de ambos nervios, o disponer un redondo sobre cada uno.

2 En cualquier caso es admisible disponer la totalidad de la armadura de continuidad como armadura uniformemente distribuida. Este recurso es obligado cuando el desfase es grande, o es diferente de unos puntos a otros, como cuando el tipo de intereje es distinto.

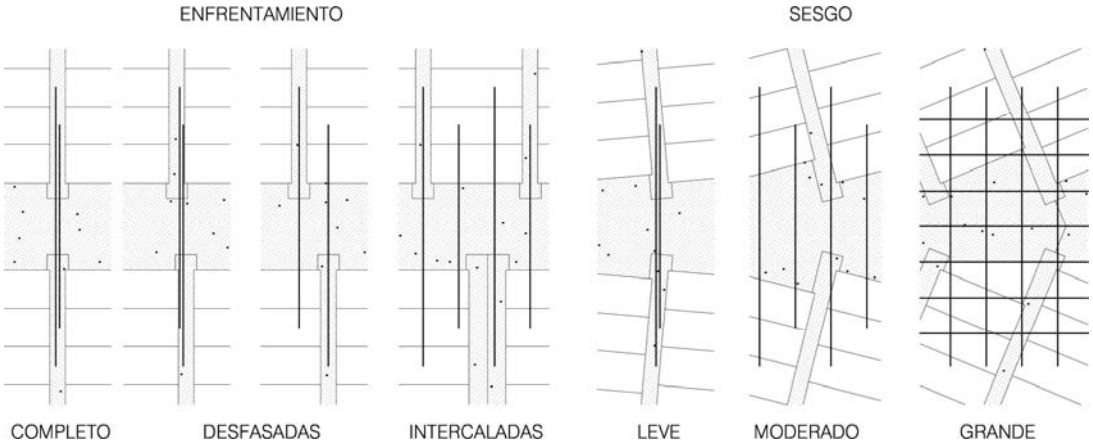

Figura 5.25 Casos de enfrentamiento y sesgo entre nervios en continuidad

3 Si los dos paños tienen direcciones no coincidentes, la armadura superior se puede seguir disponiendo sobre cada nervio, o uniformemente repartida, si el sesgo es pequeño (figura 5.25). Para cambios de dirección superiores a 45º conviene disponer una cuadrícula con igual sección unitaria en ambas direcciones, cubriendo la zona en que se necesita armadura.

4 Cuando un paño de forjado se encuentra con otro transversal, (embrochalado) o a través de viga plana (contrapeado), el extremo se debe tratar de acuerdo con las reglas de apoyo simple, (figura 5.26), sin perjuicio de que, la armadura superior, para el momento mínimo establecido en 5.6.1, se disponga en prolongación recta, en una longitud de al menos el anclaje total, y no menor que un intereje, **s**. Si el paño es un voladizo, no hay otra opción que considerarlo continuo, debiéndose disponer la armadura como se ha indicado en el caso anterior, y eliminando las bovedillas del primer intereje que sean necesarias para equilibrar el vuelo.

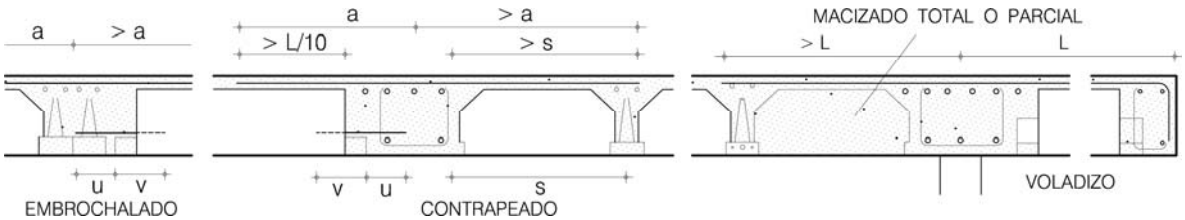

Figura 5.26 Encuentro entre paños contrapeados

5 Para garantizar un recubrimiento correcto tanto de las armaduras de continuidad, como de la malla superior, generalmente de diámetro menor, conviene disponer ésta última por encima, lo que de paso favorece que las puntas de la armadura superior caigan hacia las zonas de hormigón con mejor adherencia, para lo que es recomendable no atarlas a la malla en los últimos 0,5 m.

5.5.6 Otros detalles

1 Si, debido a la existencia de una carga local, tal como un cerramiento o separación pesada, (véase 5.2.1, párrafo 3), sin continuidad en la planta inferior, se produce un incremento puntual de la demanda de capacidad, por encima de la media, (figura 5.27), se puede resolver sin interrupción de la trama del paño, disponiendo, por ejemplo, armado adicional superior de continuidad, manteniendo el tipo de nervio o vigueta. Asimismo se puede acudir a duplicar el nervio o vigueta, (incluyendo o no modificación de la armadura de continuidad en su caso). Además, se puede facilitar la entrada de carga en los nervios alterados mediante la disposición de bovedillas rebajadas.

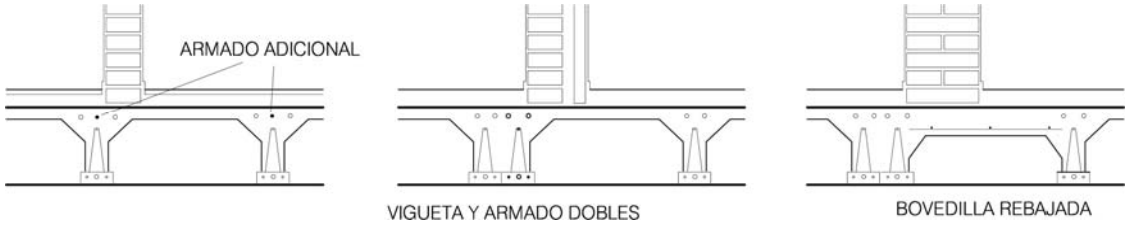

Figura 5.27 Cargas locales sobre forjados

2 Todo lo anterior no se tiene por qué hacer en la estricta vertical del elemento pesado, y por tanto no necesita interrumpirse la modulación del sistema. La solución se puede poner a prueba mediante los recursos establecidos a propósito del análisis de cargas locales de 5.3.3.

3 Si en el paño de forjado se tienen que producir saltos de nivel (figura 5.28), bastará disponer, en el nervio inmediato al salto, del lado opuesto al desnivel, un nervio con un grueso igual a la superposición de ambos. Si el desnivel lo permite, siempre se puede acudir a disponer un nervio sobre otro. Estas soluciones, vistas sólo desde una cara, sirven igualmente a los propósitos de cambio de grueso del forjado.

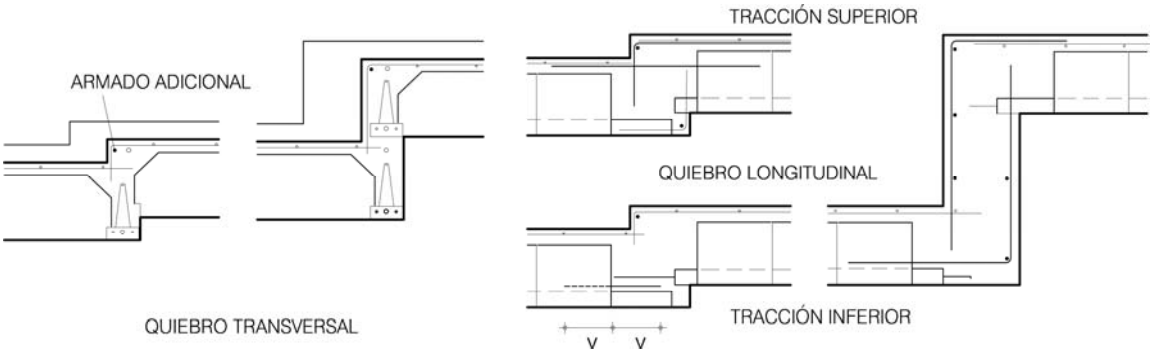

Figura 5.28 Cambio de grueso o nivel

4 Si el cambio de nivel se produce en la dirección longitudinal, bastará intercalar en el punto del nervio en cuestión, una prolongación en solución de hormigón armado, enlazando los extremos de los nervios, a tenor del signo de la solicitación de flexión que posea el punto, mediante la disposición de armaduras en una cara o en otra, cruzadas, y solapadas convenientemente (figura 5.28).

5 Si en los extremos del paño, se produce *inversión* de momentos, en las proximidades del soporte se deben disponer *bastones* inferiores para garantizar la tracción inferior en ese punto (véase figura 7.29)

6 Si un hueco no interfiere los nervios del forjado, (figura 5.29), basta disponer en el encofrado el paso correspondiente, resultando macizo el resto de la zona de bovedilla afectada. En las zonas de nervios dobles es posible realizar un taladro, siempre que no afecte a la armadura, lo que en general, permite tubos de no más de 0,05 m de diámetro.

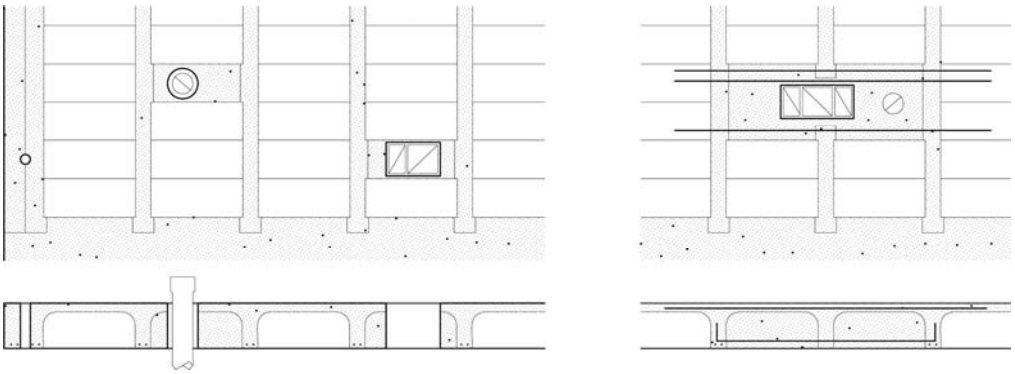

Figura 5.29 Huecos en forjados

7 Si el hueco interrumpe un nervio, se debe disponer un *puente* para transferir la carga a los contiguos. El nervio cojo se comprueba como simplemente apoyado en ese puente, pero para comprobar que tiene suficiente capacidad, se puede realizar un análisis como se ha indicado a propósito de la figura 5.7. El "puente" se calcula como sustentado en los nervios adyacentes, y continuo sobre ellos. En la parte muerta bastará disponer un armado como el indicado en frente de forjado (5.5.1).

8 En los quiebros de forjado, tales como los que se dan en las limas entre faldones, (figura 5.30), bastará disponer algún refuerzo longitudinal en las zonas en que se acumule más hormigón de lo normal. Si las limas además albergan vigas, se armarán como tales, según el capitulo 7.

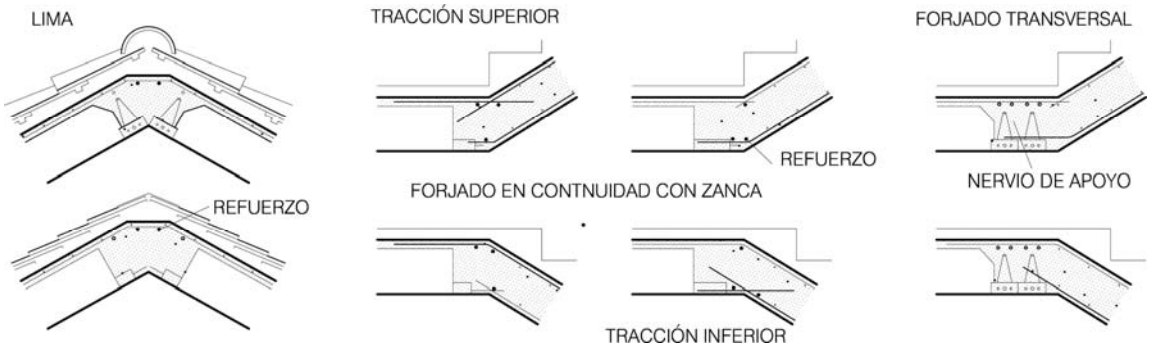

Figura 5.30 Quiebros entre forjados y con zancas

9 Los encuentros entre paños de forjado y zancas de escalera que supongan continuidad, se armarán de acuerdo con el signo de la flexión que haya en ese punto, lo que significa disponer la armadura quebrada, en el caso de esquina, y cruzarla, manteniendo prolongaciones iguales a la longitud de anclaje, en el caso de rincón. En general, dado que el paño de forjado dispone armados a una cadencia mayor que los de la zanca, será preciso disponer armaduras de refuerzo transversales a los nervios, para garantizar la continuidad de las tracciones entre ambos elementos.

10 Los encuentros de una zanca en un forjado con nervios transversales se tratan, en cuanto a la continuidad, como se ha indicado a propósito de los contrapeados (figura 5.26). En general, en ese caso, el encuentro aloja además el elemento que sustenta la zanca, que puede ser rentable resolverlo con nervios adicionales o reforzados adecuadamente.

6 Forjado bidireccional

6.1 Ámbito de aplicación

6.1.1 Tipos de sección

1 Este apartado desarrolla la solución de forjado bidireccional, rentable cuando la disposición de soportes dificulta el trazado de vigas, o las cargas son elevadas, sobre todo si el modelo a aplicar contiene cargas puntuales deslocalizadas, como es el caso de garajes.

2 Con luces pequeñas resulta eficaz la solución maciza, de losa. Con luces elevadas el canto, que, por rigidez, debe acompañar a la luz, conduce en el caso de *losa*, a un peso desproporcionado con el resto de cargas, por lo que, a partir de 0,20 m o 0,25 m de grueso, es recomendable acudir a un forjado *reticulado*, con aligeramientos, pudiendo ser de los siguientes tipos:

a) De casetones recuperables, que forman parte del sistema de encofrado. Para facilitar su retirada tienen paredes inclinadas, lo que da lugar a un nervio de ancho variable (figura 6.1) en la altura, y exento, que resulta muy sensible a la acción de incendio (véase 6.4.5). La dimensión habitual de casetones es la de 0,70 m a 0,80 m de intereje, con cantos entre 0,20 m y 0,50 m, dejando nervios con ancho inferior entre 0,10 m y 0,18 m. Muchos sistemas incorporan la posibilidad de medios casetones, para facilitar los ajustes en planta.

b) De bovedillas, habitualmente de mortero, exigiendo encofrado, pero permitiendo un techo plano, y con menos restricciones por incendio. Interejes y cantos son similares a los del tipo anterior. El módulo de aligeramiento suele estar formado por tres piezas, dos con tapa lateral y una sin ella, lo que permite el ajuste a la planta por cambio a 2/3 del módulo. El ancho de nervio no está predeterminado, aunque el más eficaz es el menor posible.

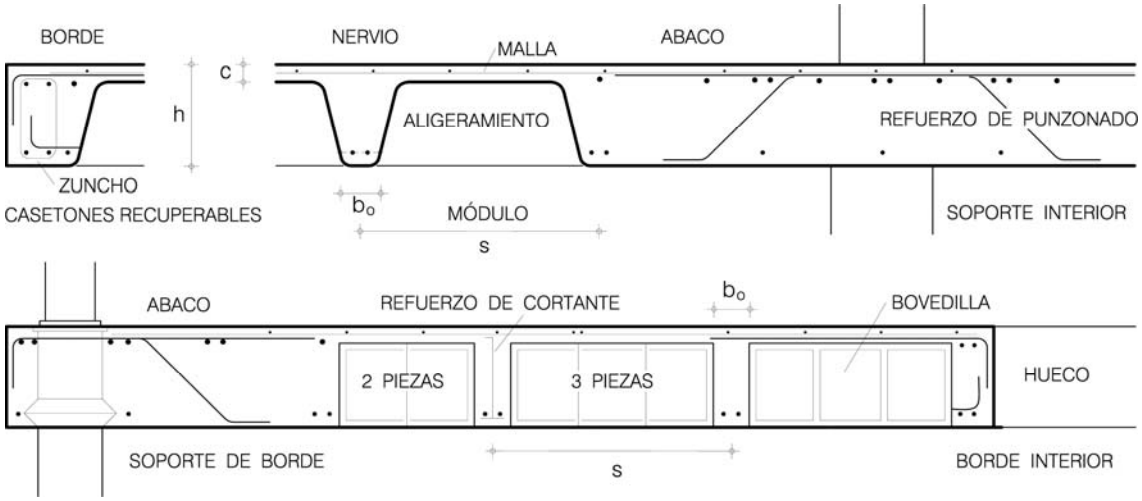

Figura 6.1 Secciones tipo de forjado reticulado

3 En cualquiera de los casos, en forjados aligerados de casetones o bovedillas:

i. Debe disponerse una losa superior corrida, con un grueso, **c**, de al menos 0,05 m, armada con malla. Como en forjados unidireccionales, ø 5 / 0,20 m es suficiente, y puede computarse a efectos resistentes.

ii. En los puntos en que hay concentración de solicitaciones, básicamente de cortante, como sucede en derredor de los soportes, se deben eliminar las piezas de aligeramiento, dando lugar a *ábacos* de losa maciza, albergando, si en necesario, refuerzos de *punzado*.

iii. En las tabicas de borde se debe disponer un zuncho, armado con estribos a intervalo no superior a 0,45·**h**, entrecruzado en los cambios de dirección.

6.1.2 Disposición de elementos de sustentación

1 Un forjado bidireccional, losa o forjado reticulado, resuelve la totalidad de la estructura horizontal de la planta. La sustentación del forjado, o estructural vertical, puede estar encomendada a soportes puntuales, o elementos lineales (o vigas, a su vez sustentadas directa o indirectamente en soportes, o muros), o mezclas de ambos tipos. Para que una viga pueda ser considerada como sustentación lineal de una losa o forjado reticular, debe tener un canto de al menos tres veces su grueso.

2 Dependiendo del patrón de elementos de sustentación, (figura 6.2) la descripción del forjado en términos de luz, es diferente.

a) Con una trama *ordenada* de soportes en dos direcciones, (A), se denomina luz a la distancia entre líneas paralelas de soportes. En cada módulo, a efectos de rigidez, se denomina luz a la mayor de ambas. Cuanta menos distancia haya entre dos soportes respecto a la que hay hasta otra línea paralela, más se asemejan a una sustentación lineal.

b) Si en una trama ordenada existen posiciones vacantes sin soporte, (B) o si la trama está muy distorsionada, (C) se pueden distinguir *circos* rodeados por más de cuatro soportes. En esos casos, como luz se toma el diámetro de un círculo inscrito en el *circo*, que, en el caso de que sea un rectángulo, es el menor de sus lados.

c) Si la trama se *disloca*, con soportes fuera de sus posiciones ordenadas, (E o figura 4.1), la luz se puede medir entre las líneas paralelas de una trama regularizada, (las rectas más próximas a todos los soportes), aunque las armaduras se deben disponer sobre la posición real de los soportes.

d) Las vacantes y soportes adicionales a una trama rectangular puede dar lugar a una disposición al *tresbolillo* (F); en ese caso, como luz se puede tomar la raíz cuadrada del área tributaria por soporte.

e) En una distribución desordenada de soportes, pero *homogénea* (G), es decir, con parecido número de soportes por unidad de área, como luz se puede tomar la de la regla anterior.

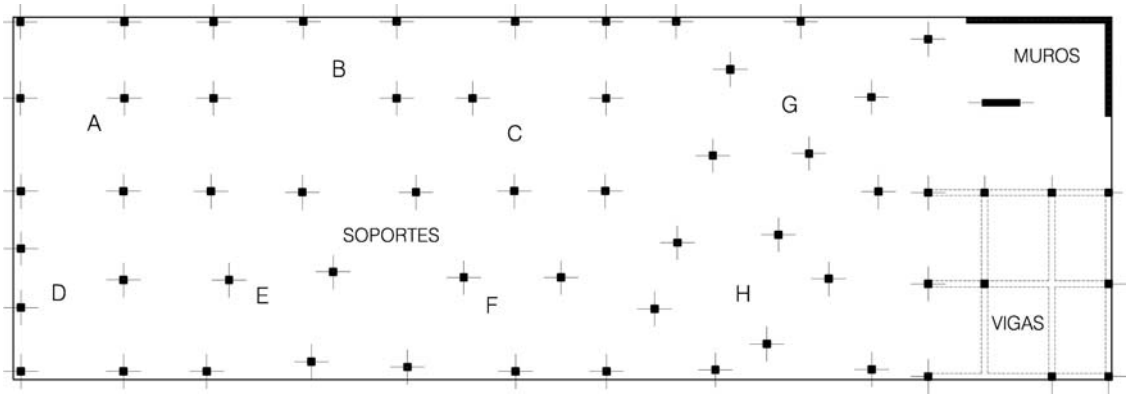

Figura 6.2 Patrón de sustentación

f) Caben soluciones *mixtas*, en las que un módulo está sustentado al mismo tiempo en soportes y en líneas, o con una línea más tupida de soportes (D). En ese caso, la luz en cada dirección, se mide con el criterio que corresponda de entre los anteriores.

g) Si la trama es absolutamente *irregular*, (H), sin patrón reconocible, sólo cabe una asimilación local, poco fiable, a partir de la regla de las anteriores que más se adecue a cada punto.

NOTA: En lo que sigue, cuando no se especifique otra cosa, el término soporte se debe entender en sentido general de elemento sustentante, sea propiamente soporte, muro o viga de canto.

6.1.3 Disposición del aligeramiento

1 La función del aligeramiento es dotar al forjado, con un canto y por tanto rigidez dada, del menor peso que se pueda. Para ello se debe disponer la trama lo más ajustada posible al contorno geométrico y demás pies forzados de la planta.

2 Para simplificar los cálculos, la construcción y la fiabilidad del resultado, si la planta tiene alguna simetría, es preferible disponer la trama con esa misma simetría. Conviene además que la trama rodee a los soportes de la manera más simétrica posible, pero es un objetivo más difícil de alcanzar.

3 En derredor de los soportes, y por motivo del punzado (véase apartado 3.5), se debe proceder a la eliminación de los elementos de aligeramiento. La figura 6.3 y 6.14 muestra tipos de referencia de ábaco sobre soportes y muros, para luces medias, y con la solución de bovedillas.

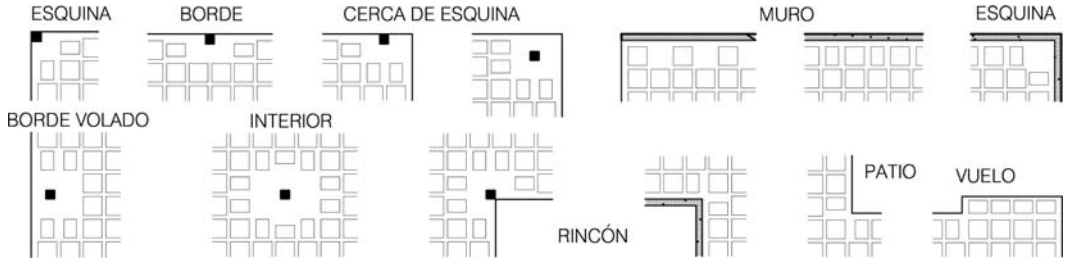

Figura 6.3 Macizados locales

4 En los entrantes debe reservarse sitio para el entrecruzado del zuncho de borde (figura 6.3).

5 Conviene desplazar o quebrar la trama en congruencia con la planta. La disposición de una trama corrida (figura 6.4), conduce a soluciones locales, macizados y armaduras cambiantes.

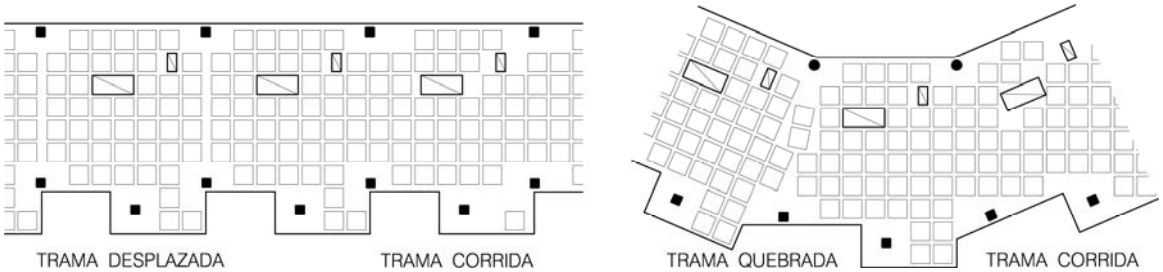

Figura 6.4 Reposición de la trama de aligeramiento

6.2 Bases de cálculo

6.2.1 Canto

1 Como sucede en los forjados unidireccionales, debido a la repercusión en el peso, el canto óptimo de un forjado reticulado es, sistemáticamente, el menor que no exige incremento de armadura por flecha, con relativa independencia de la carga que posea. En los casos ordinarios, como canto se puede tomar el indicado en la tabla 6.1. Debido al elevado valor del peso propio, la solución se justifica mejor con cargas adicionales o sobrecargas de uso relativamente grandes.

Tabla 6.1 Canto y peso(1) de forjados reticulados(2)

Canto h (m)	**Luz** (3) (m) **para la que es óptimo el canto**				**Peso** (kN/ m^2)		
	Aislado	**Extremo**	**Interior**	**Voladizo**	**Neto**	**Medio**	**Total**
Sobre muros					Casetones recuperables		
0,16	3,60	4,60	5,40	1,40		4,0	
0,20	4,40	5,50	6,20	1,70		5,0	
0,25	4,50	5,80	6,50	1,80	3,3 .. 3,6	3,6 .. 3.8	4,3 .. 4,4
0,30	5,40	7,00	8,00	2,20	3,7 .. 4,1	4,4 .. 4,6	5,2 .. 5,4
0,35	6,30	8,00	9,00	2,50	4,3 .. 4,8	4,9 .. 5,1	5,9 .. 6,0
Sobre soportes					Bovedillas de mortero		
0,16	3,30	3,80	4,00	1,30		4,0	
0,20	4,20	4,70	5,00	1,50		5,0	
0,25	4,50	5,20	5,40	1,60	3,6 .. 3,9	3,9 .. 4,1	4,5 .. 4,7
0,30	5,40	6,20	6,50	2,00	4,0 .. 4,4	4,7 .. 4,9	5,3 .. 5,5
0,35	6,30	7,20	7,50	2,40	4,5 .. 4,9	5,3 .. 5,5	6,2 .. 6,3

(1) En el peso anotado no interviene el tipo de sustentación sino el del aligeramiento. El neto corresponde al de la zona aligerada. El peso medio incluye una repercusión razonable por macizado. El peso total puede incluir la totalidad de los macizados con un diseño ajustado, o una repercusión media de macizados con diseño poco optimizado o sin recursos de aligeramiento parcial.
(2) Hasta 0,20 m de canto se supone losa maciza. Para más, forjado aligerado, con ancho medio de nervio de 0,12 m con casetones y 0,10 m con bovedillas; grueso de losa superior de 0,05 m. Cada cm de ancho adicional de nervio, repercute como 0,05 kN/m^2 por cada 0,10 m de canto total. Cada cm adicional de losa superior repercute 0,25 kN/m^2.
(3) Para la interpretación de lo que sea luz, véase el apartado 6.1.2. El tipo de tramo es el que tenga en las dos direcciones.

2 Como en general se adopta el mismo canto para una zona amplia o incluso la planta entera, en la que hay variedad de luces, la decisión provendrá de un compromiso entre lo que demanda cada punto, tal como adoptar el correspondiente al caso más frecuente, y posteriormente, en los paños anómalos con mayor luz, disponer armadura adicional para controlar la flecha. En losa maciza, el canto óptimo de un recuadro es el estricto para no calcular flecha, del orden de **L**/23. En cualquier caso, para una luz **L**, el canto no puede ser inferior a **L**/40 en el caso de sustentación sobre muros o vigas. Sobre soportes, el mínimo es de **L**/32 con losa maciza, y a **L**/28 con forjado aligerado.

6.2.2 Carga gravitatoria

1 Ante carga gravitatoria valen las consideraciones hechas para forjados unidireccionales en 5.2.1, teniendo además en cuenta:

2 Como peso del forjado, para el cálculo de la armadura inferior se puede usar el valor *neto*, aligerado. Para el cálculo de la armadura superior y del punzado se debe usar un valor *medio* que incluya al menos una repercusión razonable de zonas macizas. Para el cálculo de los soportes, se debe considerar el peso considerando la totalidad del macizado, aunque generalmente quedará amortiguado por la reducción de sobrecarga de uso, tanto en superficie como por número de plantas.

3 En plantas de piso, como sobrecarga de uso, se puede reducir en función de la superficie correspondiente al área tributaria del soporte. En casos ordinarios no es preciso considerar alternancia.

4 En el caso de plantas de garaje, la sobrecarga de uso se define como una superficial de 2 kN/m^2, más una concentrada (dos cargas de 10 kN a 1,8 m de distancia entre sí), dispuesta en cualquier punto. En cada módulo, del lado de la seguridad, se puede sustituir la combinación de ambas cargas por una sobrecarga de uso uniforme de valor:

Superficie tributaria por soporte (m^2)	16	25	36	49	64
Sobrecarga de uso equivalente de garaje (kN/m^2)	3,0	2,8	2,7	2,6	2,5

5 Si se ha previsto paso de camiones de bomberos, la carga es de 20 kN/m^2, dispuesta en una superficie de 3 m de ancho por 8 m de largo, en cualquiera de las posiciones de un carril de 5 m de ancho que se señalice para ello. Dado que se trata de una acción accidental, se debe considerar simultánea con sólo el 70% de la sobrecarga de uso normal, adoptando tanto para las acciones como para los materiales, coeficientes de seguridad iguales a la unidad. A efectos de armadura, si el carril circula siempre por crujías interiores (véase 6.3.2), se puede sustituir la consideración de dicha acción por un incremento de sobrecarga ordinaria, de valor:

Superficie tributaria por soporte (m^2)	16	25	36	48	64
Sobrecarga equivalente a camión de bomberos (kN/m^2)	8,0	6,0	4,5	3,0	2,5

afectando a la armadura inferior del módulo y refuerzo superior de soportes laterales cuando circula por centro de vano, y a la inferior de los dos módulos laterales y refuerzo superior de soportes cuando circula en línea de soportes. En este caso no hay limitación de canto por flecha.

6.2.3 Acciones horizontales

1 Para la acción de viento valen las mismas reglas que las indicadas para forjados unidireccionales, en cuanto a acción, solicitaciones y su reparto en los nervios implicados, debiéndose proceder para cada dirección por separado.

2 A efectos sísmicos, con forjado sobre soportes o muros, se debe considerar ductilidad *baja*, (μ = 2). Cuando se dispongan vigas de sustentación (véase 6.1.2) en las dos direcciones, con ancho menor que el de los soportes a los que acometen, sin la colaboración de muros, se puede adoptar ductilidad *media* (μ = 3). En los mismos términos que con forjados unidireccionales, es posible considerar la acción sísmica independientemente para cada dirección, debiendo analizarse en las dos.

6.2.4 Condiciones de sustentación

1 El análisis de carga gravitatoria se puede hacer para cada planta por separado, simulando correctamente el efecto de los elementos sustentantes (muros, vigas de canto o soportes).

2 Las líneas de sustentación sobre muros de fábrica se pueden tomar como apoyos simples, a menos que haya plantas por encima, en cuyo caso se debe suponer nudo rígido con el grado de empotramiento que proceda (véase DAV-SE-F)

3 Sobre muros de hormigón se puede considerar empotramiento.

4 En líneas de sustentación sobre vigas, se debe considerar, en general, apoyo, y en continuidad pasante si hay paño de forjado al otro lado.

5 Sobre soportes puntuales, para carga gravitatoria, se puede suponer que el forjado está articulado a los soportes en el punto de paso de la resultante, por lo general a muy pocos centímetros de su centro. A efectos de acción horizontal, en ausencia de triangulaciones, los soportes, tanto de acero como de hormigón, se pueden suponer empotrados al forjado.

6 Como en forjados unidireccionales, las líneas de conexión entre un forjado y una zanca de escalera o rampa de garaje se debe suponer como un punto de continuidad, pudiéndose proceder en el conjunto con la proyección horizontal de todos los elementos de la planta.

6.3 Análisis

6.3.1 Carga vertical

1 No hay disponible un método suficientemente simple pero fiable para obtener, por rigidez, las solicitaciones de flexión en forjados reticulados. Lo ideal sería usar un valor realista, más cerca de la rigidez fisurada que de la bruta. Pero como el valor fisurado depende de la armadura, se debe partir de haberla definido, lo que crea dos problemas adicionales, uno cómo se decide la armadura, y otro, qué se hace si se concluye que una sección tiene más solicitación que la capacidad con la que se le había dotado. Y que la rigidez real dependa a su vez del nivel de solicitación, añade un círculo vicioso.

2 Usar la rigidez bruta, que es muy poco representativa para el nivel de carga habitual, conduce a solicitaciones desatinadas, por lo que, decidir la armadura a partir de ellas, llevaría a incoherencias insalvables; las condiciones de giro o flecha supuestas iguales en cada encrucijada, no resultarían confirmadas por un posterior análisis de deformación con una rigidez más realista. Y esa incoherencia no permite obtener la flecha. Además, si se arma directamente con las solicitaciones obtenidas, aunque la resistencia está asegurada, en cada punto resulta una armadura distinta, por lo que el resultado es poco constructivo, y no está formulado cómo validar un proceso de homogeneización o redistribución de resultados.

3 Posiblemente, el sistema coherente más sencillo, y que puede dar lugar además a la solución más constructiva, eficaz y sostenible (es decir con menos armadura total), es, partiendo de la suposición de suficiente ductilidad, establecer el análisis en la situación de agotamiento, a partir de un patrón previo decidido de armadura, despejando por equilibrio el valor de ésta, que es en el que se fundamenta los valores que ofrece EHE como referencia. El método, conocido como de *líneas de rotura*, (que se formula habitualmente en forma de trabajo, para un movimiento arbitrario), tiene una cuestión delicada: hay que basarse en la configuración pésima, y no hay un procedimiento reglado para encontrarla en un caso cualquiera. Y además no accede a estados intermedios de carga, y por tanto, y en esto es igual que el anterior, no permite calcular la flecha.

4 Un patrón razonablemente simple de armado para losas y forjados reticulados, sobre el que se desarrolla la solución de este documento, es (figura 6.5) el formado por:

- Una armadura corrida en la cara inferior. Puede ser igual o distinta en ambas direcciones. En losa maciza debe tener separaciones pequeñas y por tanto será de diámetros bajos. En forjado aligerado se puede disponer sólo un redondo por nervio; y si necesita otro como complemento, se puede disponer localmente, tal como al centro de la luz en crujías internas, o pegado a borde en las externas. Su capacidad resistente total en la dirección x se denota con $\mathbf{m}_x$

- Una armadura corrida en la cara superior, en general malla tupida con igual sección en ambas direcciones, tal como ø5 / 0,20. Su capacidad resistente se denota con $\mathbf{m}_o$

- Un refuerzo local superior, sobre sustentaciones. Sobre soportes está formado, en principio, por igual número de diámetros en cada dirección, de una o dos longitudes diferentes, dispuestos, por ejemplo, con la cadencia de la malla anterior, y con disposición centrada con el soporte. Su capacidad resistente total, en cada dirección, se denota, en soporte interior, con $\mathbf{M}_A$. Si hay dos soportes muy cercanos, puede que haya que diseñar una armadura específica para el conjunto de ambos, por superposición de las de cada uno. Sobre muros (o vigas de canto) está formado por armaduras transversales a la línea de sustentación, y con cadencia uniforme, simétricamente con la línea citada en caso de sustentación interna, pasante, o anclada en patilla si es externa; su capacidad por unidad de longitud se denota con $\mathbf{m}_E$.

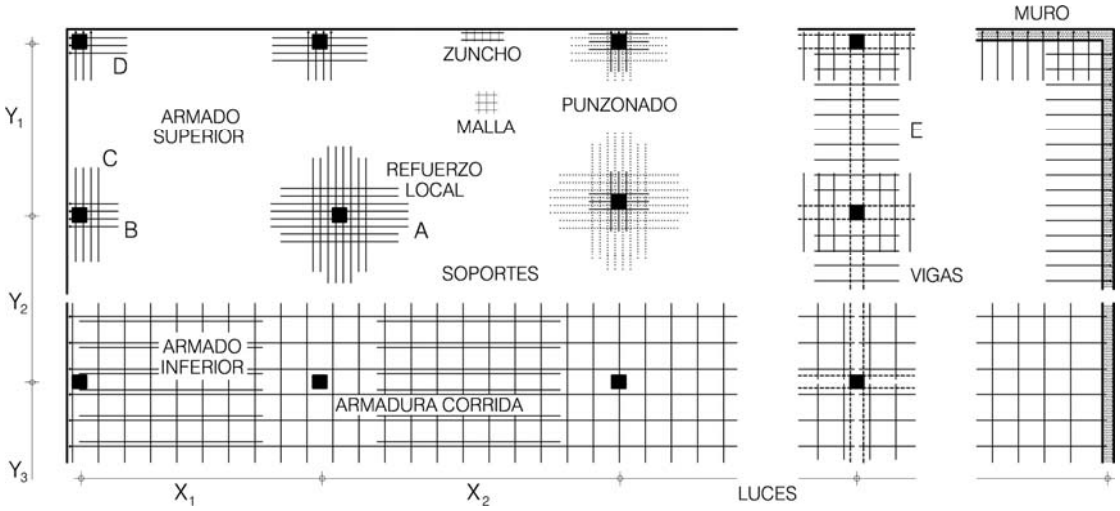

Figura 6.5 Patrón de armadura en forjado bidireccional (reticulado o losa)

- Un elemento de remate en borde. En caso de losa, y sobre todo si se arma con mallas, puede ser una ristra de horquillas solapadas en ambas caras (figura 6.17). En el caso de forjado aligerado debe ser el zuncho citado en 6.1.1. Estos elementos pueden servir para complementar la capacidad resistente del forjado ante cargas locales en borde, tales como las de cerramiento, aunque no se encuentre exactamente sobre esa línea.

- Un armado transversal para punzado en torno a soportes, necesario, sobre todo, en plantas altas, o con soportes de acero.

NOTA: En lo que sigue, y por simplicidad, se omite el subíndice "d", pero se debe entender que todas las magnitudes mecánicas son en valor de cálculo.

6.3.2 Modelo diedro

1 El agotamiento tipo diedro es el formado por dos líneas paralelas (o convergentes en un punto), de tracción superior, y otra, intermedia, de tracción inferior, (o convergente en el mismo punto), obteniéndose una condición necesaria de la capacidad a momento en esas líneas, o armadura total en una dirección, correspondiendo la pésima a la distancia máxima entre ellas, en general a ras de soportes. A estos efectos se distingue:

- crujía *interna*, en una dirección: es la que, a cada lado tiene otra, un vuelo de gran luz, o una sustentación empotrada en muro.
- crujía *externa*, en una dirección: es la que, en un lado, la línea de soportes es de borde, o se trata de un apoyo simple sobre muro. Cuando sucede eso en ambos lados, se trata de una crujía *aislada*.

2 Entre líneas paralelas de soportes, hay suficiente capacidad resistente al agotamiento tipo diedro, (similar al que sirve para comprobar vigas), para carga uniforme **q**, si, en cortes a ras de dichos elementos y en vano, (figura 6.6), se verifica:

Crujía interna $\mathbf{m}_x + \mathbf{m}_o + \mathbf{m}_A \geq \mathbf{q} \cdot \mathbf{X}'^2 / 8$ [6.1]

Crujía externa $\mathbf{m}_x + 0{,}4 \cdot (\mathbf{m}_o + \mathbf{m}_A) \geq \mathbf{q} \cdot \mathbf{X}'^2 / 8$

donde:

X' luz neta entre líneas a caras de soportes. En soportes de borde, del lado de la seguridad, a ejes.

$\mathbf{m}_A$ capacidad a momento del refuerzo superior, en promedio por unidad de longitud del corte. En el caso de muro, directamente $\mathbf{m}_E$. En el caso de soporte interior, $\mathbf{M}_A$ /**Y**, siendo **Y** el intervalo entre soportes. En soportes de borde, del lado de la seguridad, se supone valor nulo.
Si, en crujía interna, el valor es diferente en un lado y otro del diedro, se debe tomar la semisuma de ambos.

3 Las expresiones [6.1] sirven para decidir un valor inicial de las armaduras, adoptando para la capacidad de cada una, una fracción arbitraria del momento isostático, (segundo miembro), tal como sería $\mathbf{m}_x = \mathbf{q} \cdot \mathbf{X}'^2 / 16$ para crujía interna y $\mathbf{m}_x = \mathbf{q} \cdot \mathbf{X}'^2 / 11{,}5$ para externa, (como en [5.2]), quedando otro tanto para la malla superior más el refuerzo local.

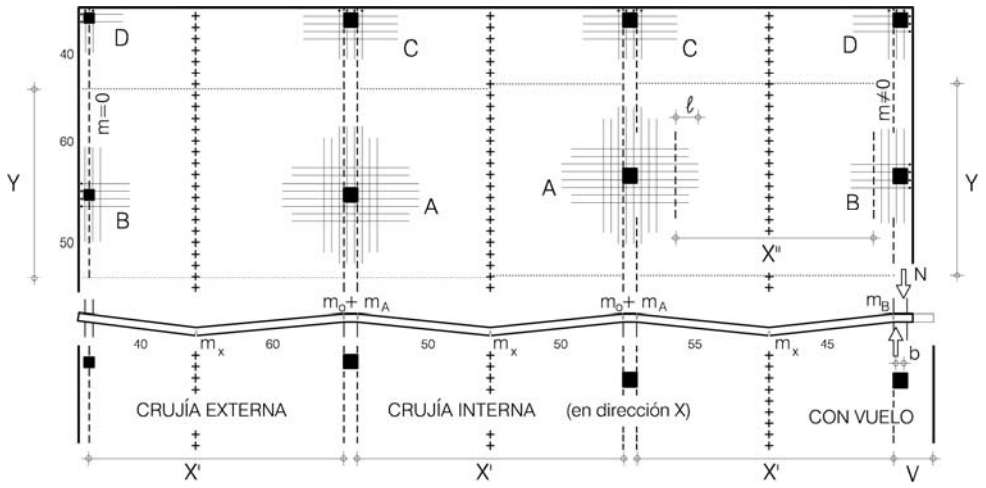

Figura 6.6 Modelo de agotamiento en diedro

4 Si existen elementos o cargas locales afectadas por el diedro considerado, en [6.1] se debe añadir, en el primer miembro, la incidencia de la capacidad del elemento resistente adicional, tal como la del zuncho o una viga de canto, y en el segundo, el término correspondiente de la carga implicada.

5 Si la disposición del diedro no es de líneas paralelas, sino convergentes, (véase figura 5.6), el problema se puede formular análogamente.

6 Si los soportes de borde tienen grueso y carga apreciables, o hay vuelo, se puede seguir aplicando [6.1], que, del lado de la seguridad, supone nula la respuesta a momento flector en ese lado. Pero si se desea matizar, basta que se verifique:

Externa (con vuelo): $\mathbf{m}_x + 0{,}45\cdot(\mathbf{m}_o + \mathbf{m}_A + \mathbf{m}_B) \geq \mathbf{q}\cdot\mathbf{X}'^2/8$ [6.2]

Aislada (con vuelos): $\mathbf{m}_x + 0{,}50\cdot(\mathbf{m}_B + \mathbf{m}_{B'}) \geq \mathbf{q}\cdot\mathbf{X}'^2/8$

donde:

X' luz a caras internas de la línea de soportes exteriores (luz neta)

$\mathbf{m}_B$ La capacidad promedio del refuerzo local del lado del borde, tal como $\mathbf{M}_B/\mathbf{Y}$ (figura 6.6) más $\mathbf{m}_o$ en una amplitud **Y**/2, aunque si hay vuelo puede considerase $\mathbf{m}_o$ en toda la amplitud.
Pero, en cualquier caso, para el valor $\mathbf{m}_B$ no se puede superar la capacidad que se pueda movilizar por fuera de la línea de corte, de valor $\mathbf{q}\cdot\mathbf{v}^2/2$ para vuelo con carga uniforme, y **N·b** para soportes, siendo **N** la compresión superior y **b** la distancia entre acción y reacción.

NOTA: En las expresiones [6.1] y [6.2], el primer término es una aproximación suficientemente válida. La exacta, con carga uniforme, es $(\sqrt{(\mathbf{m}_x+\mathbf{m}_B)} + \sqrt{(\mathbf{m}_x+\mathbf{m}_{B'})})^2/4$, *siendo* $\mathbf{m}_B$ y $\mathbf{m}_{B'}$ *las capacidades unitarias de ambos lados. El coeficiente 0,4 corresponde al caso de que en un lado haya momento nulo, el de 0,45 a un momento menor que el del otro lado, y 0,50 a un valor similar en ambos.*

7 Si las magnitudes implicadas en [6.1] o [6.2] son variables en el desarrollo del corte, es suficiente, aunque no necesario, que esa expresión se satisfaga en cada trozo de longitud arbitraria, tal como entre líneas a medias de soporte a soporte, pudiendo considerarse incluso cada lado del diedro por separado. Si se opera por trozos, en el frente, las citas a A y B se deben entender referidas a C y D. Si el modelo diedro no puede llegar de lado a lado de la planta, se puede complementar o rematar con trozos de *artesa* (figura 6.8), comprobables según 6.3.4

8 Debido a que la armadura de refuerzo local sobre soportes es de longitud limitada, se debe verificar además que no se produce el agotamiento en diedro a ras del extremo de la misma. Para ello se debe cumplir:

Diedro local: $\mathbf{m}_x + \mathbf{m}_o \geq \mathbf{q}\cdot\mathbf{X}''^2/8$ [6.3]

donde:

X" luz entre extremos de armaduras de refuerzo, descontando su longitud de anclaje, ℓ, (tabla 2.1), en borde sólo en las imprescindibles para el momento movilizable.

condición que no suele exigir reconsideración de las armaduras, si éstas tienen longitudes del orden de las representadas en la figura 6.5 y acotadas en la 6.12

9 La adopción de todos los diedros posibles de una crujía lleva a que la solución de armado debe, al menos, cubrir, con los márgenes habituales de prolongación por cortante y anclaje, el diagrama de momentos de la carga, regla con la que es muy simple peritar una planta dada, encontrando al menos una cota superior de la carga que es capaz de soportar.

6.3.3 Modelo cono

1 Este agotamiento está formado por conos locales con vértices truncados en cada soporte, con circunferencias de agotamiento por tracción inferior, y radios con agotamiento de tracción superior, obteniéndose una condición para las armaduras, de ambas direcciones y caras, en la vecindad de los soportes. No se aplica a muros, cuyo entorno se comprueba con *diedros*.

2 Sea cual sea la distribución de soportes, hay suficiente capacidad resistente al agotamiento tipo cono, si en torno a cada uno, (figura 6.7), se verifica:

$$\begin{aligned} &\text{Interior:} && \mathbf{m}_{inf} + \mathbf{m}_o + \mathbf{m}_A \geq \mathbf{q} \cdot \mathbf{S} / 2\pi \\ &\text{De borde:} && \mathbf{m}_{inf} + \mathbf{m}_o + \mathbf{m}_{BC} \geq \mathbf{q} \cdot \mathbf{S} / \pi \\ &\text{De esquina:} && \mathbf{m}_{inf} + \mathbf{m}_o + \mathbf{m}_D \geq \mathbf{q} \cdot \mathbf{S} / 0{,}5 \cdot \pi \end{aligned} \qquad [6.4]$$

donde:

m $_{inf}$ capacidad por unidad de longitud de la armadura inferior, interesada por la base del cono. Si es diferente de una dirección a otra, o en los diferentes cuadrantes, la media de todas ellas. Cuando se dispone armadura corrida y complemento local, para radios pequeños, puede ser menor que la total.

$\mathbf{m}_A$ capacidad promedio por unidad de longitud, de la armadura superior interesada por el cono. Para radios pequeños (radio $\mathbf{r}_2$ de la figura 6.7) puede coincidir con la densidad del refuerzo en la zona en que forma cuadrícula. Para radios mayores (radio $\mathbf{r}_1$ de la figura 6.7), el valor se reduce a $\mathbf{M}_A/2\mathbf{r}$

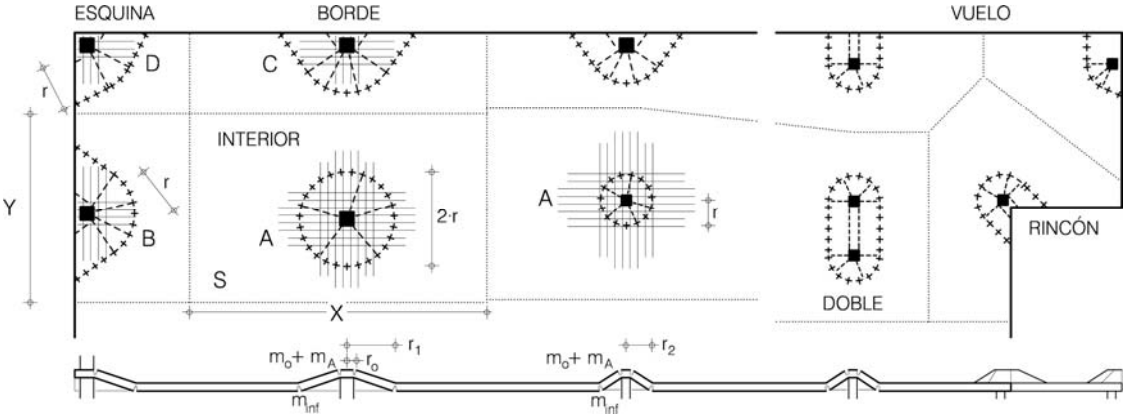

Figura 6.7 Modelo de agotamiento en cono

S superficie tributaria del soporte, cubriendo entre todas la totalidad de la superficie de la planta, como podría ser a mitad de distancia de los de su entorno. Para soportes al interior de una crujía externa, conviene tomar de ese lado el 60% de la luz.
Para tener en cuenta el tamaño de los soportes, se puede tomar un valor *neto*, eliminando dos tiras, cruzando la zona tributaria, con anchos igual a los lados del soporte. Para distribución regular y ordenada de soportes, en los interiores, es equivalente a adoptar **S** = **X**'·**Y**'

En general es suficiente que la condición [6.4] se verifique para conos con radio, **r**, entre el 20% y el 30% de la luz, (círculos que ocupen entre el 15% y el 25% de la superficie tributaria), que es donde se produce la condición pésima.

Para conos de radio pequeño, **r** es comparable a $\mathbf{r}_o$ (el que circunscribe al soporte), y con una formulación afinada, el primer término de [6.4] mejora con el factor $\mathbf{r}/(\mathbf{r}-\mathbf{r}_o)$, por lo que la capacidad necesaria disminuye al reducir el radio.
Para conos de radio grande, su volumen es relevante, por lo que la superficie tributaria neta se reduce aún más (para soporte interior es $\mathbf{S} - \pi \cdot \mathbf{r}^2/3$), resultando que la capacidad necesaria disminuye al incrementar el radio.

La corrección de valor *neto* de **S** es una buena aproximación de la incidencia de los matices señalados. Además para radio superior al 30% de la luz, puede que sea más crítica la fusión de los conos, a través de planos, (como muestra la figura 6.7 en el caso *doble*), a la manera de soportes próximos o sustentación lineal, derivando en diedros.

NOTA: Aunque en bordes, los conos se complementan parcialmente con planos, como muestra la figura 6.7 (en función de la relación de armaduras superior e inferior), para las proporciones habituales es suficientemente preciso suponer la fracción correspondiente de un cono completo, que es con lo que se han formulado las [6.4], y con lo que es mucho más sencilla la extrapolación a otros casos.

$\mathbf{m}_{BC}$ capacidad unitaria media de las dos direcciones, en soporte de borde, procedente del refuerzo local. Para la armadura perpendicular al borde (B), la misma regla que para A. Para la paralela al borde, (C), el valor reducido es $\mathbf{M}_C/\mathbf{r}$

$\mathbf{m}_D$ capacidad unitaria de cada una de las dos armaduras de refuerzo, en soporte de esquina, supuestas iguales. El valor reducido se obtiene como en el caso de C

3 Las expresiones [6.4] sirven para decidir los refuerzos de soportes de borde y la amplitud **u** (figura 6.8) máxima de la zona en que se puede repartir el refuerzo de un soporte interior, una vez que, a través de las [6.1] se ha decidido su sección.

4 Al igual que en el caso anterior, si existen cargas locales en la superficie tributaria, en [6.4] se debe añadir, en el primer miembro, la incidencia de la capacidad del elemento resistente adicional, tal como el zuncho, y en el segundo, el término correspondiente de la carga implicada.

5 Otros casos o intermedios, como soportes próximos entre sí, o con vuelo, o en rincón, se formulan de manera análoga, de acuerdo con su patrón de agotamiento, véase figura 6.7

6.3.4 Modelo artesa

1 La configuración de agotamiento en artesa es la formada por un perímetro cerrado, sin soportes en su interior, de agotamiento por tracción superior, y diagonales de agotamiento por tracción inferior, correspondiendo la pésima a la línea de menos longitud, armada, que engloba mayor superficie (figura 6.8), en general, una línea circular o poligonal ajustándose a ras de soportes, (o muros o vigas). A efectos de sólo parte de las armaduras, sería una línea al ras de donde se interrumpen las demás.

2 En los vanos entre soportes cabe considerar el agotamiento con una artesa circular, implicando sólo armadura inferior y malla, lo que condiciona la amplitud **u** y longitud, **v** (figura 6.8), de los refuerzos sobre soportes. Hay suficiente capacidad en ese caso, si se verifica:

$$\mathbf{m}_{inf} + \mathbf{m}_o \geq \mathbf{q} \cdot \mathbf{R}^2 / 6 \qquad [\,6.5\,]$$

donde:

$\mathbf{m}_{inf}$ capacidad por unidad de longitud de la armadura inferior, en promedio de las de ambas direcciones dentro de la artesa.

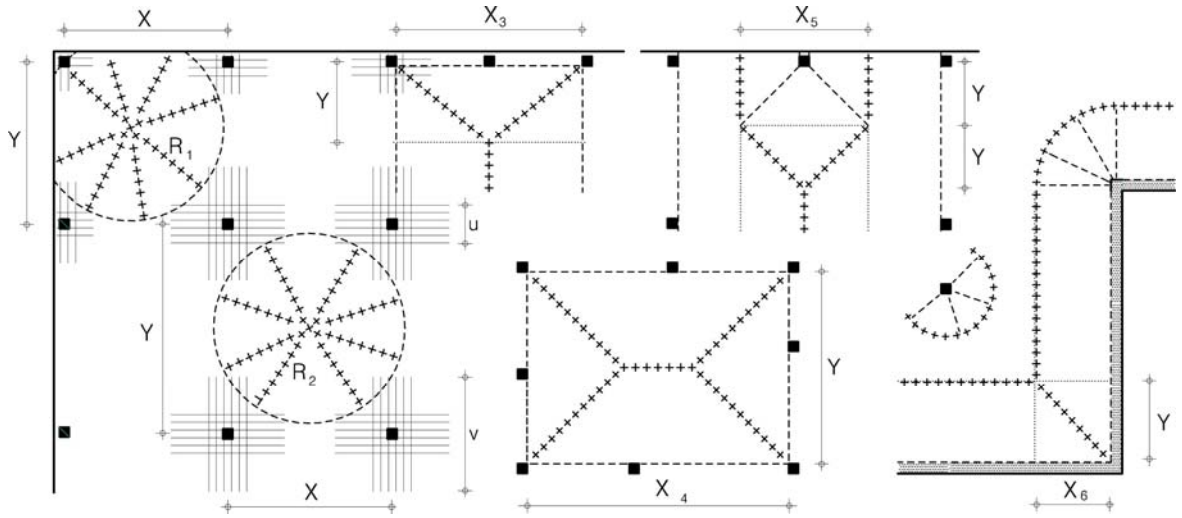

Figura 6.8 Modelo de agotamiento en artesa

R radio del mayor círculo que se puede trazar sin interesar la parte resistente de las armaduras de refuerzo de los soportes interiores, descontando pues su longitud de anclaje (figura 6.8). Oscila entre 0,4·**Y** cuando **Y**>>**X** y 0,55·**Y** cuando **X=Y**, con un valor ligeramente mayor en crujías externas.

En vanos de crujía externa, con los soportes de esquina, cabe la consideración indicada a propósito del diedro, adoptando el círculo que pasa por ellos (véase $\mathbf{R}_1$ de la figura 6.8). En ese caso, con un cono cortado, el término $\mathbf{m}_{inf}$ se reduce con la superficie, y $\mathbf{m}_o$ con el perímetro, aunque asimismo se reduce algo el término de carga. En primera aproximación, se puede tomar un 6%, un 24% y un 3% respectivamente, por cada lado cortado.

Si además de la carga uniforme, existe una carga puntual **Q** en el centro del círculo, el segundo miembro de [6.5] se debe incrementar en **Q**/6.

3 En los circos, o zonas amplias circundadas por soportes, o módulos de losa sobre vigas, cabe considerar agotamiento en artesa, a partir de una línea a ras de los elementos de sustentación. Si la luz de la artesa duplica la distancia entre soportes del perímetro, es la que determina la armadura de esa zona. En un circo rectangular (caso 4 de la figura 6.8, o B de la figura 6.2), hay suficiente capacidad si se verifica:

$$\mathbf{m}_{inf} + \mathbf{m}_o + \mathbf{m}_{AE} \geq \mathbf{q} \cdot \mathbf{X} \cdot \mathbf{Y} / 24 \qquad [6.6]$$

donde:

$\mathbf{m}_{inf}$ capacidad por unidad de longitud de la armadura inferior, en promedio de las de ambas direcciones, que, sobre todo en caso de circos irregulares, es aconsejable que sean iguales.

$\mathbf{m}_{AE}$ capacidad promedio por unidad de longitud de la línea perimetral del circo, de las armaduras de refuerzo interesadas, tipo **A** o **E**, perpendiculares a esa línea.

Cabe considerar además un agotamiento en artesa al ras de la parte eficaz de esos refuerzos, considerando nulo este término.

X Y Las dimensiones del rectángulo considerado.
Para circos de formas irregulares (casos C, G o H de la figura 6.2), el valor oscila entre adoptar **X**·**Y** como el área del polígono del circo, cuando éste es alargado, y adoptar para **X**·**Y**/24 el valor $\mathbf{R}^2$/6, como sucedía en [6.5], cuando el circo se ciñe mucho a un círculo.

NOTA: Aunque la configuración pésima, en artesa, puede incluir una lima horizontal, como muestra la figura 6.8, para las proporciones habituales es suficientemente preciso considerar directamente la de diagonales acometiendo al centro, que es como se ha deducido [6.6].

4 En los testeros de una comprobación por diedro, puede que, debido a la existencia de soportes adicionales, se deba rematar con media artesa (caso 3 de la figura 6.8). Si la comprobación de [6.1] se ha realizado por trozos, en éste hay suficiente capacidad si se verifica la [6.6] en la zona de lados **X** e **Y**. Si un diedro se desdobla en dos, la transición exige dos medias artesas opuestas (caso 5) complementarias.

Como en el caso de diedro, en la línea de borde no se puede considerar más capacidad por tracción superior que la que se pueda movilizar por vuelo o compresión de los soportes.

5 Cuando el forjado se sustenta en soportes interiores y muros perimetrales, los cálculos por conos sobre soportes se deben completar con planos de diedro en el desarrollo del los muros, comprobables con [6.1], necesitándose añadir un cuarto de artesa en cada esquina (caso 6 de la figura 6.8) que se comprueba con [6.6] y un cuarto de cono en los rincones, que se comprueban con [6.4]. En estos casos no es necesaria cada verificación por separado, pudiéndose hacer en conjunto, como se muestra en el ejemplo del siguiente apartado.

6 Si la solución es de losa sobre vigas, los cortes locales que interesan sólo a la losa, obedecerán al modelo *artesa*, mientras que los globales, que interesen además a las vigas, se regirán por el de *diedro* o por el de *conos*, según sea el caso.

6.3.5 Patrón de bandas

1 Otro patrón, clásico, es el de armado por *bandas*, aplicable sólo al caso en que los soportes tengan una distribución ordenada y regular, con luces similares, del lado de la seguridad, suponiendo soportes idealmente puntuales. Se parte de considerar armadura de sección uniforme en cada *banda*, o cuarto de la luz, tanto inferior como superior, y de longitud a determinar. Para los casos de módu-

lo aislado, (todos los soportes de esquina), o interior, (todos los soportes interiores), el agotamiento con los modelos anteriores, (figura 6.9) lleva a:

Soportes de esquina	diedro:	$\mathbf{m_x} = \mathbf{q \cdot X^2} / 8$	
	cono:	$2 \cdot \pi \cdot \mathbf{m_{xy}} = \mathbf{q \cdot S}$	[6.7]
Soportes interiores	diedro:	$\mathbf{m_x} + \mathbf{m'_x} = \mathbf{q \cdot X^2} / 8$	
	cono:	$2 \cdot \pi \cdot (\mathbf{m_{xy}} + \mathbf{m'_{xy}}) = \mathbf{q \cdot S}$	

donde:

- $\mathbf{m_x}$ capacidad a momento flector que tracciona la cara inferior, promedio entre la que hay en banda de soportes, $\mathbf{m_{xs}}$ y banda central, $\mathbf{m_{xc}}$. $\mathbf{m'_x}$ idem superior
- $\mathbf{m_{xy}}$ capacidad a momento flector que tracciona la cara inferior, promedio en el cruce de bandas en derredor del soporte; $\mathbf{m'_{xy}}$ idem superior
- **S** Superficie tributaria neta del conjunto; se puede tomar igual a $0{,}93 \cdot \mathbf{X} \cdot \mathbf{Y}$

2 En el caso de soporte de esquina, sin armadura superior, para luces iguales, el agotamiento en cono conduce a $\mathbf{m_{xy}} = 0{,}150 \cdot \mathbf{q \cdot X^2}$, y el promedio, por diedro, debe ser $\mathbf{m_x} = 0{,}125 \cdot \mathbf{q \cdot X^2}$, por lo que se deduce que $\mathbf{m_{xc}} = 0{,}100 \cdot \mathbf{q \cdot X^2}$, es decir, que es necesario que, de la armadura inferior total en una dirección, se disponga al menos el 60% en la banda de soportes, por ejemplo, dotando al octavo de la luz de una densidad de armadura doble que en el resto.

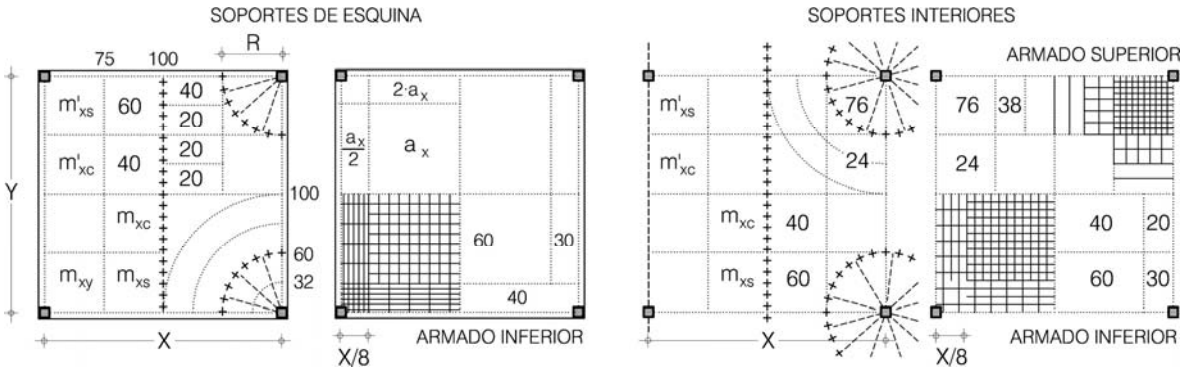

Figura 6.9 Armado por bandas

3 En el caso de soporte interior, adoptando, para el diedro, el reparto clásico de 2:1, se puede deducir análogamente, que, aunque la armadura inferior puede distribuirse casi uniformemente, (por ejemplo, un reparto 60:40, pero sin que toda llegue a los extremos), la superior debe poseer densidad triple en la banda de soportes que en la central, (o sea, un reparto 76:24).

4 La figura 6.9 muestra el patrón de armadura resultante de esta propuesta, (que es la presentada en EHE), que para cuestiones de detalle, como qué longitud debe tener cada armadura, se debe complementar con condiciones procedentes de cortes diferentes, como diedros locales o conos de otro radio.

6.3.6 Modelo general de flexión

1 En los casos en que no resulte fácil la identificación de en qué zonas son aplicables los modelos anteriores, se pueden obtener pistas usando el procedimiento siguiente:

- se dibuja lo que podrían ser *curvas de nivel* de la deformación, trazando envolventes sucesivas a partir de los puntos fijos, como soportes o muros, a distancias convencionalmente arbitrarias.
- se traza la familia ortogonal a la anterior, que representaría las *líneas de pendiente* de la deformada.
- entre los subconjuntos de esta trama, regularizados y linealizados, se encuentran, probablemente, los candidatos a configuraciones de agotamiento críticas, aunque las que lo sean realmente dependan de la disposición elegida para la armadura.

En la figura 6.10 aparece un ejemplo. La configuración global resulta ser cuatro encuentros de muros más un cono interior, (como el caso 5 de la figura 6.8). A partir de un descenso arbitrario de la línea **b**, tal como δ , resulta:

	Momento × giro		*Carga × descenso*
Líneas **a**:	$4\cdot(\mathbf{L}\cdot\mathbf{m}_o + \mathbf{M}_A) \times \delta/0{,}5\cdot\mathbf{L}$	Zonas **1**:	$\mathbf{q}\cdot\mathbf{L}^2/2 \times 2\,\delta/3$
Líneas **b**:	$2 \cdot 4\cdot\mathbf{L}\cdot\mathbf{m}_x \times \delta/0{,}5\cdot\mathbf{L}$	Zonas **2**:	$2\cdot\mathbf{q}\cdot\mathbf{L}^2/2 \times \delta/2$
Líneas **c**:	$4 \cdot \mathbf{L}\cdot\mathbf{m}_x \times \delta/0{,}5\cdot\mathbf{L}$	Zonas **3**:	$\mathbf{q}\cdot\mathbf{L}^2 \times \delta/3$

Igualando ambos trabajos, resulta: $24\cdot\mathbf{m}_x + 8\cdot\mathbf{m}_o + 8\cdot\mathbf{M}_A/\mathbf{L} = 2\cdot\mathbf{q}\cdot\mathbf{L}^2$

Figura 6.10 Deducción de los modelos de agotamiento

2 Las configuraciones críticas son las que, con menos perímetro o desarrollo, permitan el máximo de descenso de carga, con el mínimo giro entre planos que interesen mucha armadura; en igualdad de condiciones, las que tengan las limahoyas lo más distante posible de las limatesas.

3 Para el análisis de los paños con hueco, se debe forzar la configuración de agotamiento para conseguir que haya el mayor número de líneas intersecadas por huecos. La figura 6.11 muestra algunos casos típicos. El análisis de los nervios de borde puede exigir el estudio de configuraciones locales adicionales.

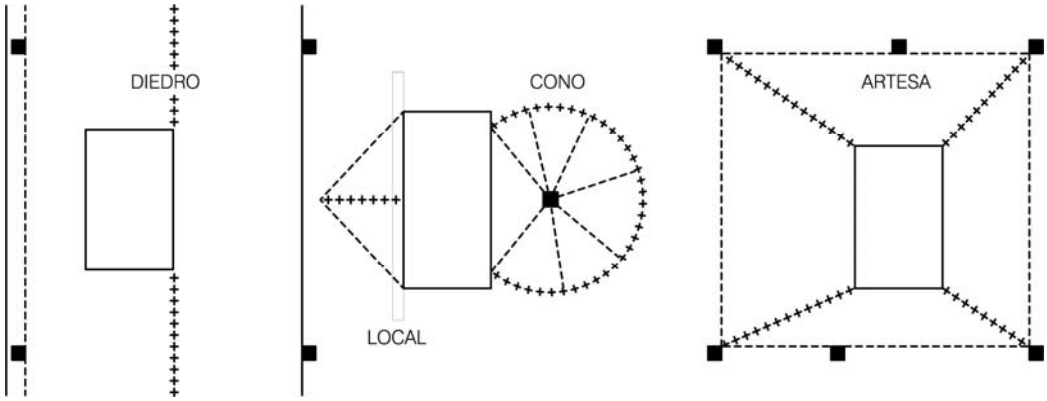

Figura 6.11 Modelos de análisis con huecos

4 Si el hueco es de un patinillo rodeado de albañilería, ésta se puede considerar como un punto de sustentación para la carga añadida a la de peso propio del forjado. Si el patinillo no llega a solera, el conjunto se debe analizar en altura para verificar qué parte de cerramiento gravita sobre cada planta, siendo de todas maneras conveniente prever un incremento en el forjado en el que arranca.

6.4 Armado y comprobación

6.4.1 Flexión por carga vertical

1 La capacidad o solicitación a momento flector determinada en apartados anteriores, se puede transformar en sección de armadura, aplicando [3.1]. Para el valor probable de brazo de palanca, se puede usar lo indicado en la figura 5.12. Con incendio se debe tener en cuenta 6.4.5. Si se parte

de un momento, **m**, por metro de longitud de corte, se obtiene la sección, **a**, asimismo por metro de ancho.

2 Si la línea, **j**, para la que se ha determinado la capacidad a momento flector, es oblicua a las direcciones de armado, como es el caso de diedro sesgado, cuando los soportes están al tresbolillo, se debe cumplir que $\mathbf{a}_x \cdot \sin^2 \boldsymbol{\alpha}_x + \mathbf{a}_x \cdot \sin^2 \boldsymbol{\alpha}_y \geq \mathbf{a}_j$, siendo $\boldsymbol{\alpha}_x$ y $\boldsymbol{\alpha}_y$ los ángulos que forman las armaduras **x** e **y** con la perpendicular al corte. Los casos de armado en cuadrícula, cortes circulares o diagonales de artesa ya incluyen implícitamente esta condición.

3 En la cara inferior, en la malla superior, o donde se crucen los refuerzos locales, la sección de armadura en una dirección no debe ser inferior a la cuarta parte de la de la otra.

4 La armadura inferior de los nervios debe suponer, con B500, al menos, el 0,28% de su sección. La de losas macizas, contando la suma de armadura inferior y malla superior, el 0,18%. Si la malla superior es de ø5 / 0,20 m, la armadura inferior mínima resulta:

Grueso de la losa o forjado (m)	**Losa**	**Forjado, ancho medio del nervio** (m)		
		0,12	0,15	0,20
0,16	ø8 / 0,20	-	-	-
0,20	ø10 / 0,20	-	-	-
0,25	ø10 / 0,20	ø10	ø12	ø14
0,30	ø12 / 0,20	ø12	ø14	ø16
0,35	-	ø12	ø14	ø16

En losas sobre sustentación lineal en todo su contorno, de muros o vigas, la armadura suele quedar cubierta por la mínima.

5 Para controlar la fisuración, el intervalo entre armaduras traccionadas de la cara inferior de losas no debe superar 0,25 m, pero el recubrimiento o el ambiente puede exigir condiciones más severas (véase apartado 3.7). En los ábacos, habida cuenta de que están comprimidos en su cara inferior, no es preciso disponer malla adicional, pudiendo quedar armado sólo con la armadura de los nervios que los atraviesan.

Nota: Con sismo, el grado de sobredimensionado del forjado debe ser inferior al de los soportes

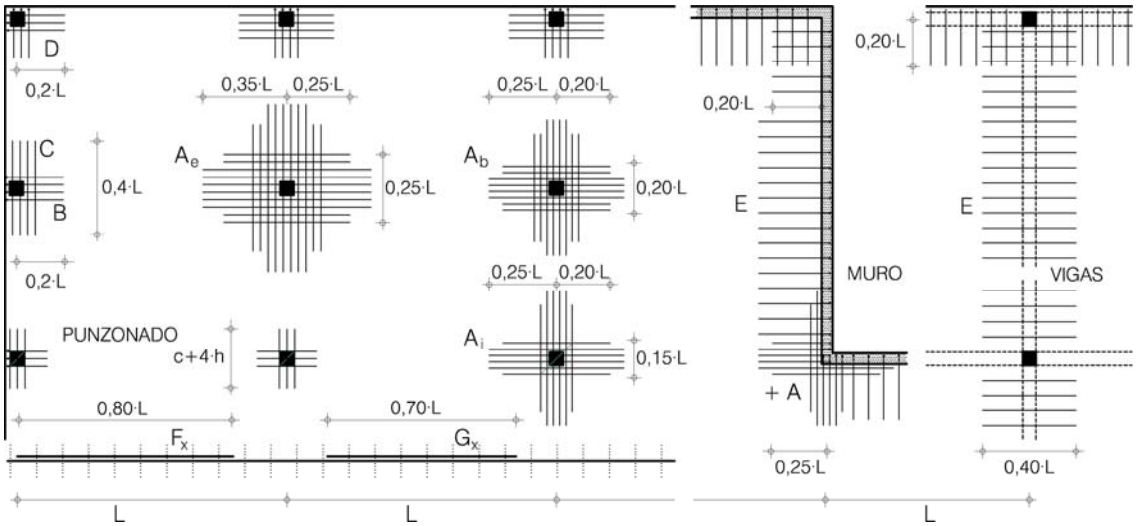

Figura 6.12 Longitudes típicas de armado

6 La figura 6.12 indica longitudes suficientes para cada tipo de armadura. En relación con la que se dispone sobre soportes, al menos la mitad de A debe tener la longitud mayor; el resto puede tener la menor y que las longitudes y amplitudes del refuerzo superior sobre soportes, en la dirección de la luz menor, pueden resultar más cortas si se calculan.

7 La tabla 6.3 ofrece los resultados para la armadura longitudinal de carga gravitatoria, en el caso de soportes en cuadrícula regular, complementados, o no, con muros perimetrales. Estos valores se pueden usar en otros casos como referencia para decidir la armadura y ponerla a prueba con las reglas precedentes.

Tabla 6.3 Armado de forjados bidireccionales: reticulados y losas (1)

CARGA(2) (kN/m²)	LUCES(3) X	4,20	4,90		5,60		6,30			7,00	
Armadura (4)	(m) Y	4,20	4,20	4,90	4,90	5,60	4,90	5,60	6,30	6,30	7,00
+ 4 RETICULADO	**canto** (m)	**0,24**	**0,26**	**0,28**	**0,28**	**0,30**	**0,28**	**0,30**	**0,30**	**0,32**	**0,34**
Soporte interior	A_i	4ø12	4ø16	4ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	8ø16	8ø16
	A_b	8ø12	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	8ø16	6ø16	8ø16	8ø16
	A_e	8ø12	6ø16	6ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16
Nervio, crujía externa	F_x	ø12	ø16	ø 16	2ø12	2ø12	ø12-16	ø12-16	ø12-16	2ø16	2ø16
	F_y	ø12	ø12	ø 16	ø16	2ø12	ø16	2ø12	ø12-16	ø12-16	2ø16
crujía interna	G_x	ø10	ø12	ø 12	ø12	ø12	ø16	ø16	ø16	2ø12	2ø12
	G_y	ø10	ø10	ø 12	ø12	ø12	ø12	ø12	ø16	Ø16	2ø12
kg/m²	(5)	*6*	*7*	*8*	*8*	*9*	*9*	*9*	*10*	*11*	*12*
LOSA	**canto** (m)	**0,16**	**0,18**	**0,20**	**0,22**	**0,22**	**0,24**	**0,26**	**0,26**	**0,30**	**0,30**
Soporte interior	A_i	8ø12	8ø12	8ø12	8ø12	8ø12	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16
	A_b	10ø12	10ø12	10ø12	10ø12	10ø12	6ø12	6ø16	8ø16	8ø16	8ø16
	A_e	12ø12	12ø12	12ø12	12ø12	12ø12	8ø12	6ø16	10ø16	8ø16	10ø16
Inferior, crujía externa	F_x	ø10	ø12	ø 12	ø12	ø12	ø12*	ø12*	ø12*	ø12*	ø12*
	F_y	ø10	ø12	ø 12	ø12	ø12	ø12	ø12	ø12*	ø12*	ø12*
crujía interna	G_x	ø10	ø10	ø 10	ø10	ø12	ø12	ø12	ø12	ø12*	ø12*
	G_y	ø10	ø10	ø 10	ø10	ø12	ø10	ø12	ø12	ø12*	ø12*
kg/m²	(5)	*10*	*11*	*12*	*12*	*13*	*14*	*14*	*15*	*16*	*17*
+ 5 RETICULADO	**canto** (m)	**0,24**	**0,26**	**0,28**	**0,30**	**0,30**	**0,28**	**0,30**	**0,30**	**0,32**	**0,34**
Soporte interior	A_i	4ø16	4ø16	4ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	8ø16	10ø16	10ø16
	A_b	6ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	10ø16	10ø16	10ø16	10ø16
	A_e	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	10ø16	10ø16	10ø16	12ø16	12ø16	12ø16
Nervio, crujía externa	F_x	ø12	ø16	ø 16	ø1216	ø1216	ø12-16	ø12-16	ø12-16	2ø16	2ø16
	F_y	ø12	ø12	ø 16	ø16	ø1216	ø16	ø12-16	ø12-16	ø12-16	2ø16
crujía interna	G_x	ø12	ø12	ø 12	ø16	ø16	ø16	ø16	ø16	2ø12	2ø12
	G_y	ø12	ø12	ø 12	ø12	ø16	ø12	ø16	ø16	Ø16	2ø12
kg/m²	(5)	*8*	*8*	*9*	*10*	*11*	*10*	*11*	*12*	*12*	*13*
LOSA	**canto** (m)	**0,18**	**0,20**	**0,20**	**0,22**	**0,24**	**0,26**	**0,26**	**0,28**	**0,30**	**0,32**
Soporte interior	A_i	6ø12	8ø12	8ø12	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16	6ø16
	A_b	6ø12	8ø12	10ø12	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16
	A_e	8ø12	10ø12	10ø12	10ø16	10ø16	10ø16	10ø16	10ø16	10ø16	10ø16
Inferior, crujía externa	F_x	ø10	ø12	ø 12	ø12	ø12	ø12*	ø12*	ø12*	Ø16	Ø16
	F_y	ø10	ø12	ø 12	ø12	ø12	ø12	ø12	ø12*	ø12*	Ø16
crujía interna	G_x	ø10	ø10	ø 10	ø12	ø12	ø12	ø12	ø12	ø12*	Ø12*
	G_y	ø10	ø10	ø 10	ø10	ø12	ø10	ø12	ø12	ø12*	Ø12*
kg/m²	(5)	*10*	*11*	*12*	*13*	*13*	*14*	*14*	*15*	*17*	*19*
+5B LOSA	**canto** (m)	**0,20**	**0,22**	**0,22**	**0,24**	**0,24**	**0,26**	**0,26**	**0,28**	**0,30**	**0,32**
Soporte interior	A_i	6ø16	6ø16	6ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	10ø16
Inferior, crujía interna	G_x	ø12	ø12	ø12	ø12*	ø12*	ø16	ø16	ø16	Ø16	Ø16
	G_y	ø12	ø12	ø12	ø12	ø12*	ø16	ø16	ø16	Ø16	Ø16
kg/m²	(5)	*14*	*15*	*15*	*16*	*17*	*18*	*19*	*20*	*21*	*22*

(1) Acero B500. Hormigón HA25 incluso control indirecto. Malla superior ø5 / 0,20. Interior de edificios. Para exterior, se debe disponer 1 cm más de canto, y repercutirlo en el peso. Al menos dos recuadros en ambas direcciones.

(2) Carga uniforme, en incremento sobre peso propio del forjado: +4 kN/m² es viviendas o garajes, +5 kN/m², edificio público. El caso +5B corresponde a + 5 kN/m², más la sobrecarga equivalente de camión de bomberos (considerando sólo que circula por crujía *interna*, o sustentada en muro), sin tener limitaciones por flecha.
Lar cargas lineales, por ejemplo, provenientes de cerramiento, y la armadura que exigen, así como las de acción horizontal, se deben considerar aparte.

(3) Tramo dominante, con luces no menores que los circundantes. La primera luz es la mayor del recuadro, a la que se asigna la dirección **X**. La segunda es la menor, en dirección **Y**. Ambas son *netas*, es decir medidas a caras de soportes interiores y a ejes de los exteriores.

(4) Para clave de armaduras **A** .. **G** y sus longitudes, veáse figura 6.12. $\mathbf{A_i}$, es la de soporte interior, al menos a dos crujías del borde, $\mathbf{A_b}$ a una crujía de borde y $\mathbf{A_e}$, a una crujía de esquina.
Para **B** en los casos de la tabla, es suficiente 4ø10, como armadura **C**, 6ø12 o 4ø16 y como armadura **D**, 4ø10
La **E** en tramo de muro (o viga de descuelgue) enfrente de una línea de soportes es igual a la $\mathbf{A_i}$, repartida en todo su desarrollo; para la **E** correspondiente a la esquina entre muros basta un refuerzo de ø8 / 0,70 m.
La armadura inferior, **F** y **G** (según la dirección, **x** o **y**) en reticulado cada 0,70 m y en losa cada 0,20 m (0,15 m en el caso *).
En principio vale cualquier otra armadura con la misma sección total.
Para cantos superiores, la armadura crece proporcionalmente con la carga total e inversamente con el canto. Para cantos inferiores del estricto por flecha (para una armadura del 0,3% de la sección a considerar de hormigón, del orden de **L/d** = 27), crece con el cuadrado de la reducción del canto, (incluso algo más, porque aumentará la cuantía).

(5) La repercusión (orientativa) de armadura, en kg por m², corresponde a una planta con recuadros iguales (la irregularidad juega desfavorablemente Al valor tabulado se debe sumar el de los zunchos, remates de borde, y armadura de punzado.

* separación de 0,15 m; en otro caso de 0,20 m en losa y 0,70 m en reticulado.

6.4.2 Punzado y cortante

1 En general, con cargas domésticas y soportes de hormigón, si se cumple el resto de condiciones de este documento, hay siempre suficiente capacidad por compresión oblicua a ras de los soportes. Para el caso de cargas modestas, como las de vivienda, soportes de hormigón, y sobre todo si hay varias plantas por encima, suele haber asimismo suficiente capacidad por tracción en el perímetro crítico, sin necesidad de armadura específica, mientras los ábacos o partes macizas en derredor de cada soporte supongan del orden del 10% de su área tributaria.

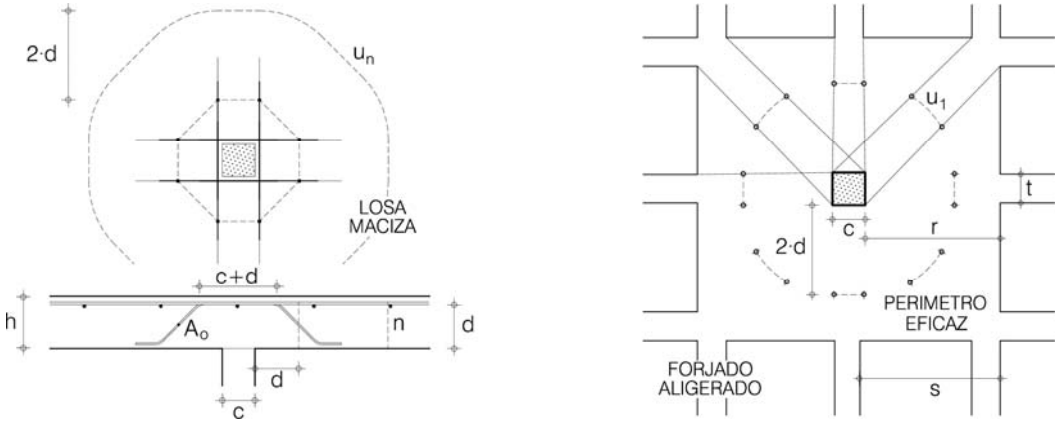

Figura 6.13 Comprobación de punzado

2 En cualquier caso, con losa maciza, hay suficiente capacidad resistente a punzado, si, en torno a cada soporte, se verifican las condiciones dadas en [3.10], que en soporte interior, contorno de soporte cuadrado de lado **c**, y en su caso, un armado de un frente con barras dobladas (figura 6.13), se traducen, con los significados de 3.5, en (véase tabla 6.4):

Por compresión	$\mathbf{F}_d \leq 4 \cdot \mathbf{c} \cdot \mathbf{d} \cdot \mathbf{f}_{od}$	
Por tracción, sin armadura	$\mathbf{F}_d \leq (4 \cdot \mathbf{c} + 11\mathbf{h}) \cdot \mathbf{d} \cdot \mathbf{f}_{vd}$	[6.9]
Por tracción, con armadura	$\mathbf{F}_d \leq (4 \cdot \mathbf{c} + 11 \cdot \mathbf{h}) \cdot \mathbf{d} \cdot 0{,}75 \cdot \mathbf{f}_{vd} + \mathbf{A}_o \cdot \mathbf{f}_{yd}$	
	$\mathbf{F}_d \leq (4 \cdot \mathbf{c} + 14 \cdot \mathbf{h}) \cdot \mathbf{d} \cdot \mathbf{f}_{vd}$	

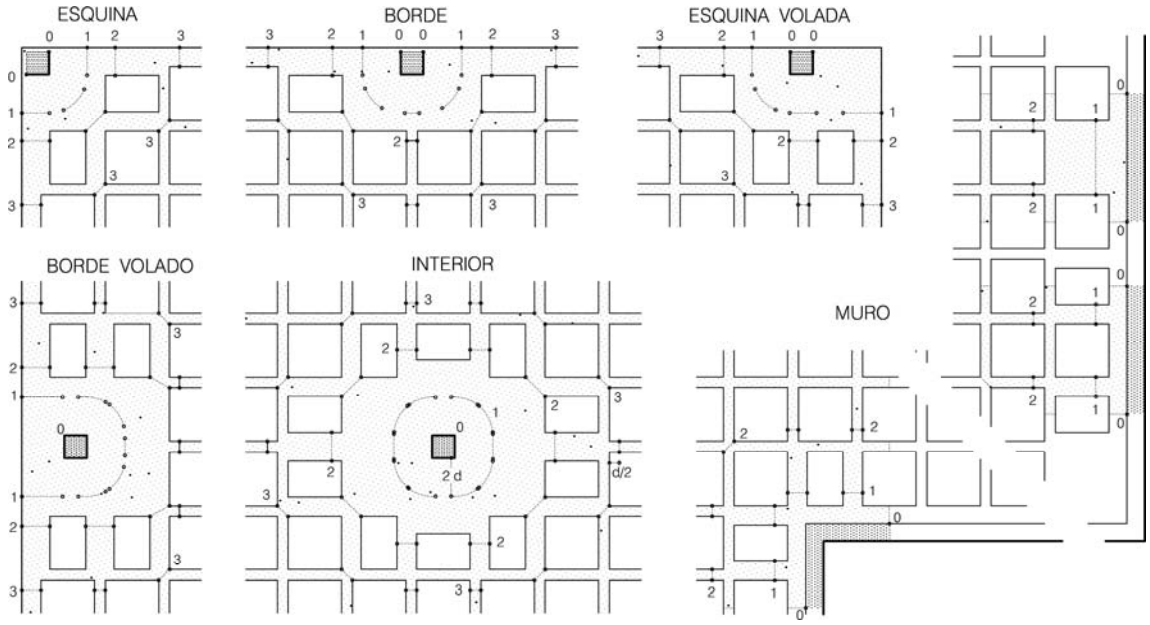

Figura 6.14 Cortes a punzado y cortante

3 En el caso de forjados con bovedillas o casetones, que a los efectos de punzado son como huecos, se puede considerar que forman parte del perímetro crítico los puntos que son intersección de rectas que unen un punto de los nervios macizos con puntos del soporte, como muestra la figura 6.13.

Para un cálculo preliminar, en las expresiones [6.9] basta multiplicar el término (4**c**+11·**h**) por (**c**(**r**/2**d**-1)+**t**)/**s**, y el (4**c**+14·**h**) por (**c**(**r**/3**d**-1)+**t**)/**s**, con los significados de la figura citada.

Tabla 6.4 Canto útil (1) (m) **por punzado, losas macizas**

Carga (2) (kN)	**Lado del soporte** (3) (m)						
	Sin armado			**Con un frente de armado**			**Armado** (4)
	0,10	**0,16**	**0,25**	**0,10**	**0,16**	**0,25**	4 ø 8
120	0,13	0,12	0,11	0,12	0,11	0,10	4 ø 8
150	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	4 ø 8
200	0,17	0,16	0,15	0,16	0,15	0,14	4 ø 8
250	0,19	0,18	0,17	0,17	0,16	0,16	4 ø 10
300	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,17	4 ø 10
400	0,28*	0,24	0,22	*	0,22	0,21	4 ø 10
500	0,34*	0,27	0,25	*	0,24	0,23	4 ø 10
600	0,41*	0,29	0,28	*	0,26	0,25	4 ø 12

(1) Con soportes de hormigón, el canto total del forjado menos 0,04 m. En otro caso, véase figura 6.15.
(2) Carga que entra en el sopote, en esa planta, proveniente de valores característicos. Los valores incluyen los coeficientes de seguridad en situación ordinaria de materiales (HA25 y B500), y de acciones (1,4). Interior de edificios.
(3) Soporte cuadrado interior. Para otras formas, el equivalente en perímetro. Para soportes de borde se puede suponer carga mitad, y en esquina la cuarta parte.
(4) Armado de barras dobladas, el valor indica el número de barras con dos patas cada una. El canto útil se puede reducir ligeramente disponiendo el mismo armado en más frentes.
* La condición crítica es la de biela oblicua a compresión.

4 Si el perímetro a más distancia del soporte sufre reducción, como sucede cuando hay aligeramiento (cortes 2 y 3 de la figura 6.14), debe existir suficiente capacidad a cortante, según [3.8], disponiendo estribos si es preciso, siendo **V** la carga que atraviesa ese corte, (igual a la total que entra en el soporte, menos la que existe dentro del perímetro considerado), y como ancho, **b**, el total del corte.

5 Con cargas de vivienda, si se procede a una gradación entre la zona aligerada, en vano, y la macizada, de ábacos, tal como las que se indican en la figura 6.14, puede no resultar necesaria armadura de cortante.

6 Con soportes de acero es más probable que haya que acudir a armadura de punzado, y tanto la posición del corte a ras de la acometida, $\mathbf{u_o}$, como la medida del canto útil, **d**, depende de la solución usada (figura 6.15). Además, si se precisa armadura de punzado, sólo se puede disponer a ambos lados del fuste.

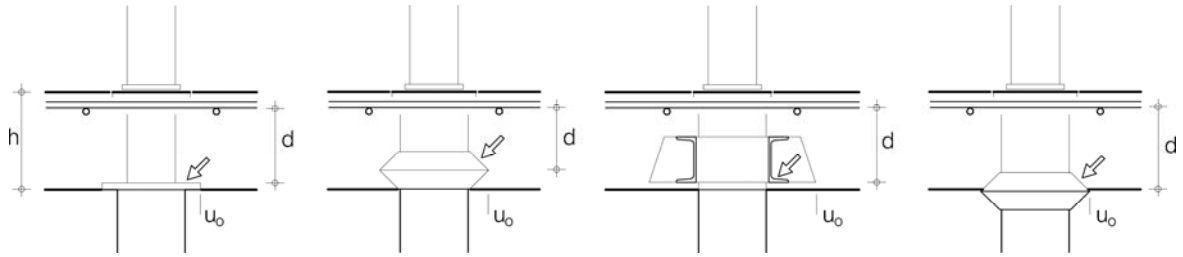

Figura 6.15 Punzado sobre soportes de acero

7 En el caso de sustentación sobre vigas de descuelgue, o en la zona recta de muros, (no en esquinas), la comprobación se hace en todos los casos con las expresiones de cortante, del apartado 3.4, considerando cortes paralelos a dicho elemento; véase los casos de muro en la figura 6.14

6.4.3 Acción horizontal de viento o sismo

1 Como solicitaciones provenientes de la acción horizontal sobre el edificio, se puede tomar, a un lado y otro de cada soporte, en las plantas sobre rasante, y para cada dirección considerada, las indicadas en 5.3.4. En suelo de planta baja, el momento indicado en [5.2] corresponde al soporte que nace de ese forjado. La flexión del forjado no puede superar la mitad de ese valor, y habitualmente es mucho menor. En plantas bajo rasante, los momentos son progresivamente menores, y en la práctica casi imperceptibles.

2 Dichas solicitaciones se deben transformar en incremento de armadura superior, con las mismas reglas que para los momentos de carga vertical, a disponer en una zona a menos de 1,5·**h** a cada lado del soporte (siendo **h** el canto del forjado).

3 En el caso de viento, teniendo en cuenta la baja de seguridad, se puede simultáneamente reducir un 10% de la armadura que haya en esa zona por carga vertical. Con sismo, un 50%.

4 Para determinar la longitud de estos refuerzos se debe proceder a dibujar al diagrama conjunto, tal como se muestra en la figura 5.10. Para un cálculo preliminar se puede partir de **L**/4 para el caso de viento y **L**/3 para el de sismo.

5 Si hay *inversión* de momentos, se debe proceder análogamente con la armadura inferior.

6.4.4 Carga local

1 Los forjados reticulados aligerados deben ser capaces de soportar la carga local que establece el CTE para cada caso. Para ello, contando con el efecto bidireccional, es suficiente que se cumpla la [5.4] del apartado 5.4.8, para un valor de **Q** mitad del allí indicado, lo que conduce a las mismas conclusiones aun en el caso de bovedillas de hasta **s** = 0,70 m.

6.4.5 Incendio

1 Para el caso de losa maciza, o forjado aligerado con bovedillas, valen las conclusiones de la tabla 5.4 para forjados unidireccionales. En particular, si en tramos continuos interiores, se mantiene en vano una capacidad reducida del 10% de la original, es suficiente.

2 Para el caso de forjado de casetones, los nervios, exentos, están expuestos por tres caras, alcanzando temperaturas más elevadas (véase figura 6.16). Según CTE, con R120 se debe prescindir de las armaduras situadas en un ancho inferior a 0,16 m; para R180, a 0,20 m. Si se dispone una de las dos armaduras al interior (casos **b** y **d**), se reduce el brazo de palanca conjunto. Ampliar el ancho, (opciones **c** y **e**), además de exigir variación en las piezas del sistema y del replanteo, incrementa el peso, reduciéndose la eficacia.

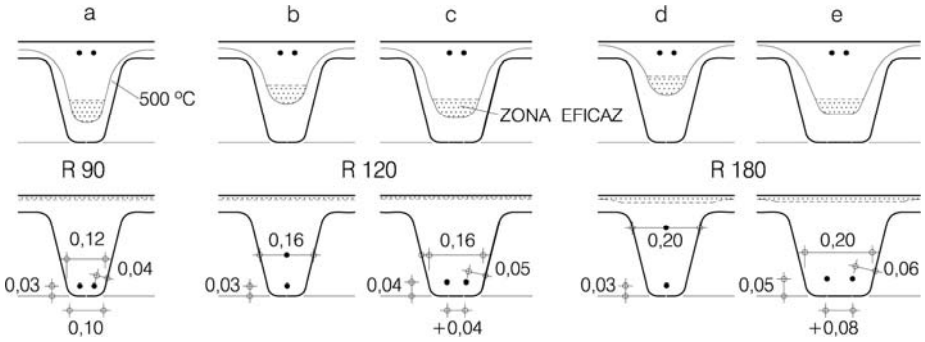

Figura 6.16 Secciones eficaces a incendio en forjado de casetones

3 En CTE se ofrece una solución prudente, con un nervio de ancho ampliado, incrementando el recubrimiento (50 mm de distancia al eje para R120 y 70 mm para R180), con lo que además se pierde brazo de palanca y durabilidad (la fisuración, [3.13], es muy sensible al incremento de recubrimiento), pero es muy simple, al permitir una comprobación sólo a nivel de sección.

Tabla 6.5 Capacidad reducida a momento flector en caso de incendio(1)

	Resistencia a incendio (minutos)		**R 90**	**R 120**		**R 180**	
		Caso (figura 6.16)	**a**	**b**	**c**	**d**	**e**
		canto h (m)					
Tracción superior	**Ábacos**	0,25	0,85	0,80		0,78	
		0,30	0,88	0,84		0,82	
		0,35	0,90	0,87		0,85	
	Nervios	0,25	0,70	0,50	0,70	0,40	0,60
		0,30	0,75	0,60	0,75	0,50	0,65
		0,35	0,80	0,65	0,80	0,60	0,75
Tracción inferior	**Nervios**	0,25	0,30	036	0,23	0,21	0,20
		0,30		0,39		0,26	
		0,35		0,42		0,31	
	Ábacos	-	0,72	0,50	0,80	0,60	0,80

(1) Con relación a la original. Se debe multiplicar por el factor de seguridad del acero: 1,15
En los casos **b** y **d**, la original es la procedente de disponer la mitad de la armadura remetida lo que se indica en la figura, y por tanto con una penalización entre 1,2 y 1,5 en relación a disponerla toda abajo.
En los casos **c** y **e** el peso del forjado es entre 0,5 kN/m^2 y 1,0 kN/m^2 superior al habitual, de nervio estrecho.
- Para todos los cantos. Los valores sólo sirven en la comprobación de conos con base dentro del ábaco.

4 Dado que en la zona maciza de ábacos en torno a soportes, la capacidad se reduce muy poco, la comprobación crítica, por conos, se traduce en un círculo base, con $\mathbf{r}_o$ (figura 6.7) al borde del ábaco, por lo que el factor citado, de $\mathbf{r}/(\mathbf{r}-\mathbf{r}_o)$ resulta del orden de 2. Y como la carga de cálculo, (véase 5.4.3) es del 60% de la total, en general bastará que la capacidad de las zonas nervadas mantenga, en promedio, una capacidad reducida en torno al 30% de la original, para que el forjado soporte el incendio. La tabla 6.5 ofrece los valores para hacer los cálculos en cada caso concreto. En general cabe esperar que, con cualquiera de las soluciones presentadas, en paños de forjado en continuidad, se alcance R 180.

6.5 Detalles constructivos

1 Al llegar a vigas o muros conviene respetar un macizado de al menos 0,10 m (figura 6.17)

2 La armadura inferior corrida se puede interrumpir y solapar (tabla 2.1) en la línea de soportes. Si los soportes presentan distribución irregular, no conviene que los puntos de solape estén en línea.

De las armaduras inferiores que acometen a borde, una al menos se debe rematar en patilla antes de la tabica; la otra basta que entre en el zuncho. Las superiores se deben rematar por patilla de todo el canto del forjado pegada a tabica (figura 6.1) o a la cara exterior del muro o viga.

3 Alternativamente, el zuncho de borde se puede sustituir por una *horquilla* (figura 6.17) solapada con las armaduras longitudinales inferiores, disponiendo dentro las armaduras paralelas al borde destinadas a soportar las solicitaciones locales, solución recomendable cuando se arma con mallas o el borde es curvo. En el borde de vuelos o zonas sin solicitación, la horquilla se puede reducir a un simple *gancho* o latiguillo.

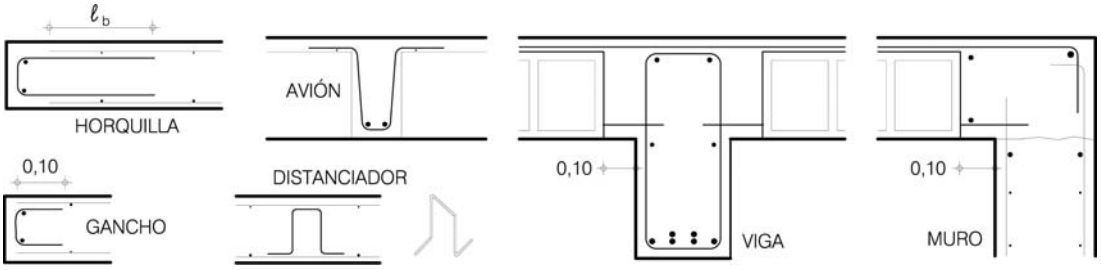

Figura 6.17 Disposición básica de armaduras longitudinales

4 Para garantizar el recubrimiento de la armadura inferior se pueden disponer *separadores* (véase figura 2.3) o, con bovedillas, *aviones* (figura 6.17) que se pueden reutilizar como estribos a cortante.

5 La armadura de punzado, en torno a los soportes, puede estar formada por *arañas* (figura 6.1 o 6.13). La de cortante se puede resolver con *grecas* o armadura de celosía (figura 6.18). Conviene que estas armaduras sobresalgan del nervio reforzado al menos medio canto.

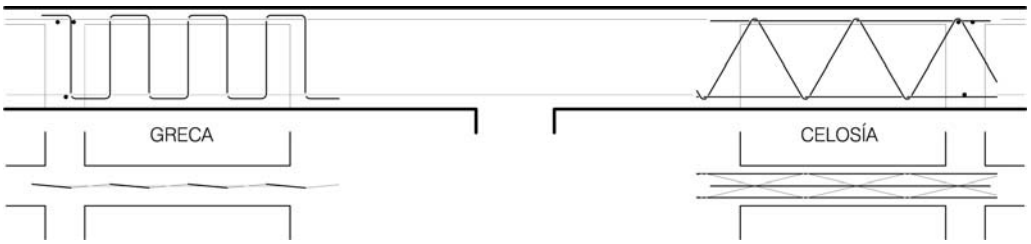

Figura 6.18 Disposición de armaduras de cortante

6 Para que la armadura superior respete su posición, en las zonas macizas se pueden disponer *distanciadores* o trozos de armadura de celosía. Sobre los nervios se pueden disponer *bastones* sobre las bovedillas. La malla superior se debe solapar con el zuncho o la horquilla. El refuerzo superior conviene disponerlo por debajo de la malla con las puntas caídas.

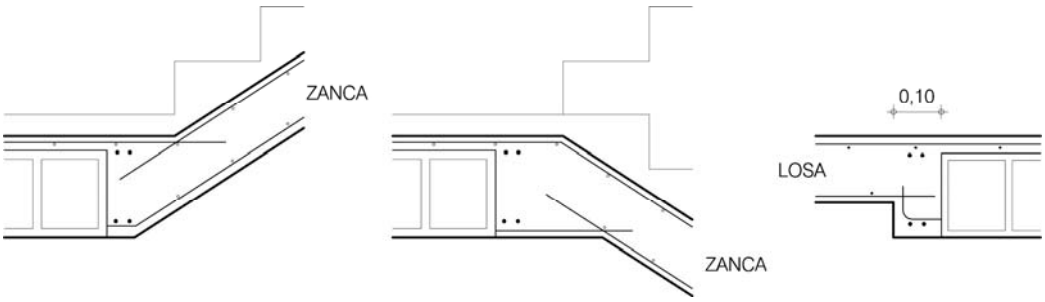

Figura 6.19 Encuentros de forjado con otros elementos

7 En el encuentro de forjados o losa con zancas de escalera o rampas, se deben solapar las armaduras traccionadas en ángulo entrante (figura 6.19). En cambios de grueso o encuentros de forjado con losa de menos espesor, se deben solapar las armaduras traccionadas

7 Vigas planas

7.1 Ámbito de aplicación

7.1.1 Tipos de vigas

1 En donde la solución de la planta es forjado unidireccional sobre soportes, es preciso complementarla con un sistema de vigas, en el estado actual, generalmente *planas*, es decir de la misma altura que el canto del forjado. Este apartado supone que sólo excepcionalmente, en zonas muy localizadas o con luces muy grandes, se opta por disponer vigas de descuelgue, que en el instante actual, en el que es casi ineludible disponer entablado corrido, sólo son competitivas para el desvío de soportes (apartado 8).

2 Se supone que el forjado unidireccional se diseña, arma y comprueba con las reglas del apartado 5, desarrollándose aquí lo que afecta al conjunto y al resto de elementos, en particular, las vigas.

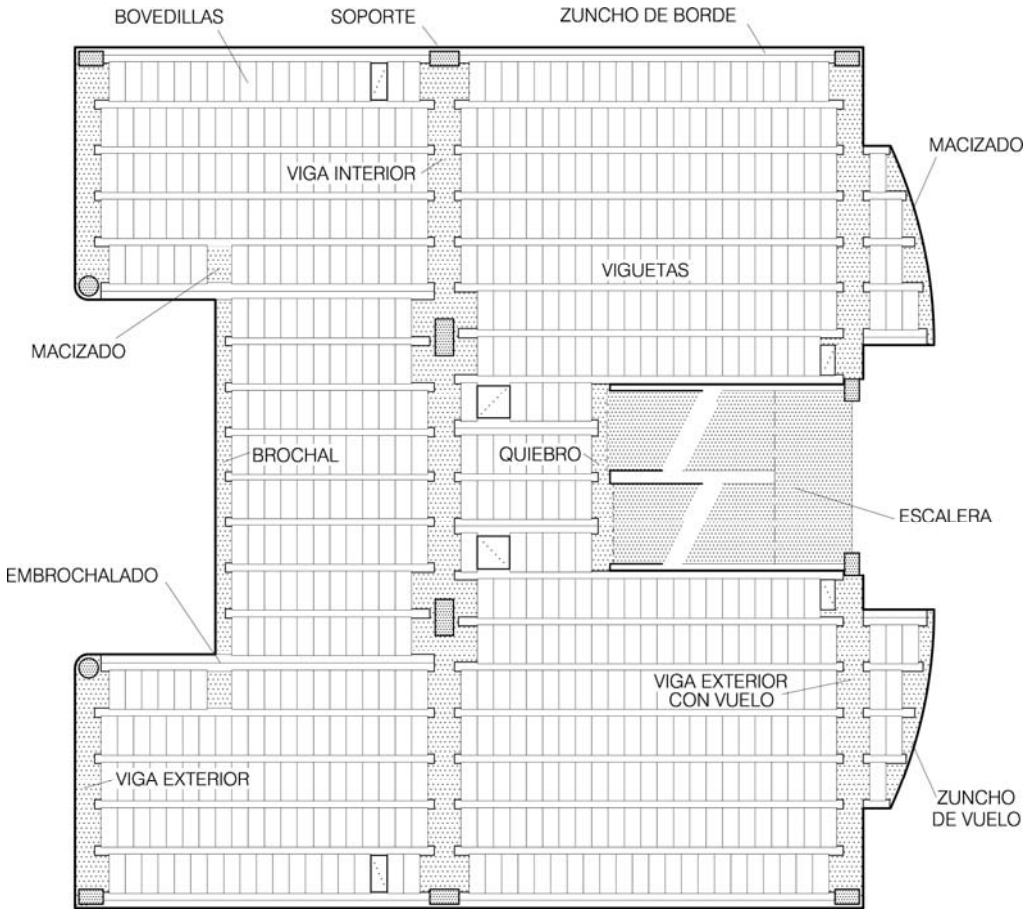

Figura 7.1 Planta de forjado *plano*

3 El término *vigas* engloba las que propiamente son tales, y discurren de soporte a soporte, así como todo tipo de piezas auxiliares, como brochales y zunchos, necesarias para completar la solución de la planta (véase figura 7.1). Por brochal o viga secundaria, se entiende la pieza que discurre de soporte a otra pieza o entre piezas. Zuncho se refiere, por ejemplo, a piezas dispuesta en el borde (lateral a un paño, o en el frente de un vuelo, hueco, etc), sistemáticamente del mismo canto que el del forjado, con ancho y armado uniformes. El nombre de zuncho o brochal no presupone si, en el caso de ser una pieza paralela a los nervios del forjado, y de su mismo canto, se soluciona con ferralla convencional o con piezas prefabricadas (viguetas).

4 No es propiamente zuncho el elemento de transición, necesario para el ajuste constructivo y de solape de esperas de dos partes, como en el quiebro entre zanca y planta (figura 7.1), que, cuando no sirve al traslado de cargas a los soportes, no tiene papel mecánico alguno.

5 Cuando la planta accede a una escalera, que es lo habitual, es ventajoso suponer que el forjado se prolonga monolíticamente con las zancas, que a los efectos de este apartado se pueden simular por su proyección en planta, independientemente de que, por lo general, se resuelva con losa maciza.

6 Este apartado no contempla las soluciones con piezas que necesiten resistir torsiones para proveer el equilibrio, como puede ser las de voladizos arrancando de vigas sin forjado de contrapeso.

7.1.2 Disposición geométrica

1 Dado que el sistema de vigas y viguetas supone, en esencia, un traslado de cargas bidireccional, y que los términos globales, como deformación o cantidad de acero en cada dirección, para un canto dado, son independientes del tipo de solución, no hay ventajas sensibles en disponer las vigas en la dirección de la luz corta o de la larga. Esta decisión dependerá de variables oportunistas, como puede ser la solución de vuelos, el enlace con zanca de escalera, la facilidad para ajustarse a variantes de planta como áticos o plantas bajas o evitar paños irregulares con viguetas de luz diferente.

2 La disposición más simple, y que se debe preferir a otras, es la de vigas directamente de soporte a soporte, y viguetas en los paños entre vigas, necesitándose brochales sólo de manera residual. La disposición sistemática de brochales, y sobre todo, de brochales sustentados en brochales, (figura 7.9 y 7.11), no es recomendable, pudiendo dar lugar a malentendidos en el modelo de análisis o soluciones corrompidas.

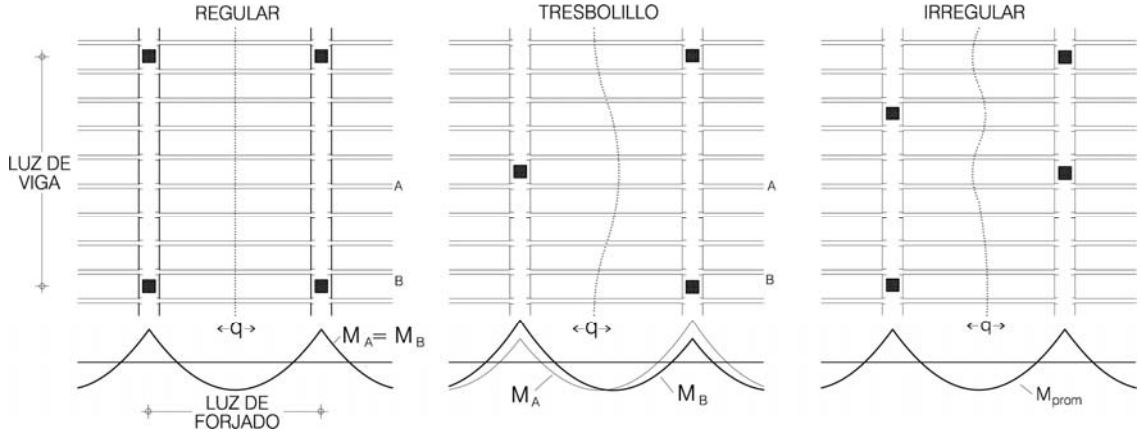

Figura 7.2 Disposición de soportes

3 No es indispensable que las vigas adyacentes sean paralelas (véase figura 5.6), ni que los soportes de vigas paralelas estén enfrentados entre sí, (figura 7.2), pero la solución y la fiabilidad del cálculo se simplifican en la medida en que así suceda.

4 Para que el soporte sea eficaz y sustente a la viga, debe estar situado en la directriz de ésta. El soporte puede tener cualquier tamaño y orientación (figura 7.1), aunque si desborda el ancho del nervio de la viga, (figura 7.3, caso grande), será preciso retirar bovedillas para no degollarlo. Como al bajar de planta, el soporte crece de tamaño, bastará que, centrado con la directriz tengan el ancho en el quepa la entrada de carga de esa planta, con el canto de la viga (caso creciente). Alternativamente, algo que es frecuente tener que hacer en las vigas de borde, basta adoptar como directriz de la viga la línea más favorable que acometa a los soportes y cumpla esa condición (caso excéntrico)

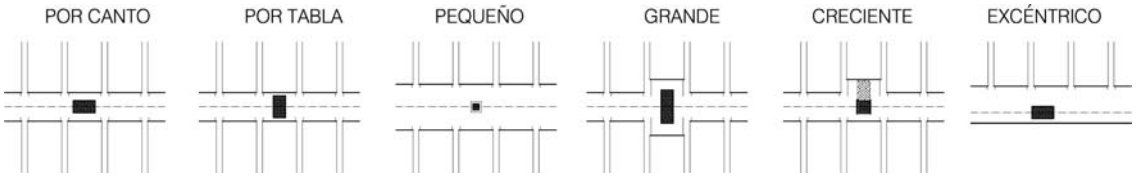

Figura 7.3 Ubicación de soportes en las vigas

5 El soporte puede tener un tamaño mucho menor que el del nervio, o, en vigas de borde, situarse de manera muy descentrada (figura 7.14), pero en ese caso, la reconducción de la carga de la viga al soporte, exigirá armadura adicional superior o inferior, paralela a las viguetas, que se puede calcular con los criterios que se establecen más adelante (7.4.3).

6 Lo más usual es que las viguetas sean perpendiculares a la viga, (figura 7.4), pero nada obsta a que sean oblicuas, o acometan en direcciones diferentes a uno y otro lado, o sólo por un lado (paños de borde o contrapeados). Sobre soportes no hay ventaja alguna en contrapear la dirección de los paños de forjado. Generalmente mantener la dirección del forjado en toda la planta tiene ventajas, pero asimismo la simetría y repetitividad también. Si el ángulo de acometida del forjado a la viga no es ortogonal, se generan macizados adicionales que se deben tener en cuenta en el cálculo del peso de la planta.

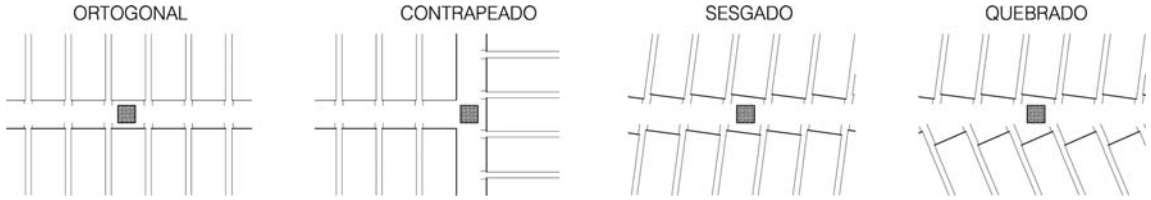

Figura 7.4 Acometida de viguetas a vigas

7 No es recomendable, por flecha y en definitiva por coste, acudir de manera sistemática a tramos aislados de vigas o paños únicos de forjado, que son soluciones sin continuidad. Además, en esos casos el comportamiento del conjunto ante acción horizontal es precario y poco fiable.

8 Siempre hay ventaja en dotar, a forjado y vigas, de continuidad. Para vigas eso supone que en el extremo, tras el soporte, hay otra. Para forjado, hay continuidad entre paños si al otro lado de la viga, hay otro con viguetas en dirección sensiblemente similar, sin necesidad de que los nervios tengan que estar exactamente enfrentados. Cuando en prologación de una viga o brochal hay un nervio de forjado, (figura 7.13), la continuidad es parcial para la viga y total para el nervio de forjado. Contra una parte macizada o losa, en general vigas y viguetas están en continuidad. Un paño continuo con otro de dirección perpendicular (contrapeado) se analiza como apoyado, aunque se arma como si tuvera una ligera continuidad.

9 La directriz de una viga plana no tiene porqué ser recta, pero es desaconsejable que cambie de dirección encima de un soporte, ya que ese punto no tendría continuidad completa, y en cualquier caso, ya que hay que entrecruzar las armaduras superiores de cada tramo, la construcción se complica extraordinariamente. Lo más sencillo es proceder al cambio de dirección en puntos de aproximadamente momento nulo (figura 7.5), por tanto sólo en uno en tramos exteriores, y no más de dos en los interiores. La manera de resolver el armado se establece más adelante (7.5.2).

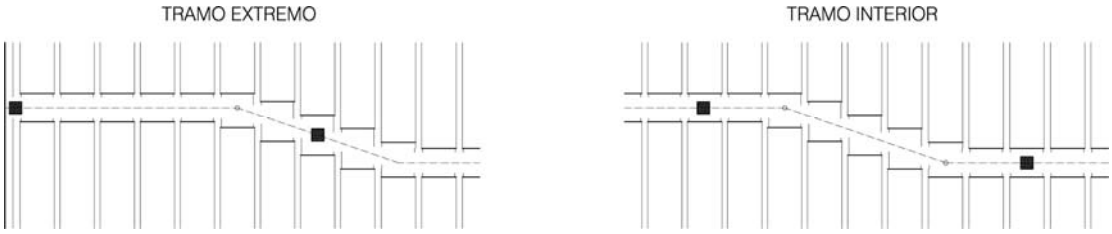

Figura 7.5 Vigas quebradas

10 El conjunto de piezas de la planta debe dar lugar a la posibilidad de una deformación suavemente cambiante, sin saltos bruscos. La figura 7.6 muestra un problema agrio de este tipo, (la deformación entre A y B) y su solución, suave, añadiendo una prolongación volada de la viga intermedia, imbricada con los nervios de forjado, es decir procurando continuidad de la armadura inferior de las viguetas en esa zona. El mismo problema se puede dar entre los puntos C y D de la figura 3.10.

11 Por equilibrio, y por suavidad de deformación, si tras un vuelo con viguetas perpendiculares a su frente, se dispone un paño contrapeado, el anclaje de las armaduras superiores traccionadas, implicará el macizado de bovedillas para la formación de nervios comprimidos, y en último caso, la disposición de un contravuelo o paño interior corto, en prolongación de los nervios del vuelo, (figura 7.6), sin necesidad de interponer brochal alguno en la transición al paño transversal.

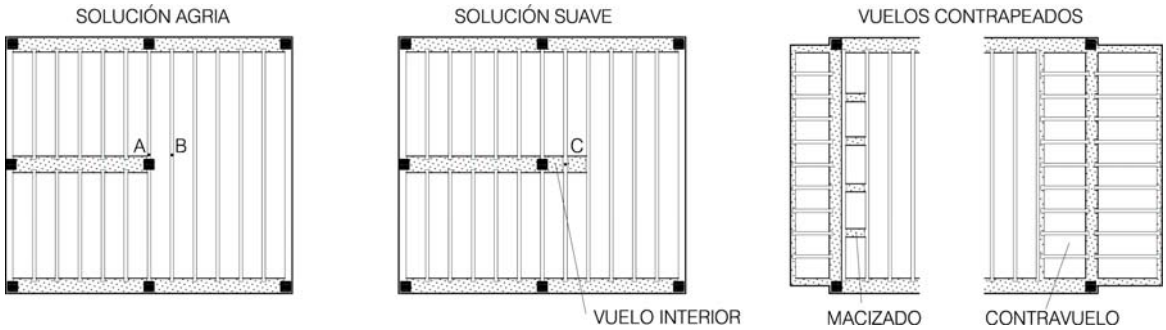

Figura 7.6 Continuidad de la deformación

12 Nada se opone a que un brochal se sustente en nervios de forjado o viguetas, con tal que en definitiva haya una disposición de piezas que permita que la planta se soporte en los puntos previstos para ello, (embrochalado de la figura 7.1), aunque generalmente eso ocasionará en las viguetas sustentantes del brochal más necesidad resistente que en las adyacentes. En estos casos, para sacar partido a la continuidad del brochal en su extremo y facilitar la suavidad de la deformación, es posible que se deba acudir a macizados o ferralla embebida en el lugar de las bovedillas.

7.1.3 Modelo general de planta

1 El conjunto de elementos de la planta se puede analizar pieza a pieza, cuando de cada una se pueda predicar condiciones de sustentación incuestionables. En general, salvo los puntos sobre soportes o muros, ningún otro punto de un forjado plano (con vigas planas), se puede considerar con descenso nulo o despreciable. Eso significa que en general, ningún elemento secundario, como nervio o brochal puede analizarse en rigor como si sus extremos fueran fijos.

2 Sólo en casos extremadamente regulares (figura 7.2), se puede proceder al análisis de los nervios (viguetas) como si todos fueran iguales, y las vigas con carga uniforme. El método general, un análisis por rigidez, necesita considerar el descenso de los puntos de intersección entre piezas, vigas y viguetas, y considerar, en un único modelo, la totalidad de sus elementos, junto con los enlazados a ella, como zancas.

3 Debido a la esbeltez habitual, el valor realista de rigidez de las piezas de un forjado plano, está más próximo a la fisurada que a la bruta. Adoptar como rigidez la fisurada necesita definir de antemano la armadura. Si al final se constata que las secciones tienen solicitación incongruente con la armadura prevista, se puede acudir al recurso de la *redistribución*, subiendo o bajando los momentos máximos en hasta dos secciones críticas por tramo, modificando el de la tercera para restituir el equilibrio, pero en rigor eso sólo se puede predicar fácilmente de los elementos secundarios, viguetas. Si se redistribuye en vigas no está definido cómo repercutirlo en las viguetas. En cualquier caso, tras redistribuir, la flecha deja de ser accesible al cálculo.

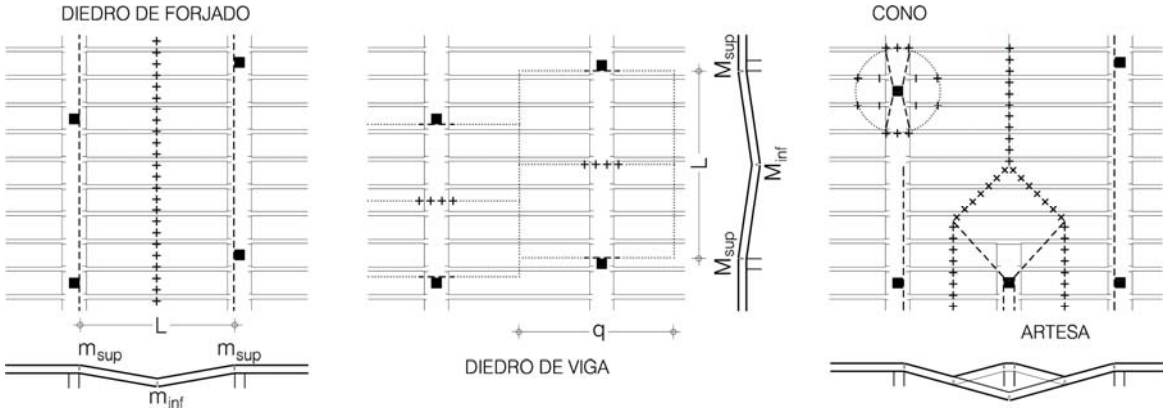

Figura 7.7 Modelos de agotamiento

4 Con disposición de vigas paralelas, el método habitual de análisis del forjado es el de *paños*, que equivale a considerar como momentos flectores de cada vigueta, los promedio de todos los nervios (figura 7.2), como si los extremos fueran apoyos. Eso constituye una aproximación segura de la capacidad suficiente, basada en la ductilidad de las piezas, lo que permite asimismo, considerar como seguro el análisis de las vigas a partir de la carga uniforme que se deduce de la reacción de las viguetas. Este método no obtiene solicitaciones, sino capacidades seguras, y por tanto es plástico, independientemente de que para pasar de la carga a esfuerzos de sección se use la formulación elástica o la plástica, y no permite acceder, con rigor, al cálculo de la flecha.

5 La extrapolación de lo anterior a vigas y soportes con cualquier disposición, es la aplicación de los modelos de agotamiento plástico de una losa, ya presentados en forjados unidireccionales, y planteados sistemáticamente en el caso de forjados bidireccionales, clasificables en modelo *diedro*, *cono*, y *artesa* (apartado 6.3).

6 El modelo *diedro* de forjado (figura 7.7), equivale al denominado por *paños* en el capítulo 5, y en el caso de vigas paralelas simplicable a una luz, permite obtener la capacidad suficiente de todas sus secciones mediante el clásico diagrama de momentos flectores. En el caso de vigas no paralelas (véase figura 5.6), el modelo de paño obtiene sólo la totalidad de la capacidad resistente de entre todos ellos, y es necesario complementarlo con modelos locales (en *artesa*), para añadir condiciones que conduzcan a un reparto adecuado de ese total.

7 El modelo *diedro* de viga se puede asimismo reinterpretar en clave de viga plástica sustituyendo el forjado por su equivalente en carga repartida (uniforme en el caso de vigas paralelas), tomando como luz la distancia entre soportes. La simplificación es del lado de la seguridad. Con disposiciones irregulares, adoptando un modelo conjunto, corrido a través de varias vigas, se pueden sacar conclusiones más afinadas. El modelo de viga plástica no es sino el de decidir, arbitrariamente, los momentos en dos de las tres secciones críticas por tramo, forzando, con el equilibrio del momento isostático, la de la tercera, y obteniendo las capacidades de las demás secciones mediante el diagrama de momentos flectores.

8 En forjados planos, el modelo de *cono*, alrededor del soporte, dado que interesa a todas las armaduras de una dirección, las de la viga, no impone condiciones adicionales. Sólo en casos especiales, como los del vuelo interior (figura 7.6), es preciso aplicar modelos claramente bidimensionales, como de artesa, para determinar una capacidad suficiente de algunos elementos.

7.1.4 Modelo simplificado

1 El modelo simplificado que permite analizar cada pieza por separado en términos de su carga y luz, es válido en los casos de solución *directa*, de sólo vigas de soporte a soporte y viguetas de viga a viga. Cuando la solución es *indirecta*, de piezas entrecruzadas, no se puede decidir arbitrariamente qué elementos se sustentan en cuáles, y sólo es aplicable el modelo general, que es con el que se valida el papel de cada uno.

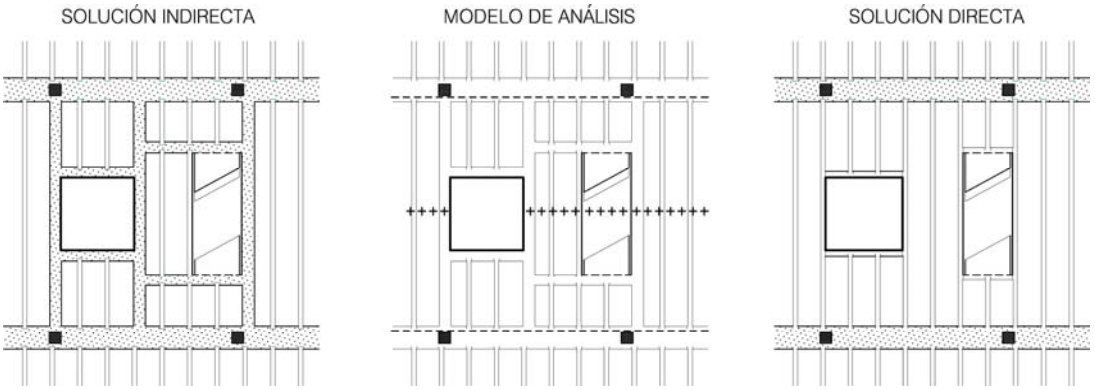

Figura 7.8 Análisis y eliminación de brochales

2 Por ejemplo, en la solución indirecta de la figura 7.8, un corte en diedro global indica que lo que soporta el paño son las viguetas enteras. Y por tanto cabe una solucion directa sin brochales. En la figura 7.9 el método simplificado aplicado a sus elementos, retorcidamente ensamblados unos en otros, queda en entredicho en cuanto se aplica un análisis de diedro global.

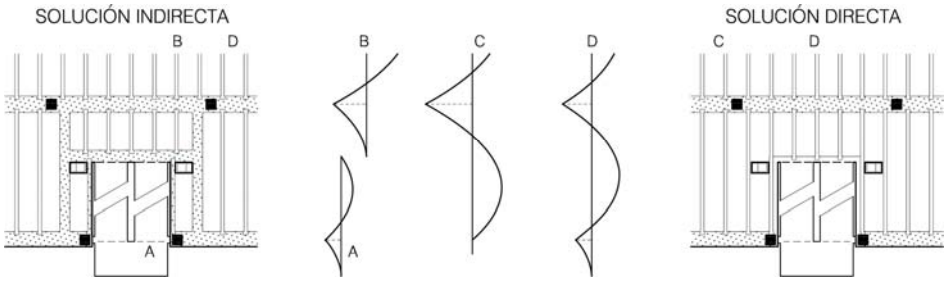

Figura 7.9 Solución indirecta y directa

3 No es válido el análisis por piezas que se base en que un elemento se sustenta en otro que tiene menos rigidez. En la figura 7.10 un análisis con modelo *diedro* a ras de los soportes patentiza que las viguetas no se pueden soportar en la viga central (A), si es plana, ya que tiene menos rigidez, por lo que serán, como mucho, parcialmente continuas, con tracciones bajo la viga central (B). Si además esa viga no tiene soportes, y necesitara reenviar toda la carga con brochales laterales, la rigidez de ese conjunto sería todavía menor y la solución sería la C, de viguetas de lado a lado con la luz $\mathbf{L}_C$. Si el elemento intermedio tiene soportes, en las viguetas de su entorno, quedaría un comportamiento residual de luz $\mathbf{L}_A$ (las identificadas con A y B) localizable con el modelo *cono*.

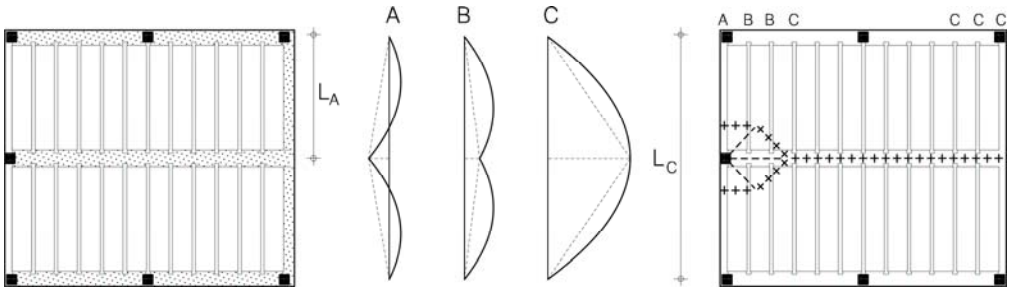

Figura 7.10 Viga menos rígida que las viguetas

4 Se debe suponer que la solución es siempre la más simple. En la figura 7.11, si se parte de que la escalera es sólo carga y se dispone una solución indirecta, con un zuncho intermedio, podría parecer que éste sustenta los paños de ambos lados, escalera y forjado (A), y que su vez se soporta en los brochales a ambos lados de la escalera (B). Con un análisis tipo diedro del conjunto, se verifica que, si los brochales y zunchos son planos, tienen menos rigidez que las viguetas, y que, si se considera la escalera en proyección, lo que hay en todo el conjunto no es sino un paño de solución directa con la luz total (C), en el que el zuncho degenera es un elemento de quiebro, y los brochales desaparecen.

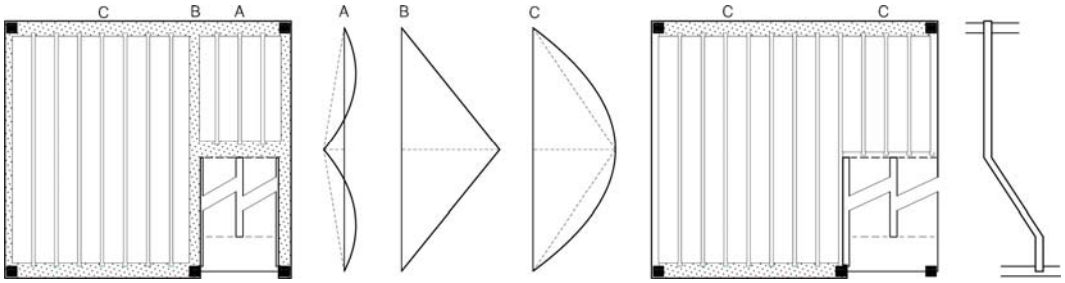

Figura 7.11 Brochales equívocos e innecesarios

5 Como en forjados, cuando un corte afecte a varios elementos, se obtiene sólo una condición de capacidad resistente para el conjunto, que es posible repartir arbitrariamente siempre que se respeten las condiciones que impongan otros cortes.

6 En lo que sigue, se considera que cabe proceder con el modelo simplificado, analizando y comprobando el forjado mediante las reglas del apartado 5, y las vigas por las de este apartado. Si se adopta el método general, en vigas se aplican las reglas de los apartados siguientes en lo que les afecte.

7.2 Bases de cálculo

7.2.1 Canto y ancho de vigas

1 El canto óptimo de un forjado plano es el que no exige apenas incremento de armadura por flecha. Debido a que hay que tomar una única decisión para todos los tramos de vigas y de forjados de la planta, es un compromiso entre el más adecuado en cada uno. Como el armado, o coste, se incrementa a más velocidad cuando el canto es escaso que cuando es excesivo, el canto más adecuado es el que deja sólo unos pocos elementos de la planta por debajo de su canto crítico. Como orientación se puede consultar la tabla 5.1 del apartado de forjados unidireccionales.

2 En forjados planos se puede decidir independientemente el ancho del nervio de hormigón (**b** en la figura 7.12), o ancho de viga, y el ancho entre estribos (ramas verticales de la armadura transversal) $\mathbf{b_s}$, que viene condicionado por el número de armaduras longitudinales que debe contener dentro. El ancho total del nervio interviene en la resistencia a esfuerzo cortante, pero como en eso tiene que ver además la densidad de estribos, cabe mantener un solo ancho para una gama muy amplia de elementos. No es infrecuente que el total de la obra se pueda resolver con uno, que es la solución más aconsejable. Dado que el coste de resistir cortante es menor en acero que en hormigón, el ancho óptimo es, sistemáticamente, el menor posible. En vigas interiores no resultan factibles anchos, **b**, menores de 0,40 m y no suele ser necesario tener que superar 0,70 m.

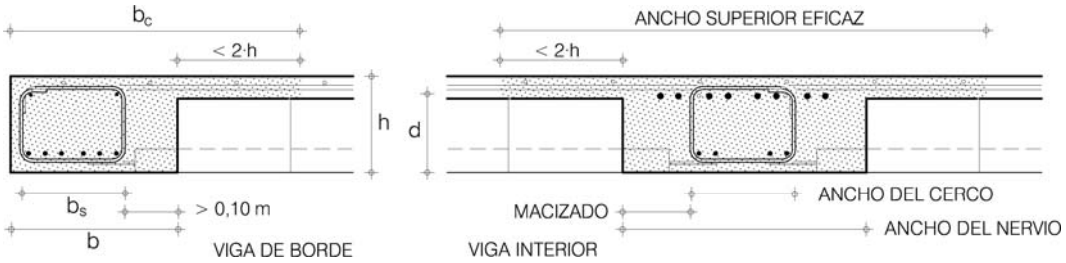

Figura 7.12 Ancho de vigas planas

3 Independientemente de la longitud de las viguetas (o del largo de la ferralla prefabricada para los nervios), a la viga se le puede dotar de ancho variable por desplazamiento o retirada de las bovedillas (figura 7.1). Este recurso, aplicado a las zonas de máximo cortante y momento alrededor de los soportes interiores, permite un ajuste fino del peso de la solución, mejorando la eficacia del conjunto.

4 Si es preciso un cambio importante de ancho, al igual que la dirección, el punto más aconsejable es el de momento nulo de un tramo. Al paso de un soporte conviene mantenerlo (véase figura 7.36).

7.2.2 Acciones

1 Para la evaluación de cargas gravitatorias en vigas, valen las mismas consideraciones hechas para forjados unidireccionales en 5.2, incluyendo las relativas al apuntalado en plantas sucesivas, más las siguientes.

2 Como peso propio, se debe añadir al peso del forjado el de la propia viga, o más exactamente el incremento que supone el que el ancho del nervio (figura 7.12) sea una zona maciza. Ese incremento, que de ordinario repercute entre 0,4 kN/m^2 y 0,7 kN/m^2, es poco relevante, ya que queda amortiguado, y en ocasiones compensado, con la reducción de sobrecarga de uso por superficie.

3 Como valor de sobrecarga de uso, reducida por superficie, o de garaje, (equivalente en efectos de la uniforme, 2 kN/m^2 más las dos locales, de 10 kN a 1,8 m de distancia), puede tomarse:

Superficie tributaria de la viga	**16**	**25**	**36**	**49**	**64**	(m^2)
Sobrecarga de uso en viviendas, oficinas	2,0	1,8	1,7	1,6	1,5	(kN/m^2)
en público, escaleras, trasteros	3,0	2,7	2,6	2,4	2,2	
en garaje*	3,7	3,2	2,9	2,7	2,5	
en comercial	5,0	4,5	4,2	4,0	3,8	

* En garajes, a efectos de flecha y de canto óptimo, la sobrecarga de uso es sólo de 2 kN/m^2.

4 Las vigas deben soportar, además, los efectos procedentes de acciones horizontales (viento y sismo) que actúan en su dirección, sobre el edificio, trabajando en colaboración con los muros y

soportes. A efectos del sismo, la planta en la que las vigas en la dirección analizada sean en general planas, se debe considerar como de ductilidad *baja* (μ=2). Sólo si todas son de descuelgue superior a la profundidad de la cabeza comprimida, se puede adoptar, y en esa dirección, ductilidad *media* (μ=3) con reglas que no aparecen en este documento, pero en general no es una solución competitiva.

5 Aunque la solución de forjado unidireccional más vigas no es recomendable allí donde se tenga que considerarse el paso de camión de bomberos, (sobre todo por lo que respecta a la capacidad de las viguetas), la incidencia en vigas es mucho menor que en el forjado. Dado que dicha acción se combina con sólo el 70% de la sobrecarga de uso ordinaria, y que se reduce de 1,4 a 1,0 el coeficiente de seguridad de las acciones, de 1,5 a 1,3 el de hormigón, y de 1,15 a 1,0 el del acero, los efectos son moderados. Para luces en torno a 5 m, puede ser equivalente a una sobrecarga ordinaria del orden de 10 kN/m^2, mayor cuando menor sean las luces.

7.2.3 Sustentación

1 Los extremos de vigas que descansan en muros o soportes, se pueden considerar puntos sustentados fijos (directos). Los extremos que acometen a otros elementos (indirectos) no se pueden considerar inmóviles, si en un equilibrio del conjunto con ellos, demandan más capacidad resistente que si se considerara así.

2 En general, el punto de una viga sobre un soporte metálico (figura 7.13), conviene considerarlo apoyo pasante a efectos de análisis de acción vertical, con independencia de que, ante acción horizontal, el soporte se debe considerar o rígidamente unido, o empotrado a la viga.

3 En general, el punto de una viga sobre un soporte de hormigón se puede considerar apoyo pasante, aunque, si su tamaño es importante, puede ser eficaz considerarlo nudo rígido, y en último término, si el soporte es mucho más rígido que la viga, puede considerase la viga empotrada al soporte. Eso es rentable, sobre todo, en caso de soportes extremos.

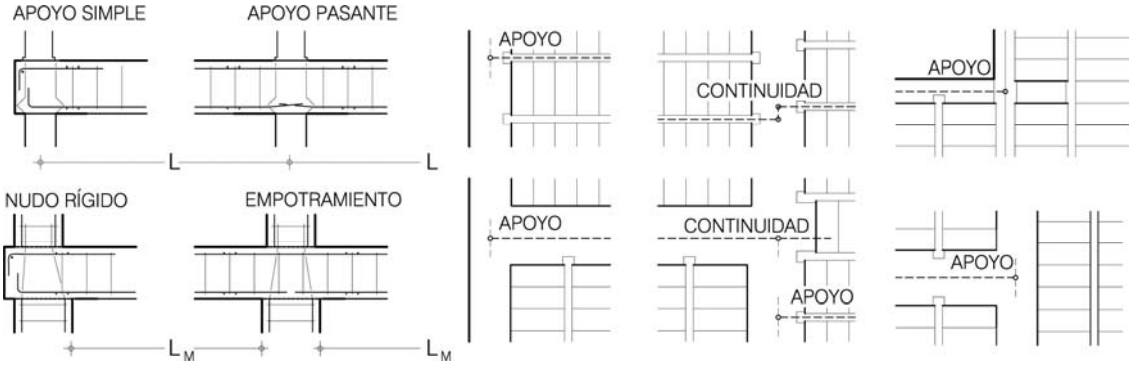

Figura 7.13 Condiciones de sustentación directa e indirecta

4 El extremo de una viga sobre un muro de fábrica de última planta se debe considerar apoyo. Sobre el de planta intermedia se puede considerar rígido, en la medida en que lo permita la capacidad resistente de los muros. Sobre un muro de hormigón o entre muros de hormigón, se puede considerar empotramiento (figura 5.2). Si acomete a un punto intermedio de un muro ya hormigonado o una pantalla de bataches o pilotes, se debe considerar articulación.

5 El extremo de una vigueta, zuncho, brochal o viga, que se sustenta en otro elemento del mismo canto, (embrochalado), se debe suponer apoyo. Pero si tras el extremo, se prolonga en su dirección, con otro elemento de distinto tipo, tal como viga con viguetas, o viga plana con viga de descuelgue, se debe suponer continuidad entre ambos elementos, aunque el momento de continuidad estará limitado a la capacidad del que la tenga menor. Si al otro lado del elemento de sustentación, hay un paño de viguetas en dirección transversal, se debe considerar, a efectos de análisis, apoyo, pero se debe armar como si tuviese una cierta continuidad.

6 El punto de cambio de dirección o quebranto de una viga (figura 7.5), se debe suponer articulación. Si sucede al paso de un soporte, se puede suponer continuidad, pero la complejidad de la disposición del armado, y la restitución del equilibrio de ambos momentos, puede aconsejar no hacerlo.

Un quiebro o cambio de dirección de paños de forjado al paso de una viga (figura 7.4), se puede suponer continuidad, si posteriormente se dispone la armadura a tal efecto.

7 Se puede suponer que, a través de una viga, existe continuidad a tracción inferior entre las viguetas de ambos lados, (punto C de figura 7.6), si se dispone armadura corrida, o refuerzos (bastones) oportunamente solapados a ambos lados.

8 A efectos de acción horizontal sobre el edificio, sólo se deben considerar los soportes y los elementos del forjado que, en cada planta, tengan la dirección analizada, y se encuentren en el entorno de cada soporte.

7.2.4 Luces

1 La *luz de análisis* de un elemento, **L**, se debe tomar *a ejes* del elemento sustentante en cada extremo. En el caso de elementos que se sustentan indirectamente a través de otros, como viguetas en soportes a través de una viga, conviene adoptar la luz del forjado a ejes de soportes o muros inferiores. Alternativamente, se puede considerar la luz a eje de viga, si se dispone un elemento de cálculo adicional (pieza CD de figura 7.14), que sustente a la viga en su eje (punto C), y se sustente a su vez en el soporte (punto D). Esto es imprescindible en casos, como el citado, de soporte exterior al forjado, en que es inviable definir como directriz de la viga la que acomete al centro del soporte.

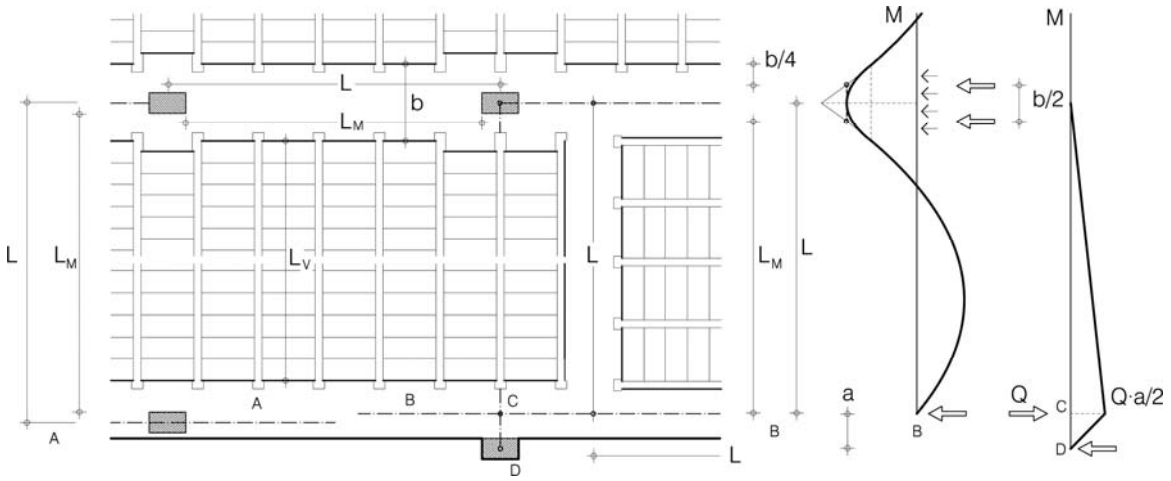

Figura 7.14 Medición de luces

2 Como *luz de momento*, a efecto de la comprobación a flexión de secciones, $\mathbf{L_M}$, basta tomar, en general, la que hay *a caras* del elemento sustentante definitivo, como soporte o muro. En el caso de piezas embrochaladas (del mismo canto), se debe medir hasta el eje de encuentro de ambas piezas, ya que la necesidad resistente sigue creciendo hasta ese punto, aunque a otro ritmo, debido a que se puede suponer que la reacción de una, para soportar a la otra, se produce gradualmente en todo su ancho. En general, este efecto se puede reproducir adoptando, como luz de momento la que hay a mitad del semiancho (figura 7.14).

3 La *luz de cortante*, para comprobaciones de biela oblicua por este esfuerzo, se refieren por lo general a la luz neta entre caras de elementos sustentantes o límite del macizado, y las de tracción (estribos) se refieren a la solicitación a un canto por dentro de ese punto.

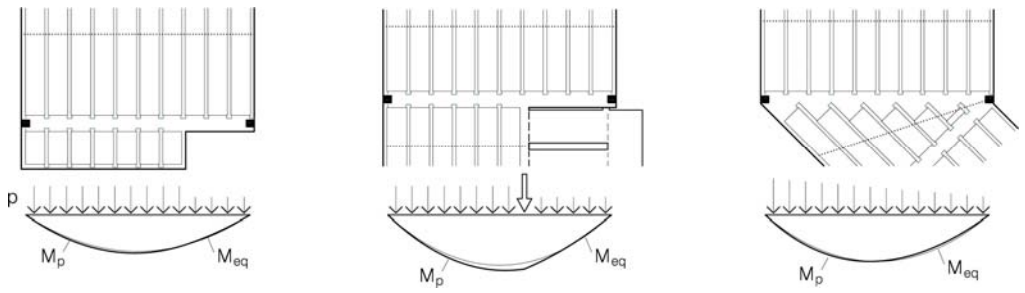

Figura 7.15 Carga uniforme equivalente en vigas

7.3 Análisis

1 En la mayor parte de casos, aunque en la viga, la carga sea variable, esté formada por tramos de valor diferente, o tenga cargas locales, mientras todas provengan de cargas repartidas, y las distribuidas sean predominantes, puede ser suficiente considerar una carga equivalente uniforme, en general, sólo ligeramente superior al promedio en la luz de la totalidad de las cargas actuantes (figura 7.15) en el área tributaria de la viga.

2 Como área tributaria de las vigas se puede tomar la que haya a mitad de distancia de las adyacentes, o la que se reciba de elementos a los que se asigne carga con esa misma regla. En caso de vigas de borde, asimetría, o irregularidad, se puede determinar a partir de los diagramas de capacidad a momento flector de las viguetas, en función de la que se haya decidido cuando hay redundancia (figura 7.16).

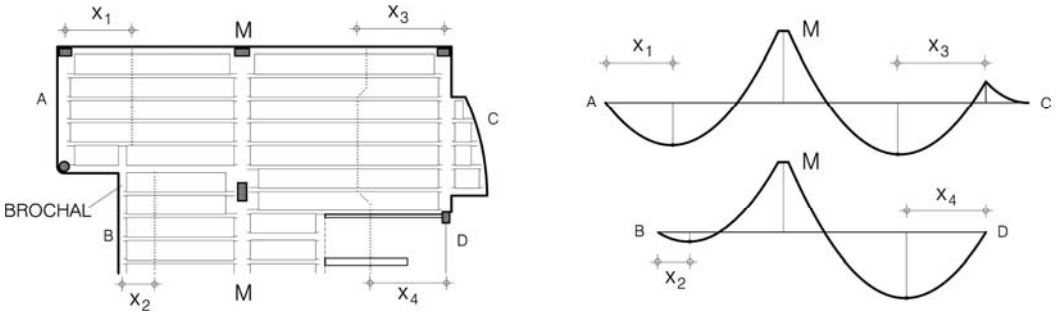

Figura 7.16 Carga de la viga a partir de la capacidad de las viguetas

3 En un tramo dominante de viga, como solicitaciones de carga vertical, es suficiente considerar las provenientes de un diagrama de momentos flectores tal que los de las secciones críticas, (figura 7.17), cumplan (las variables mecánicas en valor de cálculo):

en general $\quad [\sqrt{(M_o+M_1)} + \sqrt{(M_o+M_2)}]^2 / 4 \geq M_i$

o aproximadamente (si $M_1 \approx M_2$): $\quad M_o + (M_1 + M_2)/2 \geq M_i$ [7.1]

con los significados que siguen.

4 El valor M_i es el momento isostático del tramo, de valor $q \cdot L^2/8$, siendo **q** la carga y **L** la luz

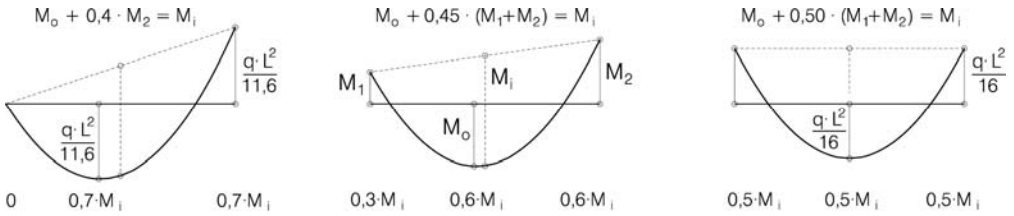

Figura 7.17 Diagrama de momentos en vigas por carga vertical

5 El momento M_o es el momento máximo en vano, y M_1 y M_2 son los momentos en cada extremo, denominados genéricamente **M**, que tienen el valor:

6 En nudo extremo:
- despreciando la colaboración de soportes, si no hay vuelo, **M** = 0, y si lo hay M_v

$$M_v = q \cdot v^2/2 + Q \cdot v \qquad [\ 7.2\ ]$$

donde **v** es el vuelo, y **Q** la carga en punta. Se puede considerar vuelo la distancia desde el eje del soporte a la tabica del forjado, y el cerramiento como carga en punta (figura 7.18).

- considerando la colaboración de soportes, se puede tomar el valor M_s

$$M_s = N_{sup} \cdot u/2 + N_{inf} \cdot u/2 \qquad [\ 7.3\ ]$$

donde: **N** compresión del tramo superior o inferior
u distancia entre la compresión de los soportes, $e_{sup} + t + e_{inf}$, suma de la excentricidades de cada uno más el desplazamiento, **t**, de sus ejes al paso del forjado (figura 7.18)

Como excentricidad, **e**, con soportes de hormigón, si tienen sección holgada, (o mínima), se puede tomar la distancia entre el eje del soporte y el centro del bloque de tensiones que da cuenta de la solicitación de compresión, sin superar la resistencia del hormigón, teniendo en cuenta las armaduras de ese borde. No conviene considerar las que puedan estar traccionadas en el opuesto.

Aun en soportes de sección estricta, como los del plantas bajas, se puede considerar al menos que **e** es la mínima, **c**/20 o 0,02 m (siendo **c** el lado del soporte en la dirección considerada)

Con soportes de acero se puede computar favorablemente el margen del hecho de que la sección de cabeza y pie no están penalizadas por pandeo.

Si hay voladizo, a $\mathbf{M}_s$, [7.3] se puede sumar $\mathbf{M}_v$ [7.2]

En todo caso **M** no debe superar el de empotramiento, $\mathbf{q}\cdot\mathbf{L}^2/12$

Del lado de la seguridad del resto de la viga se puede no obstante tomar **M** = 0

7 En nudo interior, el momento **M** en extremos, se puede elegir arbitrariamente, siempre que resulte $\mathbf{M}_o \leq \mathbf{M} \leq 2\cdot\mathbf{M}_o$, siendo preferible que $\mathbf{M} \approx \mathbf{M}_o$ (figura 7.17).

En este caso, la expresión [7.3] se refiere a la máxima diferencia que puede haber entre los momentos a ambos lados del eje del soporte (figura 7.18). Del lado de la seguridad del resto de secciones de ambas vigas, dichos momentos se pueden tomar iguales.

NOTA: En la última planta, se puede tomar en nudo extremo **M** = 0 (o el producido por la capacidad a tracción **T** de la armadura del soporte). En nudos interiores se puede tomar igual a ambos lados, si se mide la luz al punto de la resultante de la compresión **R** (figura 7.18)

8 En cuanto a $\mathbf{M}_o$, momento máximo en vano, cuando el tramo es corto, es posible que, aun adoptando el mínimo momento en los extremos, a partir de los decididos en tramos contiguos, con la limitación de [7.3], no se pueda conseguir que sea $\mathbf{M} \approx \mathbf{M}_o$ e incluso que $\mathbf{M}_o$ deba tener de signo opuesto al habitual (o sea que traccione la fibra superior). En ese caso se dice que el tramo no es dominante y su armado vendrá obligado por el de los tramos largos contiguos.

NOTA: Como valores $\mathbf{M}_1$ y $\mathbf{M}_2$ se puede tomar también los que resulten de un análisis global del conjunto de vigas y soportes que forman pórtico con el tramo considerado. El análisis debe ser congruente con la variación de sección establecida en el apartado 7.4. Para un cálculo premilinar se puede partir, en nudos extremos de pórticos regulares, de los momentos en dinteles indicados en la figura 4.2. Si se adopta este sistema, los soportes se deben armar o comprobar para las solicitaciones que resulten, lo que se traduce, por equilibrio, y en último término, en que se verifica [7.3]

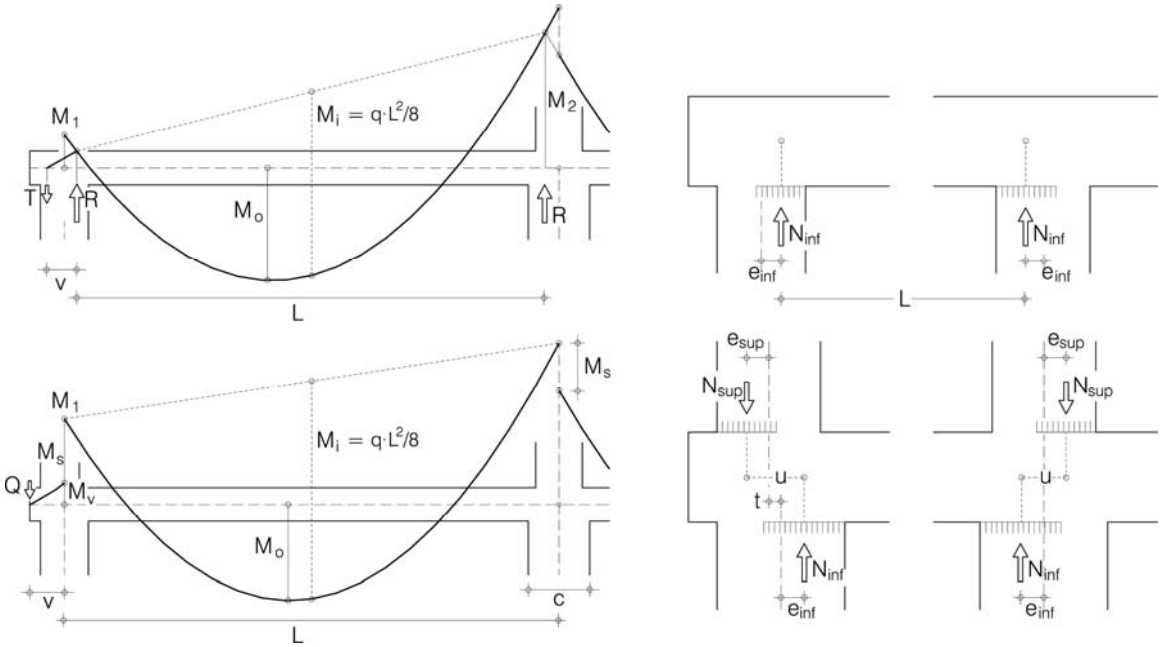

Figura 7.18 Momentos en extremo de viga

9 Las solicitaciones de acción horizontal, de viento o sismo, se determinan y se combinan con las de carga vertical de acuerdo con lo indicado en el apartado 5.3.4. A estos efectos, los valores de la expresión [5.3] corresponden a los momentos máximos de la viga, al eje del soporte considerado.

10 Las solicitaciones de esfuerzo cortante, procedentes de la carga vertical, se pueden deducir de las de momento flector consideradas. En un tramo sustentado en los dos extremos, los máximos, en esos puntos son:

$$\mathbf{V} = \mathbf{q}\cdot\mathbf{L} / 2 \pm (\mathbf{M}_1 - \mathbf{M}_2) / \mathbf{L} \qquad [7.4]$$

donde:

L luz del tramo. A efectos de comprobación de biela oblicua, es la luz entre caras de soportes. A efectos de cálculo de armadura transversal, (estribos) se debe reducir además en un canto útil en cada extremo.

7.4 Armado y comprobación

1 En general es viable definir la armadura para la envolvente pésima de los diagramas de solicitaciones de cada caso de carga. Pero, sobre todo si hay sismicidad elevada, conviene determinar el despiece completo de armadura con cada caso de carga por separado, y sólo al final, establecer el armado de la viga como el que cubre todos ellos.

7.4.1 Armado a momento flector

1 A efectos del armado, el diagrama de momentos flectores se debe truncar a caras de soporte inferior (con soporte de acero, al borde de la placa o casquillo). Posteriormente se debe desplazar por cortante, del lado desfavorable, una longitud que, de ordinario, no necesita superar **z** (figura 7.20).

Nota: El valor exacto es **z**/2+**s**/2, más, para cada armadura longitudinal, su distancia al estribo (rama vertical) más próximo. De ahí que interese que esas armaduras se dispongan a un lado u otro de las ramas verticales de cercos, de manera que disten lo menos posible de ellas. (figuras 7.27 y 7.30)

2 La armadura longitudinal se puede obtener con las expresiones del apartado 3.1.

Dado que, en su versión simplificada, sólo intervienen el momento **M** y el brazo de palanca, **z**, se puede considerar que, aproximadamente, no depende del ancho ni de la resistencia del hormigón.

En las tablas 7.1 y 7.2 hay valores de referencia, que, si hay continuidad, se pueden compensar entre sí. (Para **h** > 0,35 m, veáse tablas 8.1 y 8.2). Si el canto del tramo es inferior al crítico por flecha (tabla 7.5), la sección de armadura obtenida se debe multiplicar por la relación de canto crítico a real.

3 Para los momentos que traccionan la cara superior, como ancho, en soportes interiores se debe tomar el del nervio, **b** (figura 7.19), y la armadura se puede repartir en ese mismo ancho. En torno a soportes extremos, el ancho es el del soporte (más medio canto a cada lado en el caso de soportes de acero), a ras del mismo, y se incrementa a 45º, sin superar el real del nervio. En primera aproximación, el valor de **z** se sitúa entre 0,75·**h** y 0,80·**h**. En la sección de armadura se puede computar la malla, si es de al menos ø5, en un ancho igual a $\mathbf{b}_c$ (figura 7.12).

Tabla 7.1 Momento flector seguro que tracciona la cara superior (mkN) (1)

Canto h (3) (m)	Ancho de nervio(2) (m)	**Armadura superior** y mínimo de armadura inferior													
		4ø12	**5ø12**	**6ø12**	**5ø16**	**6ø16**		**8ø16**		**10ø16**		**8ø20**		**10ø20**	
		2ø12	2ø12	2ø12	2ø12	2ø12	3ø16	2ø16	4ø16	2ø16	5ø16	2ø20	4ø20	2ø20	4ø20
0,26	**0,40**	30	36	42	62	72	72	90	95	*110**	120	*120**	145	*130**	*160**
	0,60	30	36	42	62	74	75	95	100	115	125	140	150	*160**	180
0,28	**0,40**	32	48	46	70	80	80	100	105	*120**	130	*140**	160	*150**	*180**
	0,60	32	40	48	72	82	85	105	110	130	135	150	160	*180**	200
0,30	**0,40**	34	42	50	76	86	86	110	115	130	140	*150**	170	*170**	200
	0,60	36	44	52	78	90	90	115	120	125	150	170	180	200	220
0,32	**0,40**	36	46	55	82	95	100	120	125	140	150	170	190	*190**	220
	0,70	38	48	60	84	100	100	125	130	155	160	190	200	220	240
0,35	**0,40**	40	50	60	90	105	110	135	140	165	175	200	210	200	250
	0,80	42	54	65	92	110	110	140	145	175	180	210	220	260	280

(1) El valor incluye los coeficientes de seguridad de los materiales (HA25 y B500) y 1,4 de acciones, todo en situación ordinaria. Interior de edificios. Vale para cualquier otra armadura de la misma sección.
(2) Como ancho cerca del soporte extremo no se puede tomar más de **a** + 2·**h**. El ancho de 0,40 m puede ser el mínimo en vigas de borde o extremo de viga interior, y el de 0,60 m a 0,80 m es usual en vigas interiores.
(3) Para cantos mayores de 0,35 m o con descuelgue, véase la tabla 8.1
* La parte comprimida supera la mitad de altura de la sección. El valor, en cursiva no puede usarse, salvo para interpolar.

Para el cálculo de la armadura superior traccionada, se puede tener en cuenta la comprimida, prolongación de la de vano, que llegue al soporte, y tenga suficiente anclaje a partir de esa sección.

Nota: En un soporte interior, cuando por viento o sismo hay *inversión* de momentos flectores, a su paso hay cambio de signo, por lo que a esos efectos se comporta, para cada lado, como un soporte extremo.

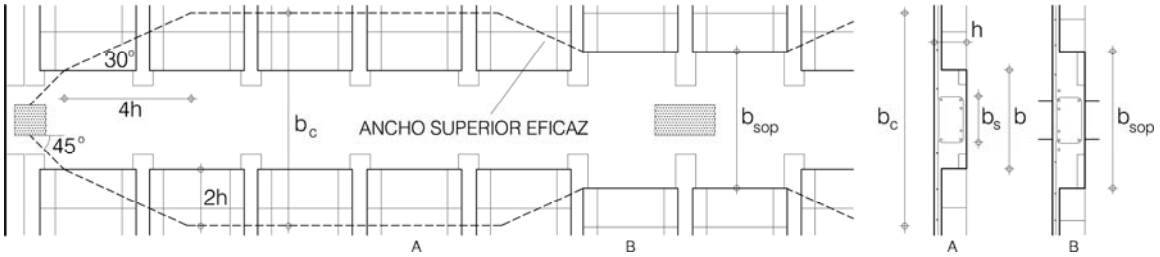

Figura 7.19 Ancho de vigas planas a efecto de momento flector

4 Para los momentos que traccionan la cara inferior, (tabla 7.2), el ancho es el superior eficaz $\mathbf{b}_c$, (igual al del nervio, **b**, más, a cada lado si existe, el grueso de la losa superior del forjado, en no más de 2·**h**) con ajustes de 30º (figura 7.19), y el armado se debe disponer, en principio, dentro del ancho del cerco, $\mathbf{b}_s$. En primera aproximación, el valor de **z**, se sitúa entre 0,80·**h** y 0,85·**h**.

Tabla 7.2 Momento flector seguro que tracciona la cara inferior (mkN) (1)

Canto h (3) (m)	**Armadura inferior y ancho**(2) (m)															
	4 ø 12		**6 ø 12**		**5 ø 16**		**6 ø 16**		**8 ø 16**		**10 ø 16**		**8 ø 20**		**10 ø 20**	
	0,40	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,60**	**0,80**
0,26	30	30	40	44	60	65	70	75	90	100	110	120	125	145	160	180
0,28	32	34	46	50	70	75	85	90	110	120	130	140	150	170	190	210
0,30	36	38	50	54	75	80	90	95	115	125	140	150	160	180	210	230
0,32	38	40	55	60	80	85	100	110	125	135	150	170	180	200	230	250
0,35	42	44	60	65	90	95	110	115	140	150	170	190	200	220	250	280

(1) El valor incluye los coeficientes de seguridad de los materiales (HA25 y B500) y 1,4 de acciones, todo en situación ordinaria. Interior de edificios; al exterior, con 1 cm más de canto. Vale para cualquier otra armadura de la misma sección.
(2) El ancho de 0,40 m corresponde a viga de borde o en extremo de viga interior. El de 0,60 m o 0,80 m, corresponde a viga interior, con losa superior a ambos lados.
(3) Para cantos mayores de 0,35 m o con descuelgue, véase la tabla 8.2

5 En cada paquete, (armaduras inferiores de un tramo, superiores en soporte extremo o superiores entre tramos) conviene adoptar redondos del mismo diámetro, de al menos ø12, y en la cara superior o con soportes de acero, en número par. La armadura ø20 se puede usar en armado sobre soporte interior, pero en extremo, si se ancla en patilla, sólo si la viga tiene más de 0,45 m de altura.

6 Cada paquete conviene descomponerlo en un máximo de tres cortes, cada uno con al menos dos redondos. Cada corte se debe prolongar al menos la longitud de anclaje total a partir del punto en que comienza a dejar de ser necesario, (véase tabla 2.1), y la reducida (30% de la anterior) a partir del punto en que termina de ser necesario (figura 7.20).

7 De la armadura inferior, para facilitar el trabajo del ferralla (que monta la viga cabeza abajo), al menos dos redondos (con acción sísmica de cálculo ≥0,16·g, de al menos ø16), se deben disponer a todo lo largo. Se debe llevar hasta el soporte extremo al menos 1/3 de la armadura máxima de vano.

Las armaduras menores que la longitud del tramo conviene disponerlas o pegados a un extremo (caso habitual en tramo extremo), o simétricas en la luz. Su longitud conviene que se redondee, por exceso, a fracciones de 12 m (que es la usual con la que se suministran), regla aplicable a los demás paquetes.

En toda la zona traccionada se debe mantener una armadura de al menos 0,003·**b**·**h** (con acción sísmica de cálculo ≥0,16·g, al menos 0,004·**b**·**h**)

8 Como ayuda al montaje de los cercos, en la cara superior de la viga conviene disponer una armadura constructiva. Dado que la ferralla se acopia y presenta por tramos, esa armadura no es fácil de solapar, por lo que no se puede computar a tracción superior sobre el soporte, y como complemento a compresión, en vano, aporta muy poco.

9 La armadura superior sobre soporte extremo se debe rematar en patilla. Cabe asimismo disponer un lazo (figura 7.20), si la compresión del soporte supera la capacidad a tracción de las dos ramas o es un fuste de acero pasante o con resalto superior que evite su salida. La armadura sobre soporte interior se debe disponer simétricamente a ambos lados del soporte. De acuerdo con las reglas anteriores, es usual que tenga inicialmente mayor longitud del lado de la luz más corta. En caso de

luces sucesivas diferentes, la armadura superior puede llegar a ser pasante en todo el tramo corto, en términos similares a los indicados en la figura 5.14.

En toda la zona superior traccionada se debe mantener una armadura mínima, malla incluída, igual a la indicada para la inferior, siendo **b** el ancho del nervio en la sección considerada (figura 7.19).

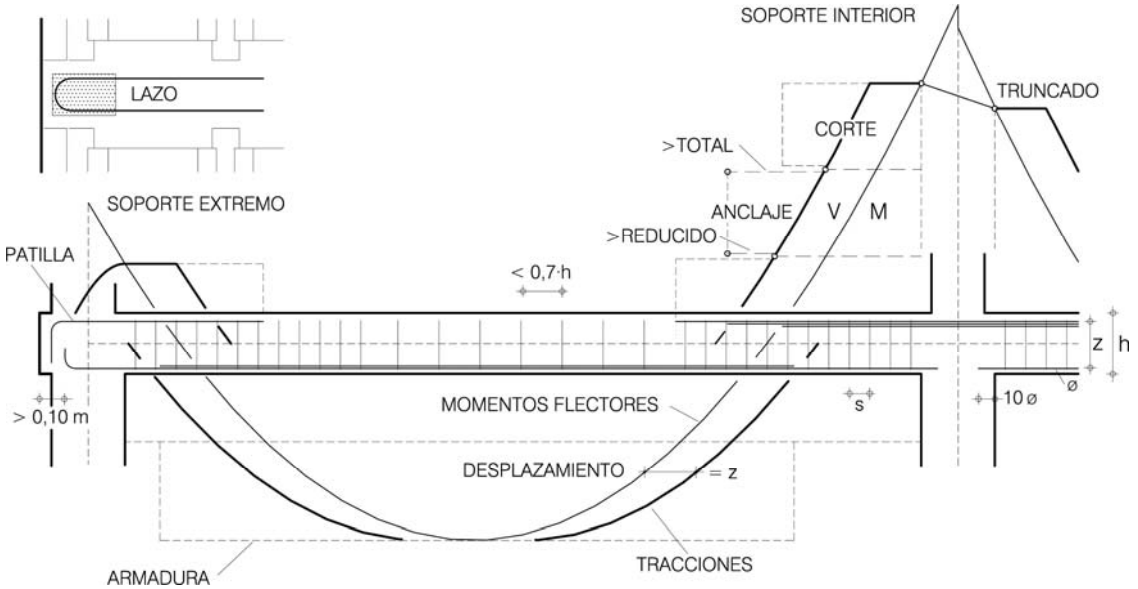

Figura 7.20 Despiece de armadura longitudinal de vigas en general

10 La figura 7.21 ofrece un patrón de referencia del tipo de despiece que cabe esperar en vigas, sobre la base de dos cortes, cada uno de la mitad de la armadura total.

El tramo extremo vira desde una importante asimetría en plantas altas, a asemejarse a uno interior en bajas. Sobre soporte extremo de hormigón sólo se puede acudir a la disposición de lazo cuando por encima haya más de dos o tres plantas; en plantas inferiores, es probable que haya que complementar el lazo con armaduras en patilla. La armadura superior en el soporte interior de un tramo extremo, se va reduciendo al descender de planta para asimilarse a la de un tramo interior, pero como simultáneamente se incrementará por acción horizontal, puede ser similar en todas ellas.

En tramos interiores, el viento tiende a uniformar la armadura inferior en plantas bajas.

El sismo incrementa la longitud de las armaduras superiores, y en cuanto hay inversión, demanda conexión inferior por bastones.

Nota: En la figura 7.21, por viento *moderado* se debe entender el que demanda un incremento de armadura superior del orden del 50% de la de carga gravitatoria; viento *fuerte* es el que demanda un 100% más, y en la parte inferior se está llegando a inversión; sismo *moderado* es cuando se llega a inversión, y *fuerte* cuando en el extremo se demanda un 50% más de armadura que la de carga gravitatoria (véase figura 5.10). El símbolo L se refiere a la luz (a ejes de soporte extremo, a caras en los interiores), y ℓ se refiere a la longitud de anclaje.

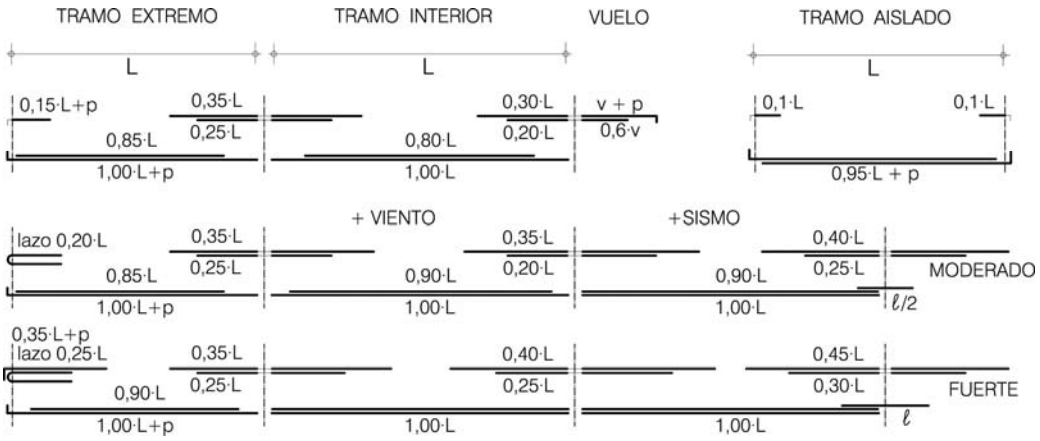

Figura 7.21 Patrón de despiece de armadura longitudinal

7.4.2 Armado a esfuerzo cortante

1 A efectos de comprobación ante esfuerzo cortante, el diagrama se debe truncar a cara de soporte inferior (en el caso de soporte de acero, el borde de la placa o casquillo). La comprobación de biela oblicua en cada extremo se puede hacer con la expresión [3.9], tomando para $\mathbf{f}_{od}$ en situación ordinaria y HA25, el valor 5 N/mm^2, y para $\mathbf{b}_o$ el frente del soporte más, hasta **h**/2 en cada lado (figura 7.22).

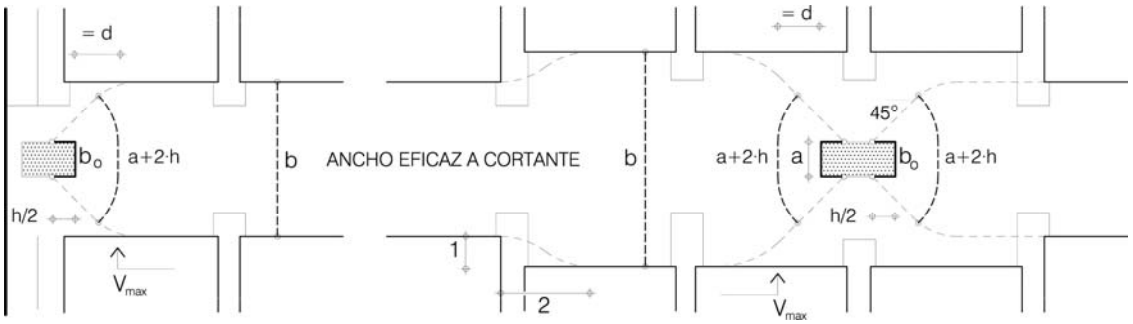

Figura 7.22 Ancho para cortante

2 A efectos de cálculo de armadura transversal, se debe truncar, adicionalmente un canto útil, **d**. Posteriormente se debe desplazar, del lado desfavorable, **h**/2, (figura 7.23), para cubrir los efectos de *cuelgue* (o acometida de carga por debajo de la directriz media).

3 El cálculo de la armadura transversal se puede hacer con la [3.8], considerando, en cada sección, el cortante que existe, y como $\mathbf{b}_o$ el ancho del nervio en esa sección, pero, en las cercanas a soportes, no más de **a**+2·**h**, siendo **a** el frente del soporte, y de los cambios de ancho, con ajustes 1:2. Dado que el cortante máximo se produce en el extremo, nunca son eficaces anchos reales muy superiores a ese valor. En cualquier caso, si la separación entre ramas de un mismo cerco es superior a **d** (figura 7.24), el ancho de cálculo se debe reducir en lo que exceda a esa cantidad. La tabla 7.3 contiene valores de referencia.

Nota: Si se dispone la viga en salto de nivel o invertida (con resalto por arriba), véase figura 7.36, y se hormigona en dos tandas, la comprobación del esfuerzo cortante de la superficie que las separa, se debe hacer con sólo el segundo término de [3.8].

Tabla 7.3 Esfuerzo cortante seguro (kN) **de vigas planas**(1)

Canto	**Armado** (2)	**Estribado** (nº de ramas, diámetro y separación en m), **y ancho**(3) (m)													
h (4)	**longitudinal**	**2r ø6 / 0,20**		**2r ø6 / 0,15**		**2r ø8 / 0,20**		**2r ø8 / 0,15**		**2r ø8 / 0,12**		**2r ø8 / 0,10**		**4r ø8 / 0,15**	
(m)	**A tracción**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,40**	**0,60**	**0,60**	**0,80**
0,26	< **2ø16**	-	-	65	85	-	-	80	100	90	110	100	120	140	160
	> **8ø20**	-	-	65	85	-	-	85	105	95	115	105	125	145	165
0,28	< **2ø16**	-	-	70	90	-	-	90	110	100	120	110	130	150	175
	> **8ø20**	-	-	75	95	-	-	95	115	105	125	115	135	155	180
0,30	< **4ø16**	65	90	75	95	80	105	95	115	105	130	115	140	160	190
	> **10ø20**	70	95	80	100	85	110	100	120	110	135	120	145	170	195
0,32	< **4ø16**	70	95	80	100	85	110	100	120	110	135	120	145	170	200
	> **10ø20**	75	100	85	105	90	115	105	130	115	140	125	150	175	205
0,35	< **6ø16**	80	100	85	110	100	120	110	140	125	150	140	165	195	220
	> **12ø20**	85	110	90	120	105	130	115	145	130	160	145	175	205	225

(1) El valor incluye los coeficientes de seguridad de los materiales (HA25 y B500) y 1,4 de acciones, todo en situación ordinaria. En la práctica se suele disponer al menos 2r ø8 / 0,15
(2) Para armadura longitudinal intermedia, se puede interpolar. El valor superior es poco probable.
(3) Como ancho cerca del soporte no se puede tomar más de **a** + 2·**h**. El ancho de 0,40 m puede ser el mínimo en vigas de borde, y el de 0,60 m en interiores. El valor tabulado se puede interpolar o extrapolar a otros anchos ligeramente diferentes.
(4) Para cantos mayores de 0,35 m o con descuelgue, véase la tabla 8.3
- No cumple la separación máxima entre planos de estribado.

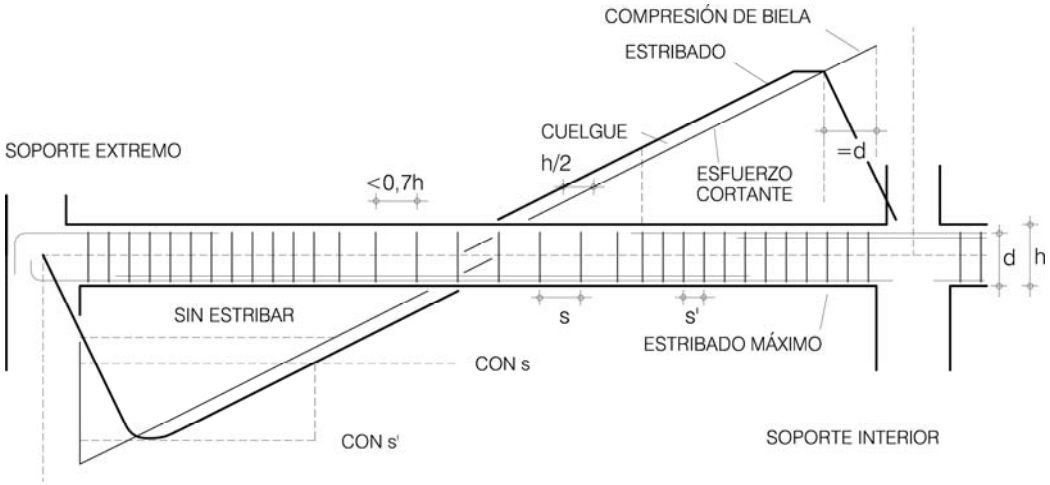

Figura 7.23 Distribución de estribado de vigas en general

4 Habitualmente suelen bastar dos densidades de estribado, una en los extremos, a tenor del esfuerzo cortante máximo, y otra en la parte central. Para esta segunda se puede optar por el mínimo, que es el de dos ramas de ø6 cada 0,7·**h**, sin superar 0,3 m. El estribado máximo se debe llevar, en general, hasta la cara del soporte, (figura 7.23) y en caso de viga plana, hasta su eje (figura 7.27).

En caso de aceleración sísmica de cálculo ≥ 0,16·g, en una amplitud de 2·**h** desde cada extremo, el intervalo, **s**, entre planos de estribado debe ser como mucho 0,10 m.

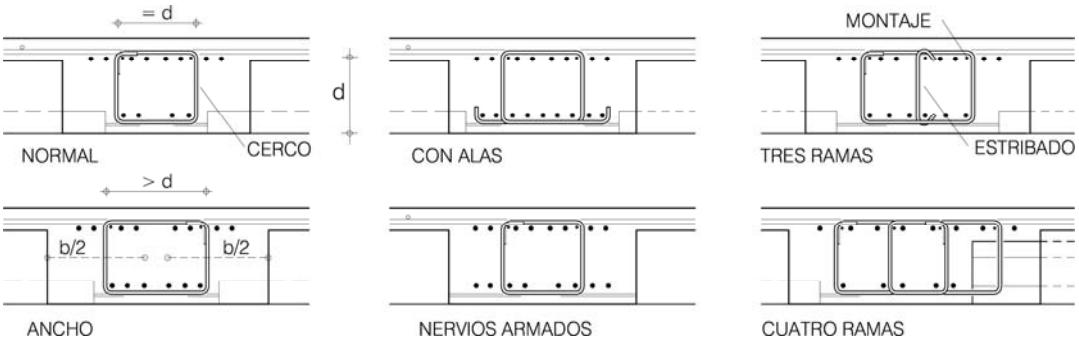

Figura 7.24 Tipos de estribado

5 El ancho del estribado debe permitir disponer la totalidad de las armaduras inferiores, respetando las distancia posible de una rama vertical de cerco. En general es suficiente con dos ramas.

Si las armaduras inferiores no caben en una capa, se pueden o disponer dos, perdiendo brazo de palanca a flexión, o ampliar el ancho, perdiendo capacidad a cortante, o disponer cercos con “alas” (figura 7.24), más complejos de fabricar y montar. Si los nervios están armados en obra, basta prolongar su armadura inferior hasta penetrar tras los estribos, para poder disponer armadura longitudinal de la viga por fuera.

6 Se pueden proyectar también cercos o estribos adicionales, para dotar a la sección con tres o cuatro ramas verticales, que permiten rentabilizar más el ancho, pero que en contrapartida quedan penalizados en la zona de cortante pequeño. Con vigas de mucho más ancho que el del soporte, la comprobación del cortante máximo en soportes extremos debe tener en cuenta sólo el número de ramas que se puedan considerar eficaces (figura 7.25).

Nota: Todo soporte afectado por inversión de momentos, se debe tratar como soporte extremo.

7 Como último recurso, para vigas de luz y carga importantes, cabe disponer, en la viga, dos tipos de cercos diferentes, el básico de dos ramas, en la zona central, complementado con otro de ancho mayor, dispuesto sólo localmente en los extremos (figura 7.24). La solución sirve asimismo para engarzar la viga plana con viguetas enteras, pero sin poder disponer armadura longitudinal en la esquina inferior (véase además las figuras 5.23 y 7.33)

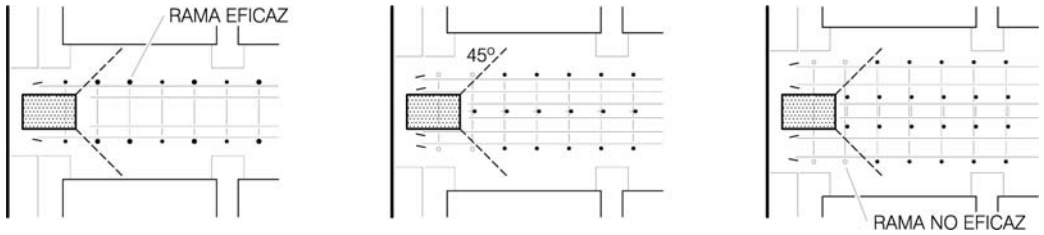

Figura 7.25 Ramas eficaces de la armadura transversal (norma sísmica NSCE-02)

8 Las armaduras superiores de la viga, amparadas por el armado del plano del forjado, se pueden disponer en todo el ancho disponible, sin problemas, siendo preferible que se repartan en partes sensiblemente iguales a ambos lados de cada rama vertical del estribado (figura 7.24 y 7.27).

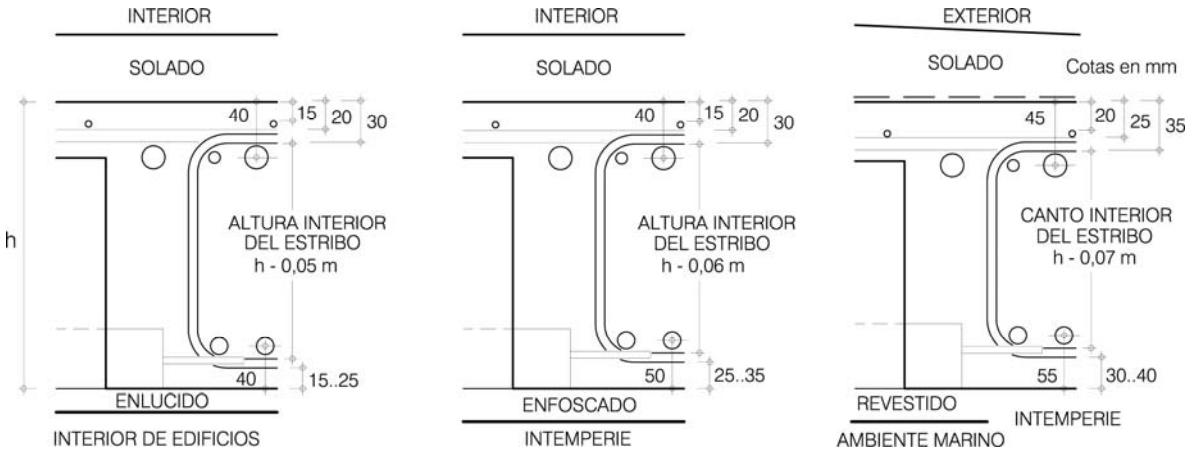

Figura 7.26 Recubrimientos

9 La altura de cercos o estribos no debe reducir el brazo de palanca de la viga, respetando los recubrimientos. Conviene acotar el interior, para indicar que es la medida que se debe respetar. Habitualmente la cara superior del forjado está protegida por solado, y cuando es exterior, incluso por impermeabilización. A la cara inferior le puede corresponder ambiente I, II o incluso III. La figura 7.26 indica cuales son los márgenes a tener en cuenta en cada caso.

10 La figura 7.27 ofrece el patrón completo de armadura de una viga plana tipo, y la tabla 7.4 valores de referencia.

NOTA: En el caso de sismo, el sobredimensionado (coeficiente de seguridad) de las vigas debe ser superior al de los soportes, y el de esfuerzo cortante al de momento flector.

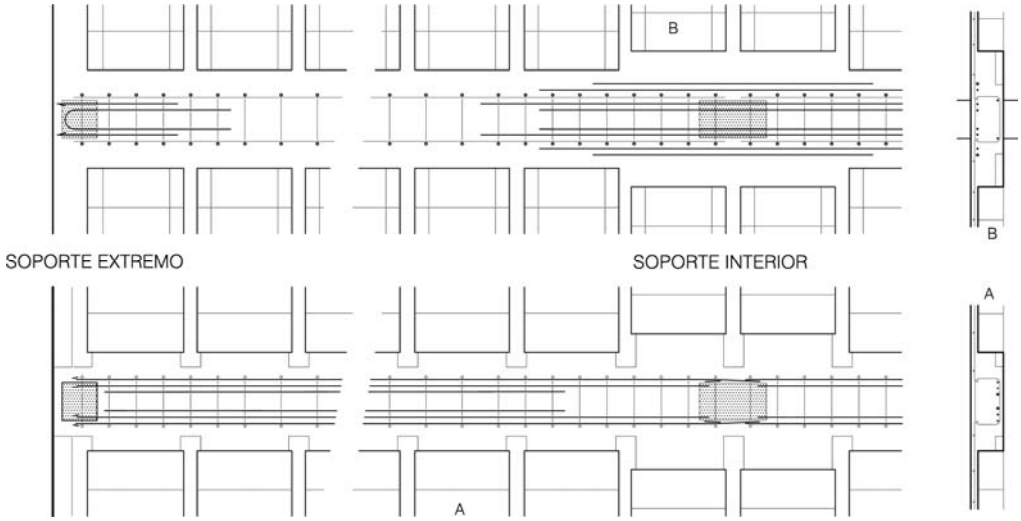

Figura 7.27 Armado tipo de viga plana

Tabla 7.4 Vigas planas (1): sección (2), h×b (m), armado longitudinal(3) , y estribado/(4)

Tipo de tramo(5)	Carga(6) (kN/m)	Luz neta (7) (m) 4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00
Aislado	**25**	**0,26×0,40** 4 ø 16 2r ø 6 / 0,15	**0,26×0,40** 6 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 8 ø 16* 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,40** 8 ø 16* 2r ø6 / 0,15	**0,30×0,40** 10 ø 16* 2r ø6 / 0,20	**0,30×0,40** 8 ø 20* 2r ø6 / 0,20	**0,30×0,40** 10 ø 20* 2r ø6 / 0,20
	30	**0,26×0,40** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 8 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,40** 8 ø 16* 2r ø6 / 0,15	**0,30×0,40** 10 ø 16* 2r ø6 / 0,15	**0,30×0,40** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,20	**0,32×0,40** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,20	**0,35×0,40** 10 ø 20* 2r ø8 / 0,20
	35	**0,26×0,40** 6 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,40** 8 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,40** 10 ø 16* 2r ø6 / 0,15	**0,30×0,40** 10 ø 16* 2r ø8 / 0,20	**0,30×0,40** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,20	**0,35×0,40** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,20	**0,35×0,40** 10 ø 20* 2r ø8 / 0,15
	40	**0,26×0,50** 8 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,50** 8 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,30×0,50** 10 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,30×0,50** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,15	**0,32×0,50** 10 ø 20* 2r ø8 / 0,15	**0,35×0,40** 10 ø 20* 2r ø8 / 0,15	**0,35×1,00** 12 ø 20** 4r ø8 / 0,15
	50	**0,26×0,50** 8 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,50** 10 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,30×0,50** 8 ø 20 2r ø8 / 0,15	**0,32×0,50** 10 ø 20* 2r ø8 / 0,12	**0,35×0,50** 10 ø 20* 2r ø8 / 0,12	**0,35×1,00** 12 ø 20** 4r ø8 / 0,12	**0,35×1,20** 18 ø 20** 4r ø8 / 0,12
Extremo	**25**	**0,26×0,40** 5 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 6 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 6 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,28×0,40** 6 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,28×0,40** 8 ø 16* 2r ø6 / 0,20	**0,28×0,40** 10 ø 16* 2r ø6 / 0,20
	30	**0,26×0,40** 6 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,26×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,28×0,50** 8 ø 16* 2r ø8 / 0,15	**0,28×0,50** 8 ø 16* 2r ø8 / 0,20	**0,30×0,50** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,20
	35	**0,26×0,40** 4 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,26×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,28×0,50** 8 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,28×0,50** 10 ø 16* 2r ø8 / 0,12	**0,30×0,50** 10 ø 16* 2r ø8 / 0,20	**0,32×0,60** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,15
	40	**0,26×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,26×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,26×0,50** 8 ø 16 2r ø8 / 0,10	**0,28×0,50** 8 ø 16 2r ø8 / 0,10	**0,30×0,50** 10 ø 16 2r ø8 / 0,10	**0,32×0,50** 10 ø 16* 2r ø8 / 0,10	**0,32×0,60** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,10
	50	**0,26×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,26×0,60** 8 ø 16 **4**r ø8 / 0,15	**0,26×0,60** 10 ø 16 **4**r ø8 / 0,15	**0,28×0,60** 8 ø 20* **4**r ø8 / 0,15	**0,30×0,60** 8 ø 20* **4**r ø8 / 0,15	**0,32×0,60** 10 ø 20* **4**r ø8 / 0,15	**0,32×0,60** 10 ø 20* **4**r ø8 / 0,15
Interior	**25**	**0,26×0,40** 4 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 5 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 6 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 6 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,40** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,40** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,50** 8 ø 16 2r ø8 / 0,15
	30	**0,26×0,40** 4 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 5 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,40** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,50** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,20	**0,30×0,50** 8 ø 20* 2r ø8 / 0,20
	35	**0,26×0,40** 5 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,50** 6 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,50** 5 ø 16 2r ø6 / 0,15	**0,28×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,28×0,50** 8 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,28×0,50** 10 ø 16* 2r ø8 / 0,12
	40	**0,26×0,50** 6 ø 12 2r ø6 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,28×0,50** 6 ø 16 2r ø6 / 0,12	**0,28×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,28×0,50** 8 ø 16 2r ø8 / 0,10	**0,28×0,50** 10 ø 16 2r ø8 / 0,10
	50	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø8 / 0,15	**0,26×0,50** 5 ø 16 2r ø8 / 0,12	**0,26×0,50** 6 ø 16 2r ø8 / 0,10	**0,28×0,50** 8 ø 16 2r ø6 / 0,10	**0,28×0,60** 8 ø 16 2r ø8 / 0,10	**0,28×0,60** 10 ø 16 **4**r ø8 / 0,15	**0,28×0,50** 8 ø 20* **4**r ø8 / 0,15

(1) Hormigón HA25, (incluso control indirecto), acero B500. Los valores incluyen la seguridad ordinaria de materiales y acciones.
(2) El canto es el total en interior de edificios; en exterior debe tener 1 cm más. El ancho es el máximo que debe haber cerca de los soportes, pero en ese punto no se puede contar, con más de **a**+2**h** siendo **a** el ancho del soporte.
(3) Armadura máxima en secciones críticas. Con canto mayor, es suficiente una armadura proporcionalmente menor y viceversa (se pueden buscar valores equivalentes en las tablas 7.1 y 7,2), pero en lo que se rebaje el canto crítico por flecha, (tabla 7.5) además, se debe multiplicar de nuevo por la relación de cantos. Para el despiece véase figura 7.21.
(4) Estribado máximo en extremo, que debe abarcar 1/6 de la luz en tramo interior y aislado y 1/5 en el extremo del lado interior. En el resto es suficiente intervalo doble, pero al menos 0,7·**h** . Con otros cantos se puede encontrar la equivalencia en la tabla 7.3
(5) En continuidad, tramo dominante. Se pueden considerar casos intermedios entre extremo e interior, interpolando los resultados.
(6) Carga uniforme procedente de valores característicos de carga vertical, en situación ordinaria, sin afectar de coeficiente de seguridad. Si no es uniforme, la equivalente. La armadura longitudinal y estribado de acción horizontal se debe considerar aparte.
(7) La luz neta es la que hay a caras de soportes.
* El armado está ya penalizado por flecha, (véase tabla 7.5), en caso de tabiques ordinarios.
** Armado muy penalizado por flecha. Desaconsejable como viga plana.

7.4.3 Otras comprobaciones resistentes

1 Si el ancho de la viga es muy superior al del soporte, o si éste se sitúa fuera del eje de la viga, (figura 7.14), el análisis de las viguetas se debe complementar con un armado local, enfrentado al soporte, que reenvíe su reacción al centro del mismo. La figura 7.28 refleja el análisis de estas solicitaciones secundarias, que en el caso de soporte interior es similar al de una zapata.

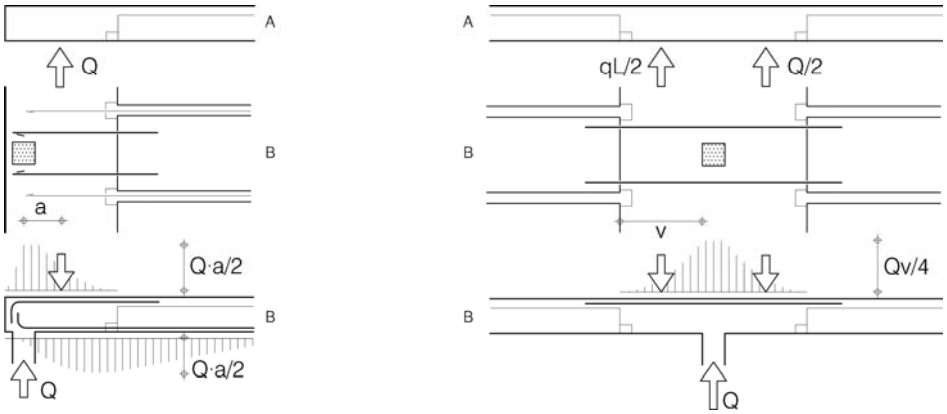

Figura 7.28 Armado transversal a la viga

2 En los nudos en que, por acción horizontal de viento o sismo, se produzca *inversión*, la armadura inferior en la proximidad del soporte se debe calcular para la tracción que resulta del momento de signo contrario al habitual. Dado que la ferralla se acopia generalmente por tramos, para cubrir este fenómeno, lo recomendable en nudos interiores es disponer *bastones* inferiores, solapados la longitud de anclaje con la armadura de ambos tramos (figura 7.21). En nudos extremos se puede acudir a lazos o escuadras con patillas ancladas en el canto, con las condiciones ya establecidas para estos elementos, e igualmente solapados o integrados en la ferralla del tramo.

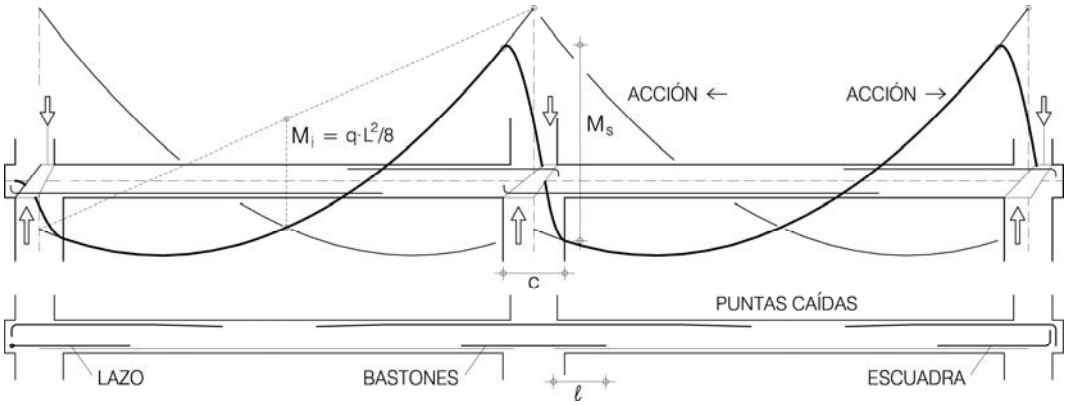

Figura 7.29 Inversión de momentos

Además, cuando hay inversión, se produce en el nudo un esfuerzo cortante local muy elevado, (algo no detectable en la envolvente de solicitaciones brutas, véase la pendiente del diagrama en la figura 7.29), aproximadamente de valor $\mathbf{M_s/c}$, que se debe comprobar como biela oblicua y ancho el del soporte, y que suele ser la condición crítica del nudo.

3 Si como consecuencia del diseño, en un punto confluyen varias vigas, en direcciones no coincidentes, se puede haber considerado continuidad, pero en ese caso, el cruce de las armaduras de cada tramo, necesariamente ancladas por prolongación recta, puede ser inviable. En ese caso, se puede adoptar dos direcciones arbitrarias de armado, disponiendo en cada una la armadura necesaria para la suma de las proyecciones de los momentos de las vigas (figura 7.30). La disparidad del resultado puede aconsejar cambiar el trazado, como puede ser el caso de la figura citada, en la que se alteran las dos vigas 1 y 5, para que acometan a un mismo punto de quiebro.

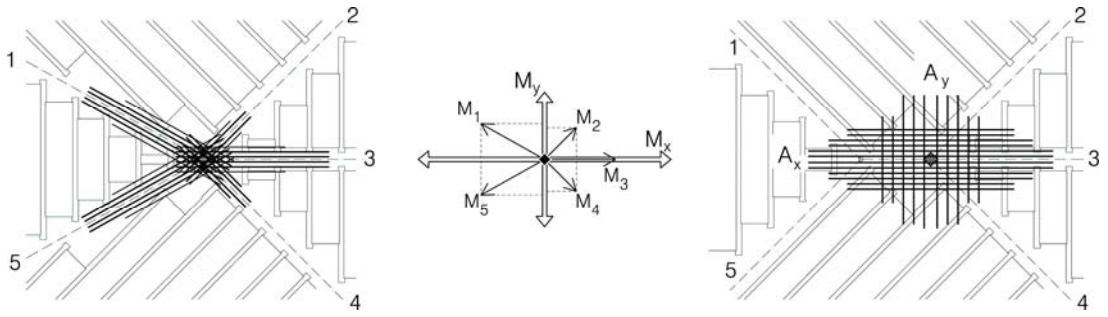

Figura 7.30 Nudo en el que confluyen varias vigas

4 La comprobación de los nudos entre vigas y soportes, tiene que ver básicamente con la de la biela oblicua de hormigón en la diagonal, (que se puede ver ambiguamente como biela de soporte o de viga), y la variación de tensión en las armaduras del soporte, tal como se plantea a propósito de la figura 4.6. En la figura figura 7.31 se ofrece un esquema de bielas de los nudos tipo. Adicionalmente, cabe considerar que las armaduras superiores de la viga deben hacer frente al cambio de tensión definido por $\mathbf{M}_s$ (figura 7.18), en el grueso **c** del soporte. Sobre todo cuando hay inversión (figura 7.29), la condición es crítica, y puede hacer aconsejable anclar en patilla las armaduras de los dos tramos por separado, al estilo de dos soportes extremos, adosados espalda contra espalda.

7.4.4 Fisuración

1 De acuerdo con lo establecido en el apartado 3.7, en ambiente interior, o exterior visto ordinario, no es probable que se necesiten correcciones al armado para controlar la fisuración a límites aceptables. En vigas al exterior, con recubrimientos superiores a 35 mm no se pueden disponer armaduras separadas más de 0,10 m, a menos que se reduzca su tensión.
En el caso de obras en la proximidad de la costa, salvo que se usen revestimientos especiales, el recubrimiento mínimo en hormigón visto conduce a intervalos inviables entre armaduras, salvo que se reduzca drásticamente su tensión.

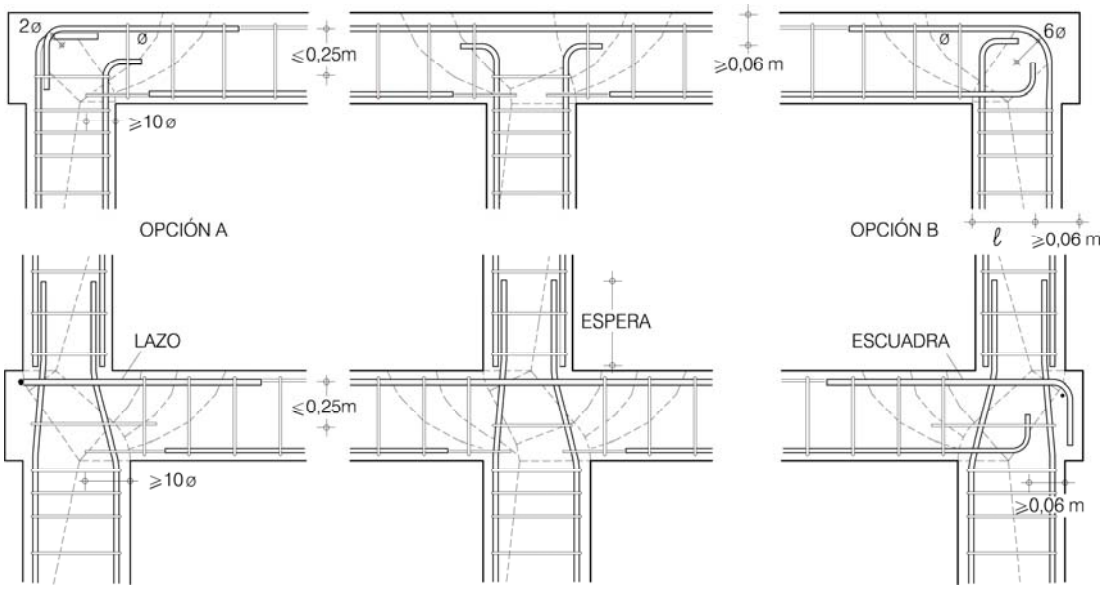

Figura 7.31 Detalle de bielas y armado de los nudos tipo de hormigón

7.5.5 Flecha

1 De acuerdo con el apartado 3.8, no es preciso comprobar la deformación de una pieza, si se mantiene dentro de unos márgenes de esbeltez, función del área relativa de acero estrictamente necesario en la sección de vano. Debido a que, en esa medida, lo que cuenta es el ancho del borde comprimido, y ese, en vigas planas es grande, cabe esperar relaciones de armadura muy débiles, en

la banda de 0,3% a 0,5% y por tanto relaciones **L/d** críticas del orden de 19 a 24 para tramos aislados, 24 a 31 en los extremos, y 28 a 35 en los interiores.

2 Se pueden disponer un canto menor, sin calcular expresamente la deformación, si se dispone una sección de acero mayor, en la relación del canto crítico al real, (véase la tabla 7.3).

Tabla 7.3 Factor de penalización por flecha(1)

Tramo(2)	**Luz** (m)	**4,5**		**5,0**			**6,0**			**7,0**			
	Intervalo(3) (m) **Canto**(4) (m)	4,5	7,0	4,0	5,0	7,0	4,0	5,0	7,0	4,0	5,0	6,0	7,0
Aislado	**0,26**	1,2	1,4	1,4	1,5	1,6	1,9	1,9	*	2,0	*	*	*
	0,28	--	1,2	1,2	1,3	1,5	1,7	1,8	1,8	1,6	1,8	*	*
	0,30	--	--	--	1,1	1,3	1,4	1,5	1,6	1,4	1,5	1,6	*
	0,32	-	--	--	--	1,1	1,2	1,3	1,4	1,2	1,3	1,4	1,5
	0,35	-	-	-	-	-	--	1,2	1,2	--	1,1	1,2	1,2
Extremo	**0,26**	--	--	--	1,1	1,2	1,4	1,4	1,5	1,7	1,8	*	*
	0,28	-	--	--	--	--	1,1	1,3	1,4	1,5	1,5	1,6	1,6
	0,30	-	-	-	-	--	--	--	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5
	0,32	-	-	-	-	-	-	--	--	1,1	1,2	1,3	1,3
	0,35	-	-	-	-	-	-	-	-	--	--	--	1,1
Interior	**0,26**	-	-	-	--	--	--	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
	0,28	-	-	-	-	-	-	--	--	1,1	1,2	1,3	1,3
	0,30	-	-	-	-	-	-	-	--	--	--	1,1	1,1
	0,32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	--	--	--
	0,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(1) Edificios de vivienda, con unos 7 kN/m^2 de carga total. Acero B500. Para otras cargas se debe adoptar el intervalo equivalente. Tabiques ordinarios (flecha admisible 1/400); para los de piezas de gran formato el factor de penalización puede ser un 20% mayor.
(2) Tramos en el interior de edificios. Sobre espacio exterior, los valores de la tabla se corresponden con 1 cm más de canto.
(3) El intervalo es el tributario de la viga; en vigas de borde, la mitad de la luz del forjado. Si la viga soporta cerramiento, se debe adoptar del orden de 1 m más.
(4) El canto es el total. Como ancho se supone el mínimo, 0,40 m, y sólo ala de un lado, como en vigas de borde. Si el ancho es mayor, y en vigas interiores, el factor de penalización puede ser un 20% inferior.
- No se precisa corrección por flecha.
-- Se precisa corrección por flecha en el caso de tabiques con piezas de gran formato (flecha admisible 1/500)
* Corrección excesiva por flecha. No es recomendable.

3 Lo anterior es necesario pero no resulta suficiente. Según se ha indicado, además se debe procurar que, en las disposiciones irregulares, entre puntos de piezas distintas no haya diferencias de flecha desproporcionadas con su distancia (figura 3.10), y en las disposiciones de sustentación indirecta, se debe tener en cuenta la incidencia de la flecha por arrastre de otras piezas, (figura 7.9).

7.4.6 Incendio

1 De acuerdo con lo establecido en 5.4.3, hay suficiente resistencia a incendio si, combinando la capacidad reducida de las secciones críticas, se alcanza a cubrir una carga igual al 60% de la total. Debido a que la distancia al eje de las armaduras longitudinales es, en vigas, necesariamente mayor que en forjados, (figura 7.26), la pérdida de resistencia del acero es menor, y por tanto la capacidad a incendio es mayor. Siempre que a ambos lados de la armadura longitudinal inferior haya un macizado de al menos 0,10 m, los valores son:

Capacidad reducida a momento flector para	**R 90**	**R 120**	**R 180**
Tracción superior (según canto)	0,88 ..0,91	0,85 .. 0,89	0,83 .. 0,87
Tracción inferior	0,78	0,47	0,33

multiplicados por la ganancia de 1,15 en el coeficiente de seguridad del acero.

2 La conclusión es que, aun sin contar con la existencia de revestimiento, en los casos de tramo extremo o interior, la armadura estricta por carga gravitatoria garantiza hasta R 180. En tramo aislado, simplemente apoyado, sin continuidad alguna en los extremos, eso sólo garantiza R 90, pero un incremento de armadura inferior de 1,1 permite llegar a R 120 y de 1,6 a R 180. El incremento superior de armadura por viento o sismo, o la general por flecha, juegan a favor de aumentar la capacidad a incendio.

NOTA: Las tablas al uso, basadas en sólo la capacidad inferior, son infundadamente pesimistas.

7.5 Detalles constructivos

7.5.1 Armado de piezas

1 Los redondos inferiores de las vigas que se dispongan de lado a lado y acometan dentro de un soporte interior de hormigón, basta que penetren 10ø en él (figura 7.31). Los que discurran a los lados del soporte, tanto si es de hormigón como de acero, si se han computado a compresión, deben superar la línea del frente del soporte en una longitud igual a la de anclaje (figura 7.32)

Si hay bastones de continuidad por inversión, se disponen manualmente en su sitio, tras la presentación de la armadura de los dos tramos.

En los nudos extremos, la armadura inferior se debe rematar en patilla, respetando al menos 0,06 m a la tabica del frente, si acomete por fuera del soporte, y conviene hacerlo, si cae dentro (figura 7.31)

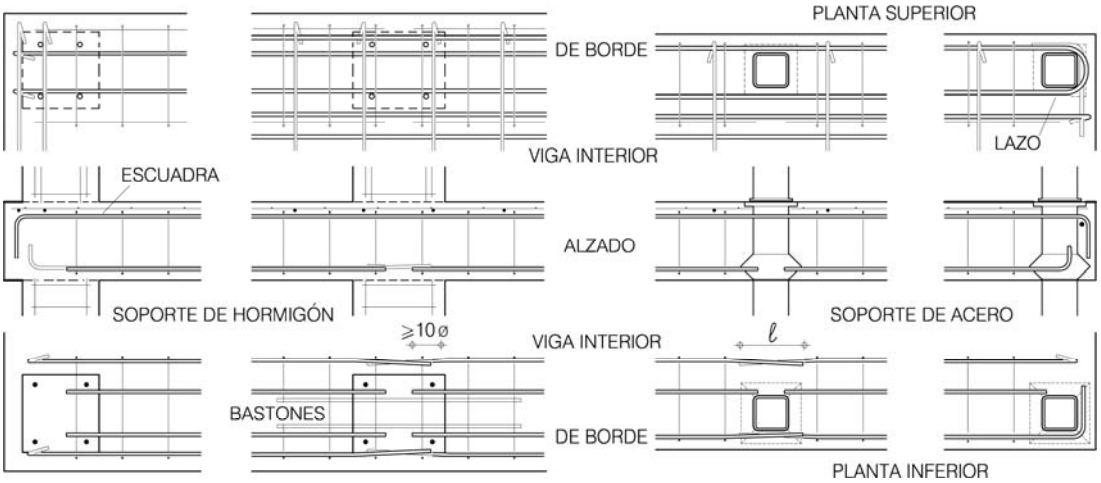

Figura 7.32 Nudos tipo de viga plana con soporte

2 Como armadura de montaje basta un ø8 por estribo o rama vertical de cerco (figura 7.24).

3 La armadura superior de continuidad, así como los bastones inferiores por inversión, aunque se acopien junto con los de un tramo, se colocan en su sitio posteriormente a la presentación de los dos tramos de ferralla. Los que se deban disponer por fuera de las ramas de estribos, se fijan a las armaduras superiores de forjado, pasantes sobre la viga, por encima de ella. La malla conviene disponerla al final, corrida por encima de todas las demás armaduras (figura 7.32).

Conviene que las puntas de las armaduras superiores, y más aún las de diámetros elevados, queden caídas, (figura 7.29), entrando en el hormigón de mejor calidad, para lo que es recomendable que no se fijen en el último metro.

La armadura superior de los extremos, bien en escuadra o en lazo, puede venir incorporada en la jaula de cada tramo en su posición definitiva, pero para garantizar la precisión del nudo, es habitual tener que reajustarlas a su posición precisa.

La armadura superior de soporte extremo se debe rematar en patilla, tan cerca de la tabica de borde frontal como sea posible. Si se dispone lazo, éste debe circundar por detrás al soporte.

La armadura sobre soporte interior conviene disponerla simétricamente en alzado y planta respecto a él. En vigas de borde, la simetría en sección minimiza el desvío secundario (figura 7.28). Este efecto hace que el ancho de las vigas de borde esté fuertemente limitado. En la figura 7.33 aparecen muestras de casos límite de vigas planas.

4 Con soportes de acero que atraviesen el forjado, conviene que el armado de cada paquete (inferior o superior), tenga un número par de armaduras, debiendo disponer las que llegan al soporte, a ambos lados del fuste.

En el caso de que el soporte sea de borde, al menos se debe disponer un redondo por fuera del fuste de acero, garantizando, en todo caso, que existen los refuerzos oportunos para resolver el desvío secundario.

5 En planta, tanto para las armaduras inferiores como para las superiores, conviene que sean las más largas las que se sitúen inmediatas a las ramas de estribos (figuras 7.27 y 7.33)

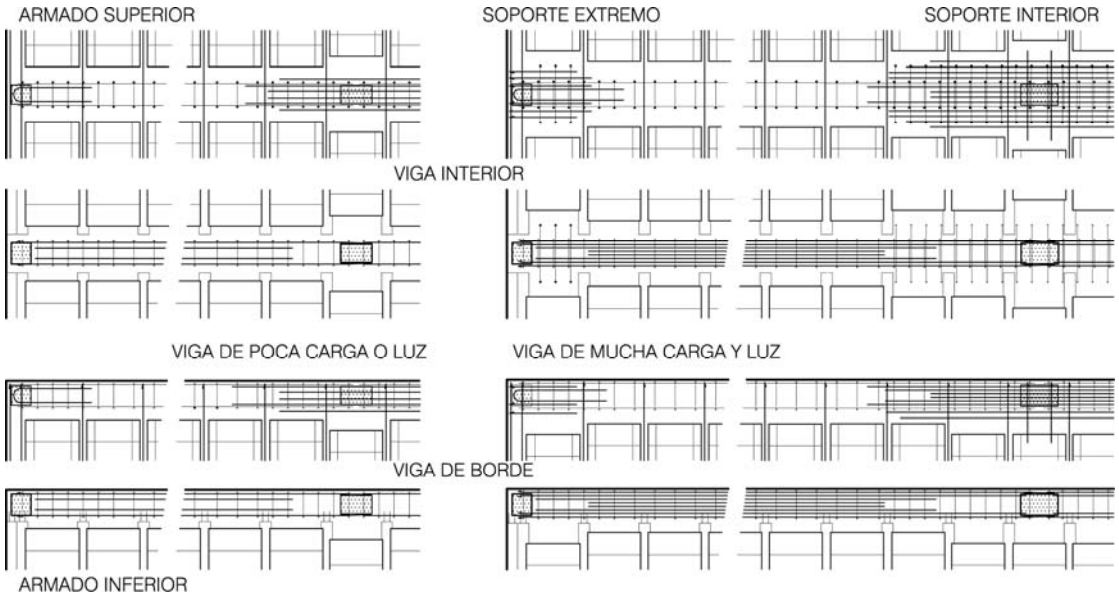

Figura 7.33 Variantes límite de vigas planas

6 El primer plano de estribado de cada tramo de viga se debe situar a menos de 0,10 m de la cara del soporte. En general, sobre todo con soportes por canto, conviene que el estribado atraviese el nudo.

Conviene disponer cercos intermedios (u horquillas) en los soportes, al paso por el nudo, con un intervalo máximo de 0,25 m, (figura 7.31) para impedir el pandeo de las armaduras del fuste en la dirección de empuje al vacío, lo que puede suceder en soportes de borde o esquina.

7 Para el montaje de las piezas de la planta puede tener ventajas presentar primero las viguetas o armadura de nervios de forjado, y posteriormente encajar dentro la ferralla de las vigas.

7.5.2 Encuentro entre piezas

1 En el embrochalado de una viga contra otra, (figura 7.34), pueden valer las reglas anteriores de viga contra soporte. Si al otro lado del encuentro hay forjado o viga, conviene prever prolongación recta para la armadura superior (véase además figura 5.26).

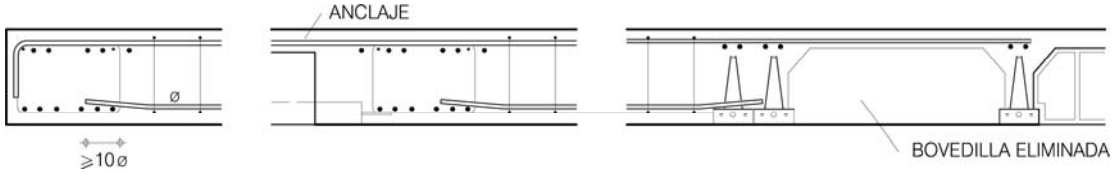

Figura 7.34 Embrochalados

2 En los cambios de dirección de una viga, bastará prolongar, a partir del punto de quiebro, la longitud de anclaje de las armaduras básicas de cada lado, inferiores en el de vano, superiores en el de vuelo. En la parte superior del vano será suficiente la de montaje, que podrá quebrarse sin precauciones adicionales. En la inferior del vuelo se debe disponer la armadura mínima en forma de dos o cuatro armaduras solapadas con las del lado del vano (figura 7.35).

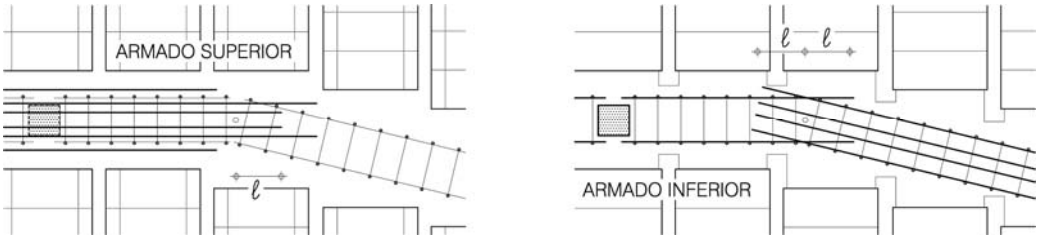

Figura 7.35 Armado de quiebro de vigas

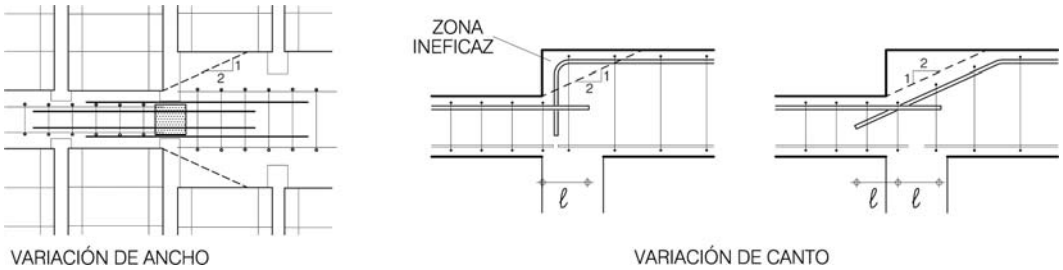

Figura 7.36 Cambios de ancho o alto en las vigas

3 En los cambios de altura o anchura, (figura 7.36) o en la transición a una viga exenta, caso de áticos, porches o entreplantas, debe considerarse un tramo de ajuste con pendiente 1:2, dejando la zona exterior ineficaz. Si la viga exenta es de acero, la capacidad de la unión a momento se encomienda a un par de esfuerzos verticales a suficiente distancia **z** (figura 7.37).

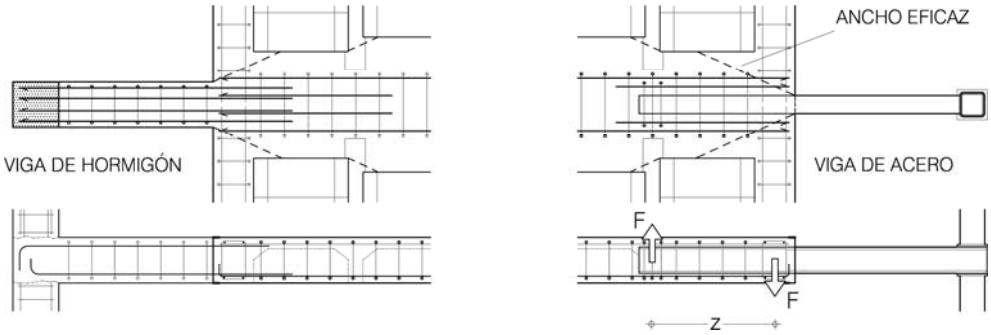

Figura 7.37 Transición de una viga plana a viga exenta

4 Si la viga plana pasa de interior a borde, las armaduras de media viga interior se rematan en patilla, y el resto se disponen pasantes. Para un hueco de dimensión pequeña entre planos de estribos, basta comprobar la sección a cortante con el ancho residual, **b**, que queda. Si el hueco es mayor, la viga debe desdoblarse en dos laterales, solapádolas la longitud de anclaje. (Figura 7.38)

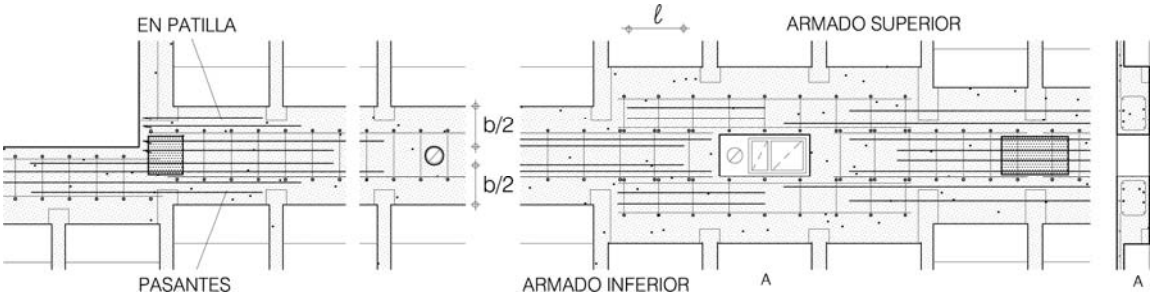

Figura 7.38 Transición y huecos en vigas planas

5 Las reglas de párrafos anteriores son aplicables por analogía al caso de vigas con descuelgue, si bien es más sencillo el encuentro de forjado con viga (figura 7.39). Se puede conseguir una viga de más altura que la del forjado, sin descuelgue, aprovechando un cambio de nivel de éste.

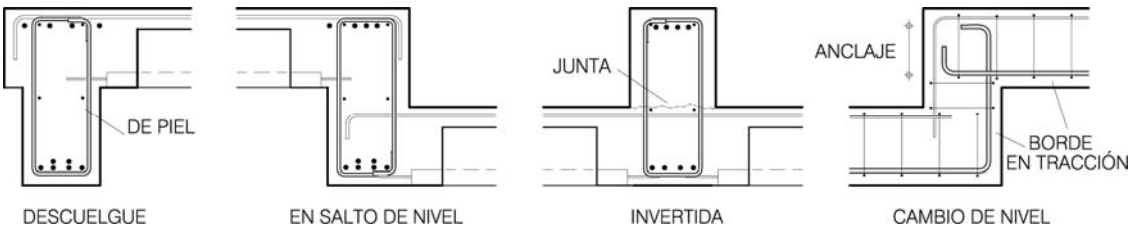

Figura 7.39 Vigas de altura mayor que la del canto del forjado

6 En los cambios de viga plana a viga de descuelgue, tanto encima de un soporte, como fuera de él (figura 7.40), se debe disponer el equivalente a un intereje de forjado como transición entre ambos tipos, imbricando o sopapando las armaduras de las dos, al menos la longitud de anclaje. Al paso de un soporte se debe considerar ineficaz la zona exterior a la pendiente 1:2, lo que implica calcular la armadura de extremo de la viga de más altura con el canto de la menor.

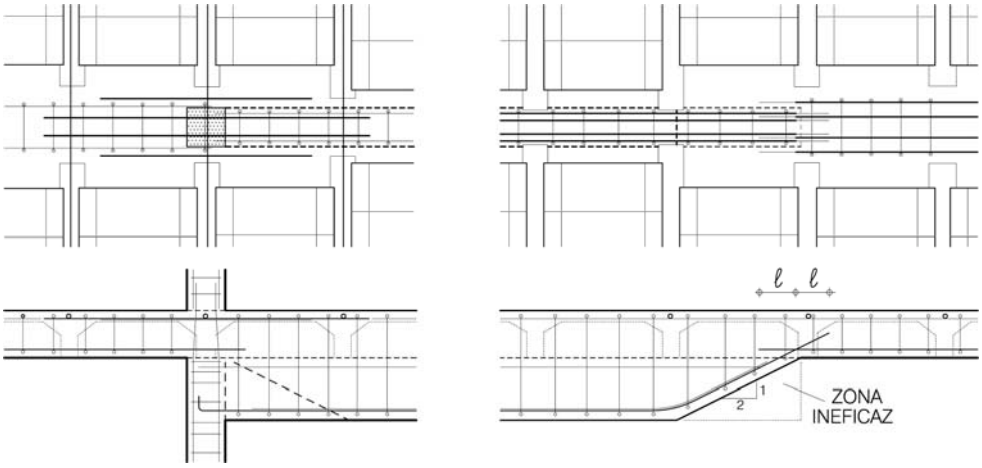

Figura 7.40 Transición de viga plana a viga de descuelgue

7 Si la viga se debe sustentar en una empalizada de pilotes (figura 7.41), basta embutir bastones en los fustes, llevando la viga hasta penetrar tras la línea de frente de los pilotes, con un comportamiento de apoyo. Si la viga se sustenta en un muro pasante, puede ser suficiente disponer un perfil UPN recibido con dos filas de tornillos sobre tacos, para procurar un cierto empotramiento, soldando un lazo en la cara superior del perfil, de modo similar a como se indicaba en forjados (figura 5.21).

8 Si la viga enlaza en vano dos forjados a distinto nivel, (figura 7.41). cabe disponer, como conexión, un puntal, enlazado a ambos forjados para procurar continuidad, dotándolo de la capacidad a momento que exige ese punto, de modo similar al cambio de nivel de la figura 7.36, teniendo en cuenta que la deformación es mayor que la que se desprende de la relación de luz a canto del conjunto.

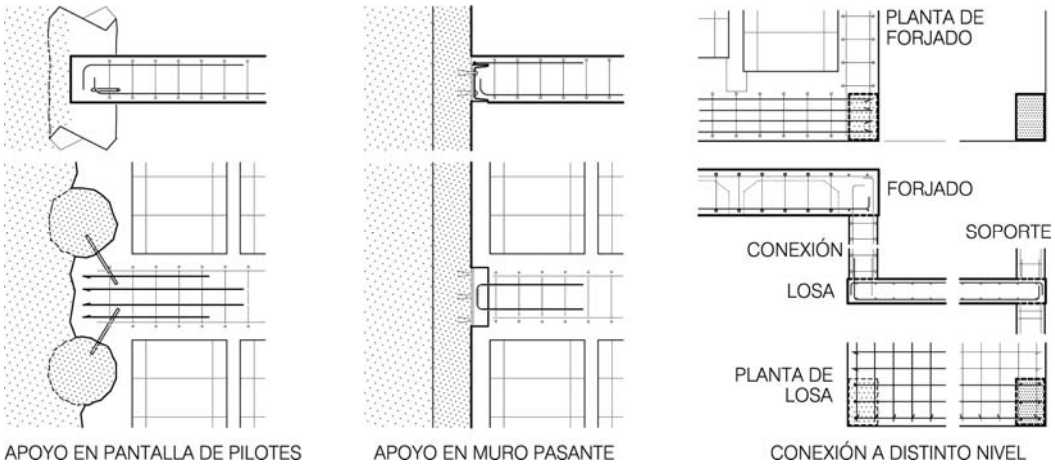

Figura 7.41 Variantes de sustentación de vigas

8 Vigas de descuelgue

8.1 Ámbito de aplicación

1 Las vigas de descuelgue pueden ser necesarias el caso de luces anormalmente elevadas, aunque su uso predominante es el de desvío de soportes, cuando debido a la dificultad de compatibilizar los requisitos geométricos entre plantas de distinto uso o perímetro, se hace preciso cambiar un soporte de sitio, disponiendo los que sustentan la planta o plantas superiores en una posición diferente, que no coincide, si siquiera en parte, con la traza del tramo inferior.

2 No tiene carácter de viga de desvío, el forjado interpuesto entre dos tramos de soporte, con ejes coincidentes pero sección diferente (figura 8.1). El desvío de las compresiones del borde que sobresale, necesita para reconducirlas al punto de equilibrio, cuando hay empuje al vacío, tracciones locales horizontales, en forma de armaduras embebidas en el forjado, que se pueden calcular con las reglas de este apartado.

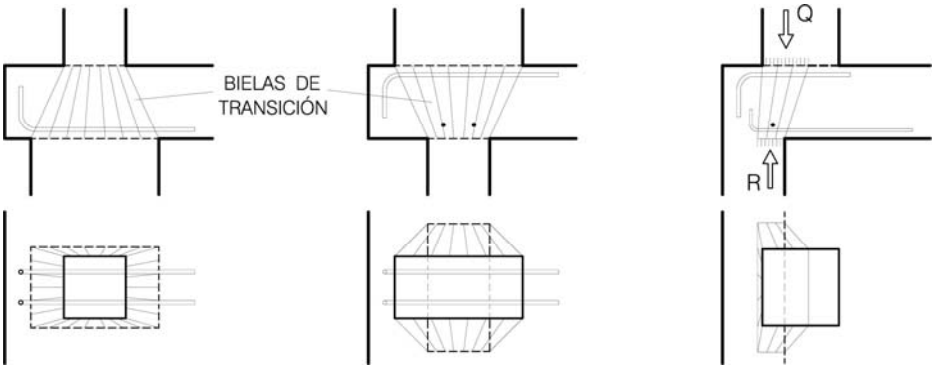

Figura 8.1 Tramos de soporte no coincidentes

3 Tampoco es propiamente una viga de desvío, el forjado interpuesto entre dos tramos de soporte o un soporte y un muro, descentrados entre sí, mientras compartan parte de su proyección en planta (figura 8.1), de manera que se pueda disponer un mazo de compresiones o biela directa entre ellos, vertical u oblicua, que dé cuenta de la totalidad de la carga. El modelo de este caso es el de viga con carga próxima al extremo, para el que sigue siendo aplicable la formulación de momentos flectores, pero en el que se puede prescindir del cortante. Para las armaduras horizontales vale lo dicho en el caso anterior, y para calcularlas se puede disponer la compresión de cada tramo del lado más ventajoso (figura 8.1)

4 Para sostener una sola planta, y más si se trata de una superficie reducida, por ejemplo, torreones sobre la cubierta general del edificio, es posible acudir a una estructura sustentante de muros de fábrica, o un conjunto amplio de soportes puntuales de poca carga, que se pueden disponer directamente sobre el forjado, sin necesidad de aumentar su canto, en cualquier posición, con tal de calcular su capacidad frente a esa carga adicional, que puede acabar teniendo carácter de repartida.

5 Si el soporte a desviar debe sustentar muchas plantas, no sólo por resistencia, sino además por deformación, es casi ineludible disponerlo sobre una viga de descuelgue, con altura mucho mayor que el canto del forjado, soportada en los elementos sustentantes de la planta inferior. La distancia viable de desvío hasta el soporte inferior más próximo disminuye según aumenta la carga a desviar, al mismo tiempo que se necesita un canto mayor. Si ambas piezas son de hormigón, la altura de la viga puede ser del orden del doble del lado del soporte que se desvía.

6 Para vigas de descuelgue ordinarias, este apartado suministra las reglas y tablas complementarias a las generales de vigas del apartado 7. Lo que sigue se dirige específicamente a vigas de desvío.

8.2 Bases de cálculo

1 La condición básica para poder disponer una viga de desvío es la existencia de otros dos puntos inferiores sustentantes que, en planta, se encuentren en línea recta con el desviado.

2 Según la posición relativa de los tres puntos, el tipo de viga puede ser por *vano* (figura 8.2), con tracciones principales por la cara inferior, en *vuelo*, por la superior, o, si hay otro soporte más, en lí-

nea con los anteriores, combinada, con un tramo corto entre dos largos, tracciones de ambos tipos y una eficacia mayor. El soporte más cercano al desviado, que recibe la mayor parte de su carga, forma con él la pareja de soportes principales del desvío.

3 Nada impide que los elementos citados como soportes inferiores sean muros, dispuestos en cualquier dirección a partir del punto usado como sustentación.

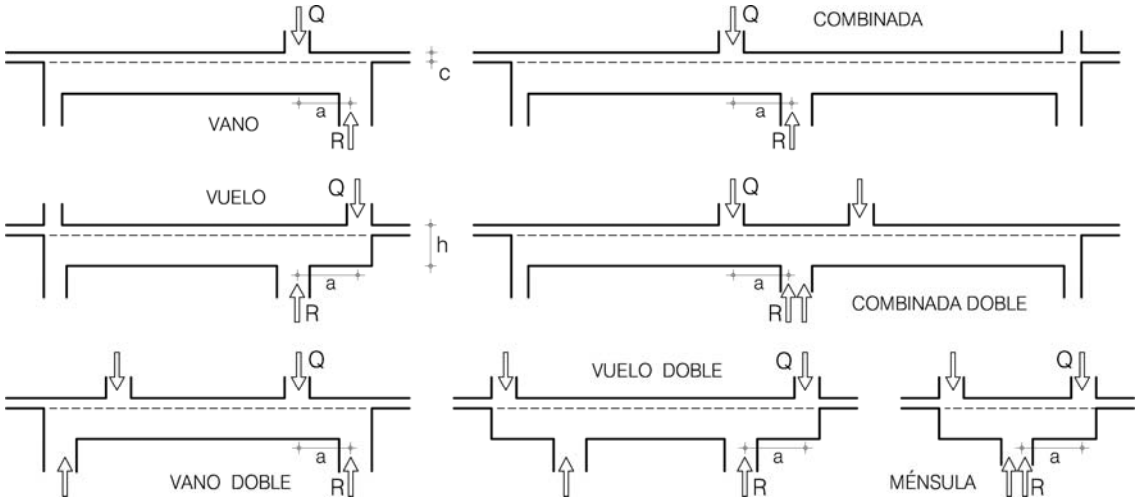

Figura 8.2 Tipos de vigas de desvío

4 En cualquiera de los tipos, se puede utilizar una misma viga para dos desvíos idénticos en simetría (figura 8.2). En el caso de desvío de soportes de junta, y si se trata de planta baja, no hay que despreciar la opción, en general ventajosa, de prescindir de la junta en esa planta, disponiendo una sola viga continua para ambos.

5 Si además la viga se prolonga en continuidad con un forjado, algo que no es esencial, hay una ventaja, aunque en general, ligera. No es imprescindible, pero aporta una mejora que la viga de desvío sea al mismo tiempo de sustentación del forjado de esa planta.

6 Cabe que uno o ambos soportes principales sean de acero, o que, independientemente del material de los soportes, la viga sea de acero, de hormigón o mixta, aunque las reglas particulares y los detalles constructivos de este documento se refieren sólo a cuando la viga de desvío es de hormigón.

8.3 Análisis

1 En los casos de vigas de desvío por vuelo o en vano, las solicitaciones son inmediatas por equilibrio. Si la solución es combinada, dada la desproporción de rigidez entre el tramo corto, entre soportes principales, y los dos laterales, la solución elástica coincide con la plástica por capacidad, que conduce al mínimo de armadura longitudinal, con momentos flectores máximos de igual valor absoluto. Los valores son (la simplificación corresponde a cuando **L** >> **a**; véase figura 8.7):

En vuelo $\mathbf{M} = \mathbf{Q}\cdot\mathbf{a}$

En vano $\mathbf{M} = \mathbf{Q}\cdot\mathbf{a}\cdot(\mathbf{L}-\mathbf{a}) / \mathbf{L} \approx \mathbf{Q}\cdot\mathbf{a}$ [8.1]

Mixta $\mathbf{M} = \mathbf{Q}\cdot\mathbf{a}\,(\mathbf{L}-\mathbf{a}) / (2\cdot\mathbf{L}-\mathbf{a}) \approx \mathbf{Q}\cdot\mathbf{a} / 2$

donde:

a distancia entre la posición de la compresión que se desvía, y la reacción ante esa carga del soporte principal inferior. Si se toma la distancia entre ejes de soportes, se debe considerar el momento flector de cada uno, que, con criterios plásticos y de economía equivale a disponer ambas fuerzas en el centro de la sección cobaricéntrica de cada tramo, considerando la capacidad conjunta de acero y hormigón. En general no resulta rentable contar en los soportes con armaduras longitudinales a tracción (Véase [3.5])

Q valor de la compresión del tramo de soporte que se desvía, procedente de las cargas permanentes y de las variables que proceda, a partir de la reducción por simultaneidad

aplicable a las plantas superiores. Si el soporte que se desvía es extremo, cabe considerar la sobrecompresión procedente del viento que presiona sobre la fachada opuesta; para los interiores este efecto puede despreciarse. Con sismo, se debe tener en cuenta la componente vertical de la acción sísmica, considerando, a efectos de cortante, el incremento por inexistencia de ductilidad, pero habida cuenta de la reducción de los coeficientes de seguridad, en general se puede obviar.

2 El caso de *vano doble*, *vuelo doble* o *ménsula* (figura 8.2), es inmediato, con momentos flectores máximos **Q·a**. En el de ménsula conviene considerar la combinación de carga que más asimetría produce, si es necesario, suponiendo uno de los soportes desprovisto de sobrecarga. El tipo de mixta doble, con **L** >> **a** deriva en el de ménsula; en otro caso, para el momento flector máximo sobre el soporte central se puede tomar cualquier valor entre **Q·a** y **Q·a**/2, y en los demás puntos lo que se deduzca por equilibrio.

3 Si la viga es al mismo tiempo de sustentación de forjado, los momentos flectores procedentes de la carga puntual desviada, a partir de [8.1], se deben combinar con los procedentes de la carga repartida de esa planta, y en todo caso con los de su peso, generalmente no despreciable. Si los extremos de la viga de desvío están en continuidad con un forjado, cabe obtener el diagrama de momentos a partir de la capacidad resistente de éste, tal como refleja la figura 8.3.

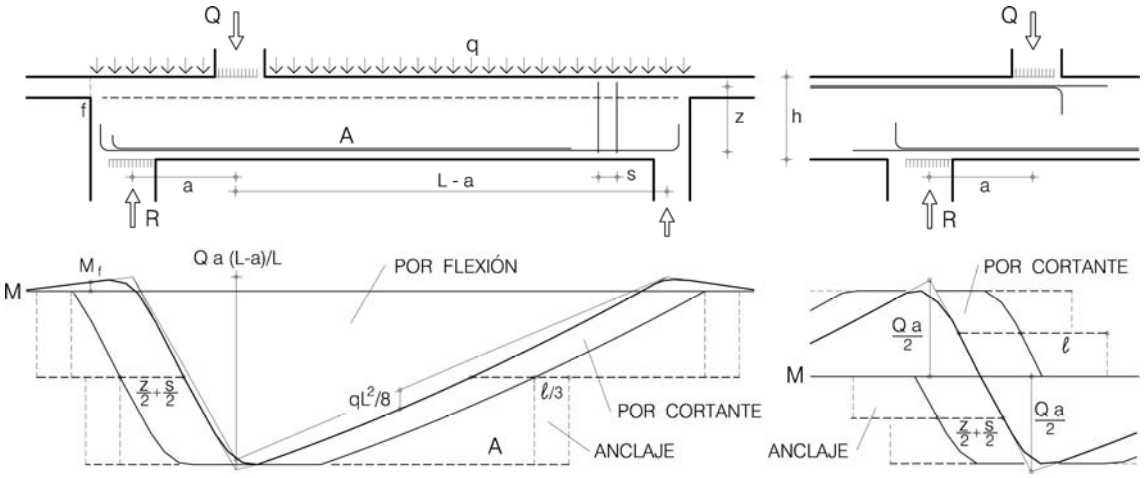

Figura 8.3 Diagrama de momentos flectores de las vigas de desvío

4 Para el trazado del diagrama de tracciones longitudinales, el de momentos flectores se debe truncar a bordes de la sección cobaricéntrica de ambos soportes, como muestra la figura 8.3. Posteriormente se debe proceder al desplazamiento por cortante, para lo que es suficiente una cantidad **z**/2+**s**/2, siendo **s** el intervalo entre cercos y **z** el brazo de palanca. Si hay armadura de piel, algo obligado si el canto supera 0,55 m, el volumen de desplazamiento se puede reducir en el de esta armadura. Allí donde se dispongan cercos oblicuos, también se podría reducir ese desplazamiento, pero en general esa solución sólo es aconsejable en el tramo corto entre soportes principales, y en esa zona es casi sistemático que la armadura longitudinal sea uniforme.

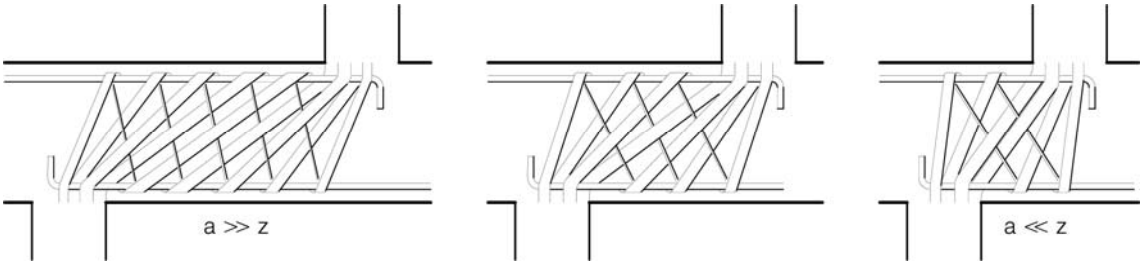

Figura 8.4 Modelo de bielas en los tramos de longitud corta

5 En vigas de desvío cabe esperar que en el tramo corto, el patrón de bielas de la figura 3.6 que explica el comportamiento del alma, degenere en sólo la parte alterada en abanico, entremezclándose los de ambos soportes si el desvío es menor que la altura de la viga (figura 8.4). Se puede analizar directamente ese patrón, o proceder como se indica a continuación.

6 Como esfuerzos cortantes, se pueden tomar los deducibles a partir de los momentos flectores, según los párrafos anteriores, lo que arroja, para la carga a desviar, un máximo de:

En vuelo $\mathbf{V_0} = \mathbf{Q}$

En vano $\mathbf{V_0} = \mathbf{Q}\cdot(\mathbf{L}-\mathbf{a}) / \mathbf{L} \approx \mathbf{Q}$ [8.2]

Mixta $\mathbf{V_0} = \mathbf{Q}\cdot(2\mathbf{L}-2\mathbf{a}) / (2\mathbf{L}-\mathbf{a}) \approx \mathbf{Q}$

7 El diagrama de esfuerzos cortantes se debe truncar a cara de soportes a los efectos de comprobación de biela oblicua. A los efectos de cálculo de cercos, dado que la carga a desviar se aplica en la cara superior de la viga, no ha lugar, en este caso, al desplazamiento de la gráfica de medio canto que se dispone en otros casos (véase 7.23). Suponiendo que la necesidad de tracción es máxima, según el apartado 3.4, a un canto útil de la cara del apoyo, y disminuye linealmente hasta la cara del elemento sustentante, la necesidad de tracción transversal, se rige por la ley representada en la figura 8.5, de donde se deduce que el máximo es:

$\mathbf{V_1} = \mathbf{V_0} \cdot \mathbf{a_o} / 2\cdot\mathbf{d}$ no mayor que $\mathbf{V_0}$ [8.3]

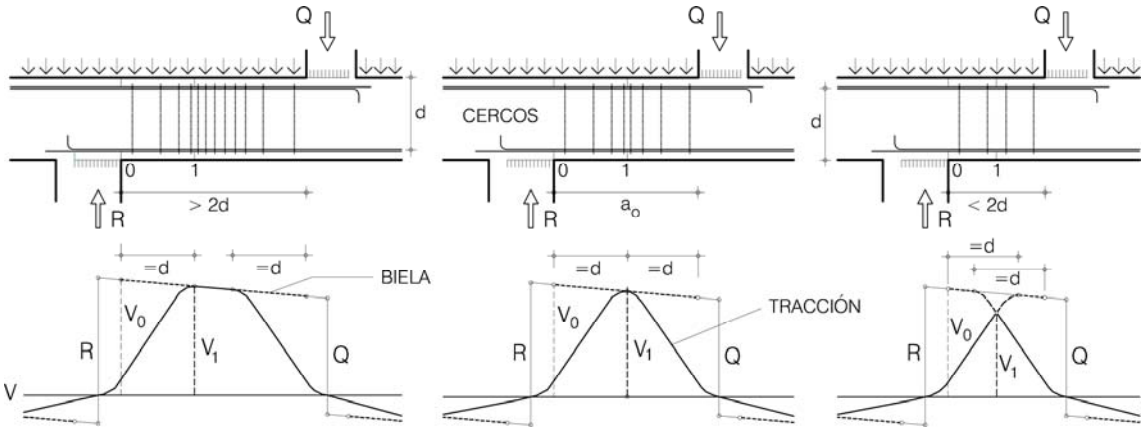

Figura 8.5 Diagramas de esfuerzos cortantes de las vigas de desvío

La expresión [8.3] equivale a suponer que, cuando hay una carga **Q**, próxima al extremo sustentante, a efectos de cercos, el cortante se reduce una cantidad que oscila entre el 0% cuando está a 2·**d**, hasta el 100% cuando está en la cara. Si la viga tiene además carga repartida, (al menos siempre su peso) y $\mathbf{a_o} > 2\cdot\mathbf{d}$, el máximo $\mathbf{V_1}$ es el cortante a un canto de la cara del soporte inferior, y si resulta $\mathbf{a_o} < 2\cdot\mathbf{d}$, es el cortante a mitad de distancia entre ambos soportes.

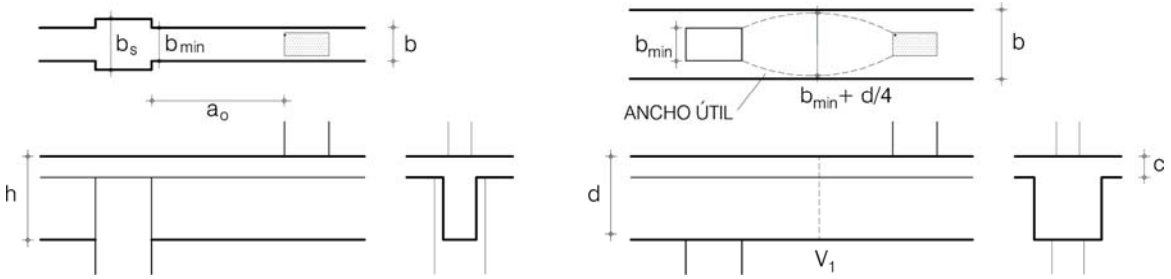

Figura 8.6 Ancho de vigas de desvío

8 Si la viga de desvío es *en vuelo*, ya que la armadura se encuentra a resguardo en la cara superior, es prácticamente inmune a incendio. Si es *combinada*, en caso de incendio puede sobrevivir con sólo la parte en vuelo. Si es *en vano*, para 120 minutos, es suficiente que el eje de toda armadura inferior se sitúe al menos a 45 mm de las caras expuestas.

9 A efectos de flecha, el descenso del soporte desviado debe ser inferior a 1/500 de la distancia entre los soportes adyacentes que no se desvían, pero habitualmente, la condición de cortante implica un canto con el que no hace falta comprobarla, y en todo caso si **h** > **a**/4, se cumple.

8.4 Armado y comprobación

1 La altura, **h**, de la viga (a través del valor de **d**), debe cumplir, en el soporte principal inferior, la condición de compresión por biela oblicua de [3.9], tomando para:

- $\mathbf{V}_d$ el valor de cálculo de $\mathbf{V}_0$. Si se dispone una viga acartelada, con altura variable, (figura 8.10), se puede descontar $\mathbf{V}_c$, proyección vertical del esfuerzo del cordón comprimido, de valor (**M**/**z**)·tg α
- $\mathbf{b_o}$ el ancho en el encuentro de soporte y viga, ($\mathbf{b}_{min}$ en la figura 8.6). No conviene disponer un ancho, **b**, de viga de menos de 0,25 m, y en general de **h**/4.
- $\mathbf{f}_{od}$ con HA25 en situación ordinaria, 5,00 N/mm^2, que se puede mejorar con el factor de oblicuidad de estribos, indicado a propósito de [3.9]

2 El ancho óptimo de la viga es el menor posible, condicionado por incendio, para que quepan las armaduras longitudinales, y para que se cumpla la condición de biela oblicua. Reducir el ancho significa incrementar el estribado, pero si es posible, siempre es rentable hacerlo. De acuerdo con el párrafo anterior, no es eficaz que sea muy superior al ancho del soporte inferior.

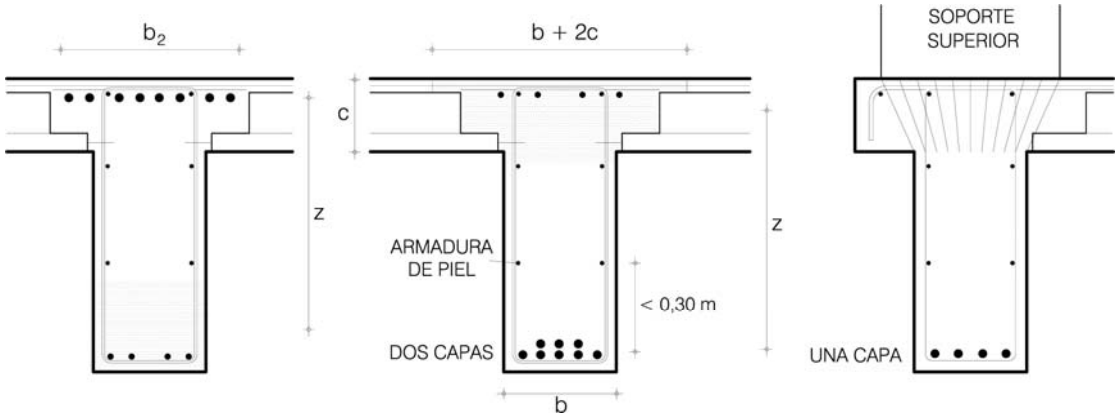

Figura 8.7 Sección de vigas de desvío

3 El armado máximo en las secciones de mayor momento, se puede obtener con [3.1] y [3.2] o bien en las tablas 8.1 y 8.2. Cuando el momento comprima la parte inferior, (figura 8.7), como ancho de la viga se puede tomar el del nervio, **b**, y la armadura superior se puede disponer en un ancho $\mathbf{b}_2$ no superior a $\mathbf{b}_{min}$+2**c**. Cuando el momento comprima la parte superior, como ancho de viga se puede tomar un valor no superior a **b**+2·**c**, pero la armadura se debe disponer en el ancho inferior en ese punto; si no cabe en una capa, se deben prever dos, teniendo en cuenta la reducción de brazo de palanca que supone, y evitando, en lo posible, por incendio, disponer armaduras suplementarias en las esquinas.

Tabla 8.1 Momento flector seguro que tracciona el borde superior (mkN)

Altura	**Armadura superior y mínimo de armadura inferior**														
h	**3ø16**	**4ø16**		**5ø16**		**6ø16**		**8ø16**		**6ø20**		**8ø20**		**10ø20**	
(m)	2ø16	2ø16	4ø16	2ø16	4ø16	2ø16	4ø16	2ø16	5ø16	3ø16	4ø20	4ø16	4ø20	4ø20	6ø20
0,40	60	80	80	100	100	115	120	145	155	170	180	210	230	260	290
0,45	70	90	90	115	115	135	135	170	180	200	210	250	270	310	340
0,50	80	105	105	130	130	150	155	190	200	230	240	300	310	360	390
0,55	90	115	115	145	145	170	175	220	230	260	270	330	350	410	440
0,60	95	130	130	160	160	190	190	240	260	280	300	370	390	460	480
0,70	115	155	155	190	190	220	230	300	310	340	360	450	470	550	580
0,80	135	180	180	220	220	260	270	340	360	400	420	520	540	650	680
0,90	-	200	210	250	260	300	310	400	410	460	480	600	620	740	770
1,00	-	220	230	280	290	340	350	440	460	520	530	680	700	840	860
1,20	-	-	-	340	350	410	420	540	560	630	650	840	860	1040	1060

Valores de momento procedentes de los característicos de acciones. Incluye los coeficientes de seguridad de los materiales y 1,4 de las acciones, en situación ordinaria. Hormigón HA25 y acero B500. Interior de edificios. Para viga de 0,25 m de ancho. Para 0,20 m de ancho la capacidad se reduce menos de 3%. Para 0,30 m de ancho aumenta menos del 2%.

- No cumple la condición de armadura mínima

Tabla 8.2 Momento flector seguro que tracciona el borde inferior (mkN)

Altura h (m)	Armadura inferior (y número de capas)																	
	2ø16	**3ø16**	**4ø16**	**5ø16**	**6 ø 16**		**8 ø 16**		**6 ø 20**		**8 ø 20**		**10 ø 20**		**8 ø 25**		**10 ø 25**	
					2	1	2	1	2	2	2	1	2	1	2	1	2	1
0,40	45	65	85	105	120	125	155	165	175	190	220	240	270	280	330	360	360*	400*
0,45	50	75	100	120	140	145	180	190	200	210	260	280	310	330	390	420	440*	480*
0,50	55	85	110	135	155	160	200	210	230	240	300	320	360	380	450	480	520	550
0,55	60	95	125	150	175	180	230	230	260	270	340	360	410	430	510	540	600	630
0,60	70	100	135	165	195	200	250	260	290	305	380	390	460	480	570	600	670	700
0,70	80	120	160	200	230	240	300	310	350	360	450	470	550	570	680	700	800	840
0,80	95	140	185	230	270	280	350	360	410	420	530	550	650	670	800	830	950	990
0,90	-	-	210	260	300	310	400	410	470	480	610	630	750	760	920	950	1100	1150
1,00	-	-	235	290	340	350	450	460	520	540	690	700	840	860	1050	1100	1250	1300
1,20	-	-	-	360	410	420	550	560	640	650	840	860	1040	1060	1250	1300	1550	1600

Valores de momento flector procedentes de los característicos de acciones. Incluye los coeficientes de seguridad de los materiales y 1,4 de las acciones, en situación ordinaria. Hormigón HA25 y acero B500. Interior de edificios.
Dado que el ancho es el superior, en el que entran las alas, no depende del ancho del nervio.
Con dos capas, se supone (del lado de la seguridad), que en cada una se dispone la mitad de la armadura total.
* Sólo vigas interiores (dos alas); en las de borde (un ala), la cabeza comprimida supera la mitad de la altura de la sección.
- No cumple la condición de armadura mínima

4 El estribado de la viga se pueden obtener con la expresión [3.8], o en la tabla 8.3, tomando para:

V_d el valor de cálculo de **V_1** en la sección en que sea máximo

b_o el ancho del nervio que exista en la sección sometida a **V_1** (**b** en la figura 8.6), pero no más de **b_{min}+ d**/4.

Habitualmente, basta determinar un estribado para el tramo corto, a intervalo **s_0**, (figura 8.8) y otro, a intervalo **s_1**, mayor, para los tramos exteriores.

Tabla 8.3 Esfuerzo cortante seguro (kN)

Altura h (m)	Armado longitudinal a tracción	Cercos: nº de ramas, diámetro y separación (m), y ancho (m)													
		2rø8 / 0,30		**2rø8 / 0,20**		**2rø8 / 0,10**		**2rø10 / 0,10**		**2rø12 / 0,12**		**4rø12 / 0,15**		**4rø12 / 0,10***	
		0,25	**0,35**	**0,25**	**0,35**	**0,25**	**0,35**	**0,25**	**0,35**	**0,25**	**0,35**	**0,30**	**0,40**	**0,35**	**0,45**
0,40	+	-	-	85	100	130	145	185	200	215	230	330	340	570	580
0,45	+	75	90	95	110	150	165	210	225	240	260	370	390	650	670
0,50	+	85	100	105	120	165	180	230	250	270	290	410	430	720	740
0,55	< 5ø20	90	110	115	135	180	200	260	280	300	320	460	480	800	820
	> 8ø20	100	110	120	135	190									
0,60	< 4ø20	100	120	125	145	200	215	280	300	320	340	500	520	880	900
	> 8ø20	105	120	130	145	200									
0,70	< 5ø20	110	135	140	165	225	250	320	340	380	400	580	600	1000	1050
	> 8ø20	115	135	145	165	230	250	325							
0,80	< 6ø20	125	150	160	185	260	280	370	390	430	450	660	680	1150	1200
	> 8ø25	140	155	175	190	270	290	380	400						
0,90	< 8ø20	140	170	180	205	290	310	410	440	480	510	750	770	1300	1350
	> 8ø25	150	175	190	210	300	320	420	440	490					
1,00	< 8ø20	155	185	200	230	320	350	460	490	540	570	830	860	1450	1500
	> 8ø25	170	190	210	230	330	350	470	490	550	570	840			
1,20	< 10ø20	185	210	235	260	380	410	540	580	640	670	990	1020	1750	1800
	> 10ø25	200	225	250	270	390	420	560	580	650	680	1000	1030		

Valores de esfuerzo cortante procedentes de los característicos de acciones. Incluye los coeficientes de seguridad de los materiales y 1,4 de las acciones, en situación ordinaria. Hormigón HA25 y acero B500. Interior de edificios.
El ancho es el del nervio de descuelgue. Se puede interpolar o extrapolar para anchos algo distintos.
No se puede reducir el ancho sin comprobar biela oblicua.
Se puede interpolar con el número de estribos por metro, o con la sección de las ramas de estribos en cm^2/m.
+ La variación de capacidad a esfuerzo cortante con la armadura longitudinal es despreciable
- No cumple la condición de separación máxima entre planos sucesivos de cercos.
* Cercos oblicuos 15º; en otro caso excede del máximo por biela oblicua.

5 La tabla 8.4 ofrece soluciones para algunos casos usuales, que pueden servir de referencia, sobre la base de reducir al máximo la altura, que repercute de manera importante en muchas otras unidades de obra.

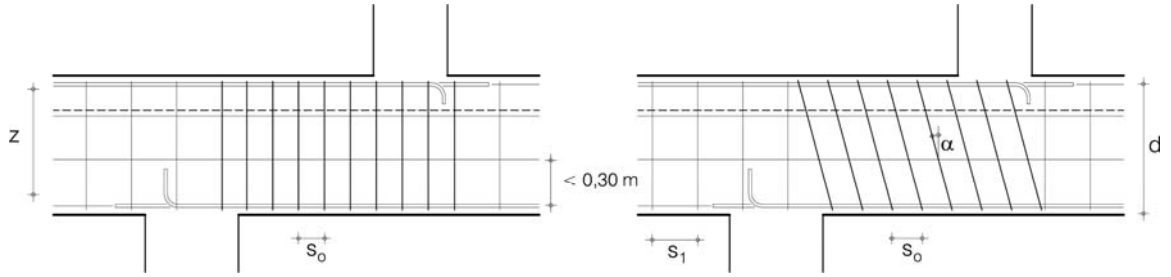

Figura 8.8 Disposición de estribos rectos y oblicuos

Tabla 8.4 Vigas de desvío(1): sección b·h (m), armado longitudinal máximo, y cercos(2)

Carga(3) Q (kN)	**Distancia de desvío, a** (m) **0,50**	**0,75**	**1,00**	**1,25**	**1,50**
400	**0,25×0,45** 3ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,25×0,50** 4ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,25×0,50** 5ø20 4r ø12 / 0,15 -15º	**0,25×0,50** 7ø20 4r ø12 / 0,15 -15º	**0,25×0,50** 8ø20 4r ø12 / 0,15 -15º
500	**0,30×0,50** 4ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,30×0,55** 5ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,30×0,60** 7ø20 4r ø12 / 0,15 -15º	**0,30×0,60** 7ø20 4r ø12 / 0,15 -15º	**0,30×0,60** 8ø20 4r ø12 / 0,15 -15º
600	**0,30×0,55** 4ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,30×0,60** 5ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,30×0,65** 6ø20 4r ø12 / 0,15 -15º	**0,30×0,65** 7ø20 4r ø12 / 0,15 -30º	**0,30×0,65** 10ø20 4r ø12 / 0,10 -30º *
800	**0,35×0,65** 5ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,35×0,70** 6ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,35×0,70** 8ø20 4r ø12 / 0,15 -15º	**0,35×0,75** 9ø20 4r ø12 / 0,10 -30º	**0,35×0,75** 10ø20 4r ø12 / 0,10 -30º *
1000	**0,35×0,80** 5ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,35×0,80** 6ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,35×0,85** 8ø20 4r ø12 / 0,15 -15º	**0,35×0,85** 10ø20 4r ø12 / 0,10 -30º *	**0,35×0,90** 7ø25 4r ø12 / 0,10 -30º *
1200	**0,35×0,90** 5ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,35×0,90** 7ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,35×0,90** 9ø20 4r ø12 / 0,15 -15º *	**0,35×0,90** 7ø25 4r ø12 / 0,10 -30º **	**0,35×0,90** 8ø25 4r ø12 / 0,10 -30º ***
1500	**0,40×1,00** 5ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,40×1,00** 7ø20 2r ø12 / 0,10 -15º	**0,40×1,00** 10ø20 2r ø12 / 0,10 -30º *	**0,40×1,00** 8ø25 4r ø12 / 0,10 -30º **	**0,40×1,00** 10ø25 4r ø12 / 0,10 -30º ***

(1) Viga de desvío mixta (figura 8.2). L al menos 4 m. Acero B500 y hormigón HA25. Armadura calculada con la [8.1] simplificada; Para viga apoyada o en vuelo, la armadura longitudinal es el doble, pero se puede matizar con lo indicado en 8.3
(2) Los estribos son los del tramo corto y se definen por: diámetro, intervalo y en su caso la inclinación en grados.
(3) Compresión del soporte procedente de valores característicos. No se considera la carga del forjado.
* El estribado del tramo largo, si L es al menos 4 m, es; en general 2rø8 / 0,30 excepto: * 2rø8/0,20; **2r ø8/0,15; ***2r ø8/0,10

8.5 Detalles constructivos

1 La longitud de cada armadura se deduce del diagrama de tracciones longitudinales, corrección de la de momento flector, añadiendo una longitud al menos igual a la longitud de anclaje total, ℓ, (tabla 2.1), a partir del punto en que comienza a dejar de ser necesaria, y la reducida, $\ell/3$, a partir de donde termina de ser necesaria (figura 8.3).

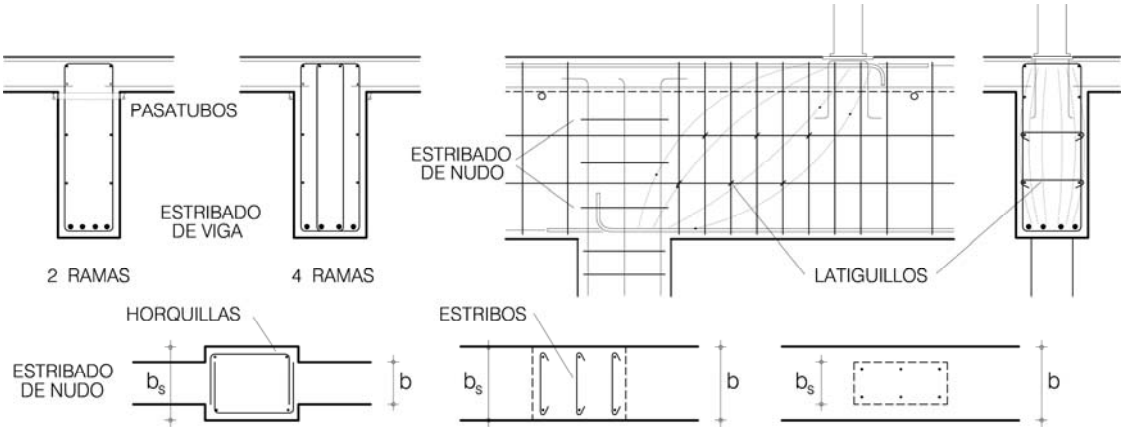

Figura 8.9 Detalles de vigas de desvío

2 En todas las secciones se debe disponer una armadura traccionada de sección al menos 0,003·**b**·**h**, y en el borde inferior comprimido de 0,001·**b**·**h**

3 Independientemente de la forma del diagrama de cortantes, en todo el tramo corto se debe disponer la misma densidad de cercos, correspondiente al valor máximo de esfuerzo cortante, y si son inclinados, llegando a los extremos como se indica en la figura 8.8. En general en el tramo corto son rentables cercos inclinados. Su altura real es 1,04 veces la altura para 15º, y 1,15 veces la altura para 30º. Como mínimo, en toda la viga, se dispondrá 2r ø8 / 0,3·**h**.

4 En las caras laterales del nervio de la viga se debe disponer una armadura longitudinal, de piel, (figura 8.7) de al menos ø8 cada 0,30 m.

5 Si el ancho del soporte inferior, $\mathbf{b}_s$, es mayor que el de la viga, **b**, en el nudo se deben disponer cercos a base de dos horquillas, llegando con el armado longitudinal del soporte hasta el forjado (figura 8.9). Si el soporte tiene el mismo ancho que la viga, basta disponer cercos transversales, y si es menor no necesita ninguna armadura transversal en el nudo. En los dos últimos casos, la armadura longitudinal del soporte se puede prolongar sólo **h**/3 dentro del nudo, pero no menos que su longitud de anclaje.

6 Si la viga tiene un ancho superior al del soporte inferior y el desvío, **a**, es del orden de **h**, conviene disponer latiguillos en la viga, en una de cada dos encrucijadas de la armadura de las caras, dentro del huso de compresiones directas, con objeto de minimizar los efectos de deshojamiento, por concentración de bielas (figura 8.9).

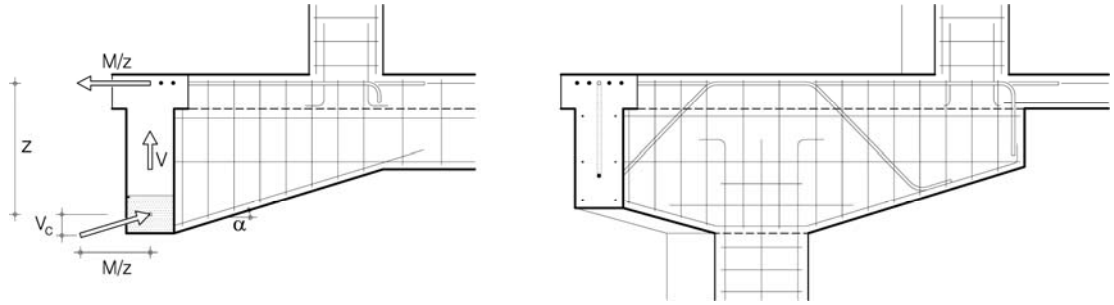

Figura 8.10 Viga acartelada

7 Si el soporte superior es de ancho inferior al de la viga, sus esperas o anclajes pueden profundizar lo que sea necesario en ella. Si es mayor sólo se cuenta con el grueso del forjado. Si el soporte a desviar tiene un ancho mucho mayor que el de la viga, (figura 8.7), basta que en el tránsito del forjado se proceda a reconducir la compresión al nervio de la viga, aplicando lo indicado en 8.1 a propósito de soportes.

8 Bajo el forjado, es conveniente disponer pasatubos a intervalos regulares, para facilitar el paso de conductos, tal como muestra la figura 8.9, prescindiendo de hacerlo en la zona del tramo corto.

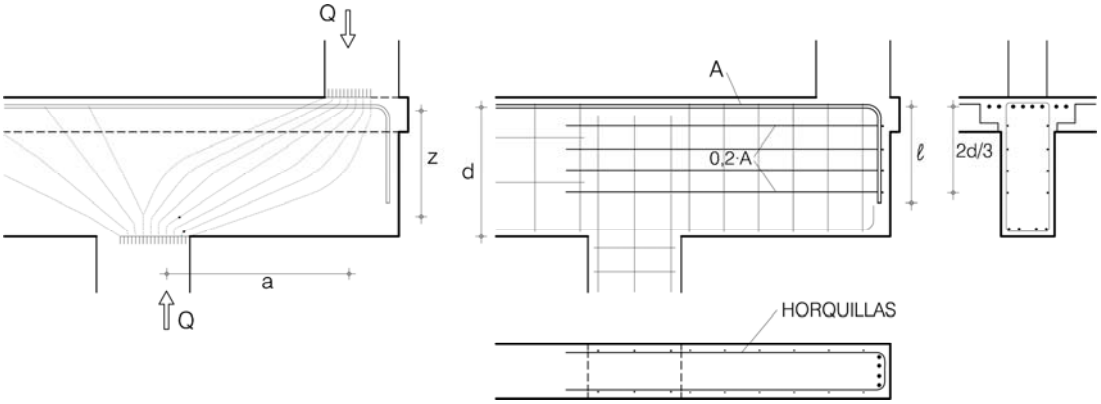

Figura 8.11 Ménsula libre

9 Si la solución es en ménsula libre (figura 8.11), para el cálculo de la armadura longitudinal, **A**, no se puede tomar un valor de **z** mayor que **a**. Para evitar el empuje al vacío, la armadura de piel, en este caso de sección al menos 0,2·**A**, se debe disponer en horquillas rodeando el frente, en al menos una altura 2**d**/3, y la armadura longitudinal superior se debe anclar en vertical.

9 Ejecución y control

Este apartado presenta un resumen de los capítulos 13 a 17 de la EHE-08 y anejos correspondientes, ya que muchas de las reglas, en tanto que generales, y aplicables a todas las unidades de obra, y en relación con el conjunto de todos los requisitos exigibles a los edificios, se encuentran más adecuadamente reglamentadas en el CTE, (Parte 1, artículo 7), en particular, todo lo concerniente a documentación de materiales y de obra, recepción de materiales, elementos, control y certificación de la obra hecha, así como responsabilidades de los agentes definidos en la LOE. Para mayor precisión se puede consultar CTE en lo general, y EHE en lo específico del hormigón.

9.1 Ejecución

1 Corresponde al constructor aportar toda la documentación que afecte a los elementos, materiales, piezas y sistemas que pretenda usar, así como la de los elementos auxiliares, tales como equipos de elevación y bombeado, apuntalado, andamios, y encofrados.
Si los elementos o procedimientos constructivos previstos, como por ejemplo la implantación de la grúa, tiene incidencia en elementos constructivos ya proyectados, éstos deben revisarse.

2 Si el proyecto prevé la construcción de forjados a más de 3,5 m de altura, se debe proceder a una aprobación formal del sistema de apuntalado.
En forjados, vigas o losas de más de 6 m de luz, se debe tomar en consideración la posibilidad de dotarlos de contraflecha. Lo aconsejable es del orden de 1/1000 de la luz.
En general, en muros de sótano, no conviene compactar el relleno de trasdós hasta haber dispuesto los forjados hasta rasante.

3 Si se utilizan armaduras auxiliares adicionales, no consideradas en el proyecto, tales como esperas o arriostrados internos de piezas, separadores, etc, no deben interferir con el hormigonado o vibrado, y deben mantener los mismos recubrimientos que las del proyecto original, con objeto de que no afecten a la durabilidad.
En general, antes de hormigonar un elemento, éste se fija a esperas dejadas en el anterior. En el caso de zapatas de hormigón armado, resulta conveniente dejar, en el hormigón de limpieza, alambres que permitan fijar la parrilla para que no se mueva durante el hormigonado.

4 Las armaduras se deben atar (o soldar) entre sí. En general se debe hacer en todos los puntos críticos, (bordes de losa, aristas de soportes o de vigas de descuelgue), y en los demás, uno de cada dos encrucijadas, al tresbolillo, o cada 50 diámetros.

5 Para garantizar los recubrimientos, en las caras encofradas se deben disponer elementos específicos (separadores), a distancias menores que los límites siguientes:

Forjados y losas	50 diámetros	100 cm	
Muros, cada cara	50 diámetros	50 cm	
entre caras		100 cm	
Vigas		100 cm	3 puntos / tramo
Soportes	100 diámetros	200 cm	3 puntos / tramo

6 El hormigón debe proceder siempre de central. No se debe hormigonar si la temperatura ambiente es menor de 5ºC, si el encofrado está a menos de 0ºC, o si se prevé que en los próximos 2 días la temperatura bajará de 0ºC. En esos casos se pueden añadir anticongelantes, si se aprueban expresamente y no contienen iones cloruro.
Se debe medir la consistencia al menos de cada camión del que se tomen probetas. Si se realiza control *indirecto*, se debe medir en todas las amasadas. Para consistencia *blanda* (B) el asiento debe estar entre 5 cm y 10 cm.

NOTA: El control *indirecto* (sin probetas de hormigón), se puede aplicar sólo a obras de vivienda de una o dos plantas con luces menores de 6 m, o elementos a flexión de edificios de viviendas de hasta 4 plantas, con luces menores de 6 m, y sólo en ambiente I o II, siempre que se usen hormigones con distintivo de calidad oficialmente reconocido.

El vertido no debe producir disgregación. El vibrado debe ser acorde con el tipo de hormigón.

7 Durante el fraguado, el hormigón se debe curar, manteniéndolo húmedo sin deslavarlo. La duración del curado depende del tipo de piezas, del cemento, de la temperatura ambiente, del viento y del tipo de encofrado (los de madera curan mejor que los de metal). Un valor medio de referencia puede ser 5 días. Para más detalle se puede consultar el artículo 71.6 de EHE-08

8 Los encofrados y puntales se pueden retirar cuando la pieza posea suficiente capacidad resistente e indeformabilidad, lo que se puede suponer que sucede al cabo de :

Temperatura superficial del hormigón		**24ºC**	**16ºC**	**8ºC**	**2ºC**	
Soportes, muros		0,3	0,5	1,0	1,5	(días)
Losas, forjado *	**encofrado**	2	3	5	8	
	puntales	7	9	13	20	
Vigas de descuelgue	**encofrado fondo**	7	9	13	20	
	puntales	10	13	18	28	

* se cumple habitualmente si se dispone de tres juegos de puntales, y la obra avanza a un ritmo de una planta por semana

9.2 Control

1 Todos los materiales que lleguen a obra, en particular acero y hormigón, debe venir documentados. Los elementos prefabricados, como viguetas o paneles alveolares deben venir acompañados de la documentación técnica suficiente (por ejemplo, Fichas Técnicas, o antiguas Autorizaciones de Uso) en vigor, para poder comprobar que se ajustan a las especificaciones de proyecto.

2 El control de productos con marcado CE se puede limitar a la verificación de la correspondencia de las propiedades declaradas con las establecidas en el proyecto. En otro caso, el control se puede hacer a partir de la documentación de los suministros, mediante distintivos de calidad, o experimentalmente, mediante ensayos.

3 La realización del control corresponde a la Dirección de Obra y Dirección de Ejecución de la Obra, a las que pueden prestar asistencia técnica entidades de control de calidad, debidamente acreditadas por la Comunidad Autónoma correspondiente.

9.2.1 Control de proyecto

1 El control de un proyecto de edificación implica siempre la totalidad de la información. La supervisión de los aspectos que corresponden al requisito de Seguridad Estructural de una obra de arquitectura, se debe ocupar prioritariamente de comprobar que la estructura, descrita en los planos específicos, se corresponde con el resto de detalles del edificio proyectado.
En particular se debe verificar que la posición de las tabicas de borde de forjado es congruente con los detalles constructivos de fachada, el grueso de forjado con el total del forjado más solado de las secciones, las zancas y mesetas con las escaleras, hay referencias inequívocas de la posición de los soportes y muros, el tamaño de los soportes es el real, y que los planos de planta contienen y resuelven los huecos de todo tipo (bajantes, manguetones, ventilación, patinillos, ascensores).

2 El anejo 20 de EHE-08 aporta una lista orientativa para la comprobación de los aspectos específicamente estructurales, referidos a los elementos de hormigón.

9.2.2 Control del acero

1 Mientras no esté vigente el marcado CE para acero, el control se puede hacer a partir del distintivo de calidad, o experimentalmente, a partir de ensayos sobre muestras representativas del acero empleado en obra. Para más detalles, se puede consultar los artículo 87 y 88 de EHE-08.

9.2.3 Control del hormigón

1 Para aceptar lo realizado, es suficiente que se constate que alcanza la resistencia prevista en proyecto. Si el proyecto ha optado por control *estadístico,* con hormigón ordinario (sin distintivo de calildad):

a) la obra se debe descomponer en *lotes*, cada uno de tamaño inferior a los límites siguientes:

Soportes, pilotes, muros de sótano	100 m^3	2 semanas	500 m^2	2 plantas
Forjados, losas, muros de contención	100 m^3	2 semanas	1000 m^2	2 plantas
Zapatas, macizos	100 m^3	1 semana		

En soportes resulta eficaz tender al máximo número de lotes, incluso hasta llegar a lotes de una sola amasada. En el resto de casos, lo más rentable es optar por el número mínimo de lotes.

b) En cada lote, se tomarán 2 (**n**) probetas de cada una de 3 (**N**) *amasadas* distintas (camiones).

En soportes de edificios es frecuente que una planta se hormigone con una sola amasada. En ese caso, como lote se puede tomar una planta, y la resistencia de la amasada es directamente la resistencia del lote

c) Como resistencia de la amasada se toma la semisuma de la tensión de rotura de sus dos (**n**) probetas, realizada a 28 días.

d) El lote es aceptable si:

i. la resistencia del lote, igual a la *media* de las resistencias de las tres (**N**) amasadas, menos su *recorrido* (diferencia entre la alta y la baja), es al menos la especificada.

ii. El *recorrido* es menor que el 20% de la *media*.

Algunas ternas de valores (en N/mm^2), que pueden dar lugar *aproximadamente* a HA 25, (la figura 9.1 muestra las combinaciones que dan lugar *exactamente* a HA 25), son:

Baja	**25$^+$**	**26$^+$**	**26$^+$**	**27$^+$**	**27$^+$**	**27$^+$**	**27$^+$**	**28$^+$**	**28$^+$**	**29$^+$**
Media	**25$^=$**	**27$^+$**	**29$^=$**	**27$^=$**	**29$^+$**	**31$^+$**	**32$^+$**	**29$^+$**	**31$^+$**	**29$^=$**
Alta	**25$^=$**	**28$^-$**	**29$^-$**	**30$^-$**	**31$^-$**	**32$^-$**	**33$^-$**	**33$^-$**	**34$^-$**	**35$^-$**

\+ significa que si el valor aumenta, la resistencia del lote aumenta, o sea, que el valor es mínimo
– significa que si el valor disminuye, la resistencia del lote aumenta, o sea, que el valor es máximo
= significa que debe cambiar de la misma manera que la que tiene el mismo valor
NOTA: La figura, con estos mismos matices, proviene de la expresion *exacta*, que es la *media* menos 1,02 veces el *recorrido*.

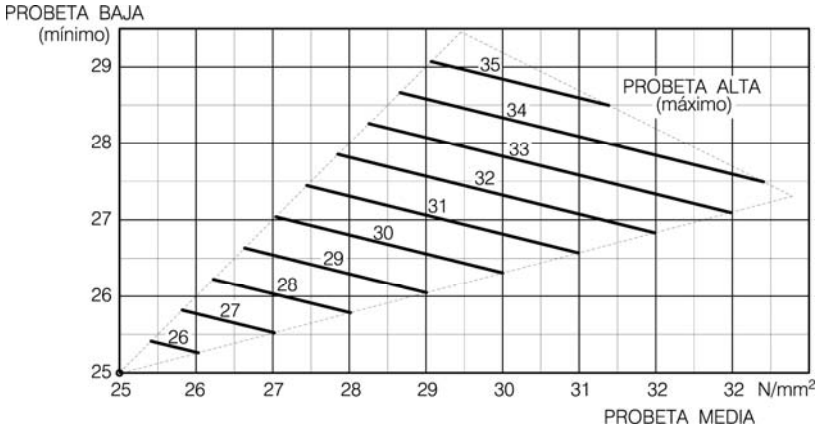

Figura 9.1 Combinaciones que dan lugar a HA 25

2 La condición de aceptación del párrafo anterior es suficiente, pero no necesaria. Debido a que la capacidad resistente de las piezas no es linealmente dependiente de la del hormigón, si no se alcanza la resistencia especificada, lo que procede es recalcular las piezas del lote con la resistencia obtenida, y sacar la conclusión en consecuencia.

3 Habitualmente, las losas, forjados, muros, zapatas, pilotes y encepados, presentan una baja de capacidad muy inferior a la del hormigón, cubierta de ordinario por el incremento de armadura en la operación de *redondeo* (paso de la sección a un número de redondos discreto), por lo que, salvo bajas muy aparatosas de resistencia de hormigón, la de la pieza no se suele ver afectada.

La operación citada suele suponer del orden del 15% más de sección de acero. La pérdida de capacidad de la sección a momento flector, ante bajas de resistencia del hormigón es:

	Armadura relativa: **A_s/bd**	**1,0%**	**0,7%**	**0,5%**	**0,4%**	**0,3%**	**0,1%**
Baja de resistencia del hormigón	10 %	0,02	0,01	0,01	-	-	-
	20 %	0,05	0,03	0,02	0,02	0,01	-
	30 %	0,08	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
	40 %	0,13	0,08	0,06	0,04	0,03	0,01
	50 %	0,20	0,12	0,09	0,06	0,04	0,02

Ante esfuerzo cortante, la baja de resistencia del hormigón repercute (véase 3.4) mucho menos en la resistencia a tensión tangencial, y además eso sólo afecta a una componente de [3.8], por lo que influye poco.

4 En soportes, aunque la dependencia es mucho mayor, el salto de 5 cm de una sección a otra, y el paso de armadura de un diámetro al superior, así como, en edificios de menos de seis plantas, la incidencia del soporte mínimo, amortiguan bajas importantes de la resistencia del hormigón.

5 Aun si la comprobación de sección o elemento fuera insatisfactoria, en sistemas redundantes, como tramos de viga en continuidad, o conjunto de soportes de planta con nudos rígidos, cabe la comprobación del conjunto, con las reglas establecidas en este documento, compensándose entre sí. La necesidad de corregir lo hecho por bajas de resistencia de hormigón es un suceso improbable.

6 Si lo anterior no bastara, se puede acudir a los resultados de probetas adicionales, conservadas hasta una edad mayor, por ejemplo 60 días. Se pueden asimismo extraer probetas testigo de la obra hecha. Algunos elementos, como los soportes de edificios, son muy sensibles a los daños y pérdidas de capacidad que tiene la extracción, por lo que, en ese caso se deben tomar medidas cautelares, como por ejemplo, apuntalados. Y en último término, en algunos casos se puede acudir a pruebas de carga, véase artículo 101 de EHE-08.

9.3 Refuerzo

1 En los casos en que se constate pérdida inaceptable de capacidad portante de elementos flectados horizontales, la solución más simple suele ser la disposición, en la cara superior del forjado, de armaduras suplementarias, adheridas o fijadas con elementos específicos, y protegidas convenientemente. El añadido de losa superior en toda la superficie, incrementa el peso, pudiendo tener poca eficacia.

Si el elemento está ya sometido a carga (casi siempre al menos la de su peso), conviene considerar que el acero existente ha consumido parte de su resistencia, por lo que, el que se incorpora, se debe calcular para que el existente no incremente su deformación en exceso.

Los refuerzos con chapas de acero o de fibras de carbono pegadas con epoxi, en el interior de edificios, tienen severas restricciones por incendio, y dificultades de protección ya que ese material falla a menos de 100ºC.

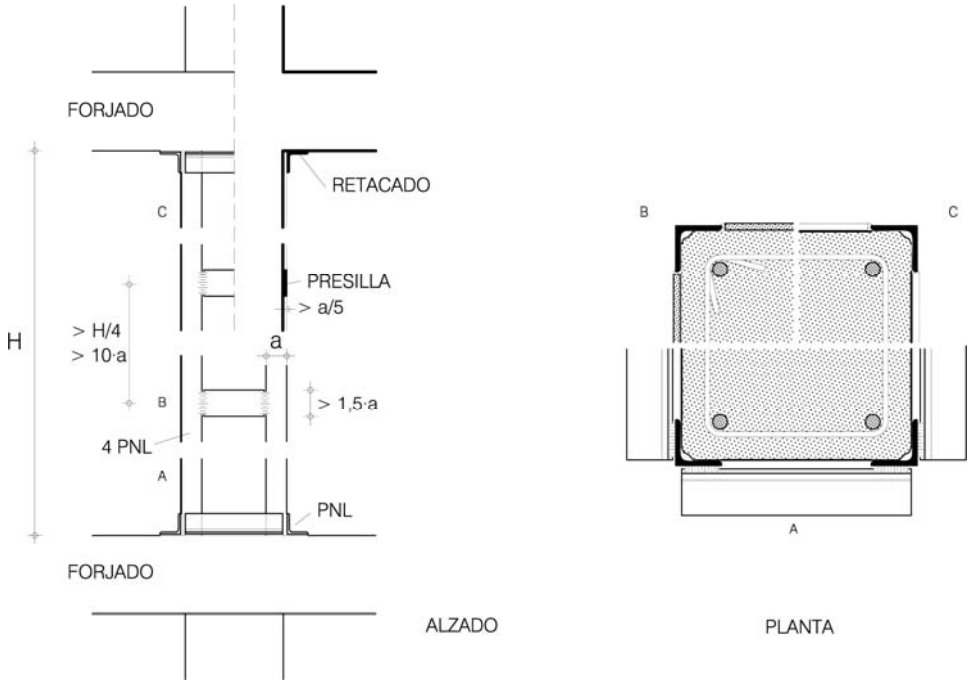

Figura 9.2 Refuerzo de soportes

2 En los casos en que se constate pérdida inaceptable de capacidad portante de elementos comprimidos, como soportes, la solución más simple es la de disponer, en las aristas, perfiles L, unidos entre sí mediante presillas soldadas, añadiendo ángulos en pie y cabeza, retacados antes de soldarlos. Según el instante en que se implante el refuerzo, éste se puede ocupar de casi la totalidad de la carga, o sólo de la fracción que le corresponda, por rigidez, de la que queda por aparecer. Como referencia, para un soporte de 0,25×0,25 m puede ser suficiente con 4·L·50·50·5 y para uno de 0,30×0,30 m, con 4·L·60·60·6

Salvo que el hormigón defectuoso afecte además a los forjados, no es necesario refuerzo alguno a través del nudo, ni en los tramos contiguos.

El conjunto debe quedar adecuadamente revestido ante corrosión e incendio.

10 Apéndice : documentación reglamentaria

En este apéndice se presenta un resumen de la documentación reglamentaria, en relación con el requisito de Seguridad Estructural y Hormigón, de acuerdo con CTE, parte 1, SE, SE-C, EHE-08, y NSCE-02.

DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO BÁSICO	
I. Memoria	*Tras la memoria descriptiva general del edificio, programa y usos, en relación con lo estructural, el proyecto básico del edificio (CTE, art 6.1-3.a), debe incluir lo siguiente (CTE-SE-art 2.1.1):.*
Memoria constructiva	*Descripción sucinta del tipo de solución estructural compatible o implícita en el proyecto, con indicación de:* *- **Periodo de servicio** (vida útil) previsto, si difiere de 50 años.* *- El sistema usado en el proyecto para la **descripción geométrica** de los elementos, ejes, referencias, etc.* *- Los tipos de **acciones** aplicables al caso, identificando los parámetros de los que dependen sus valores, como emplazamiento, entorno, categoría de uso y en su caso grado de importancia (a efectos de acción sísmica).* *- Los tipos de **materiales** previstos en el proyecto (denominación genérica, no necesariamente clase).* *- Los tipos de **coeficientes de seguridad** aplicables al caso, si hay elección posible.* *En relación con los cimientos, al menos el procedimiento previsto para la obtención de las características del terreno correspondientes con el sistema estructural de cimentación (CTE, parte 1, apartado 2.1), precisando en qué medida se procederá por antecedentes fiables y en cuál a partir de un Estudio Geotécnico específico.*
II. Planos	*Planos generales, plantas, alzados y secciones, en los que se pueda identificar los términos geométricos globales, el tipo estructural y la reserva de espacio prevista para los elementos estructurales, que, cuando sean exentos o afecten a la verificación de algún otro requisito, deben figurar a escala con sus dimensiones supuestas, como justificación de su viabilidad.*
IV. Presupuesto	*Valoración aproximada de la ejecución material de la obra proyectada, descompuesta en capítulos generales.*

DOCUMENTACIÓN ADICIONAL DE PROYECTO DE EJECUCIÓN		
	Si se tramita separadamente un proyecto específico (parcial) a nivel de ejecución (CTE, art 6.1-3.b) de elementos estructurales de hormigón, conviene que se transcriba copia de lo incluido en la memoria del básico. En todo caso debe contener además lo siguiente:	
I. Memoria	*Bases de cálculo, bien en la memoria constructiva, o separadamente, en un anejo, denominado de cálculo, que establezca:*	
Sustentación del edificio	*Características y parámetros considerados para el terreno.*	*Justificación de cómo se han obtenido, aportando, si es preciso, como anexo a la memoria, la documentación que lo respalda, de acuerdo con el procedimiento seguido, en términos de* *:- **presión admisible**, bruta o neta, a plazo corto o largo, en función de la profundidad y del tamaño del cimiento, en el caso de pilotes, por fuste y por punta.* *- consideración implícita o explícita de los **asientos*** *- **expansividad**, nivel fréático, agresividad, y otras cuestiones que puedan ser relevantes.*
Sistema estructural	***Modelo estructural***	*Las simplificaciones efectuadas sobre el edificio para transformarlo en uno o varios modelos, indicando el tipo estructural para el conjunto y sus partes, características de las secciones, conexiones y sustentación.*
	Materiales	*Los materiales usados, definidos por su clase, con indicación de sus características mecánicas, resistencia, coeficientes de seguridad, módulo de deformabilidad, por referencia a los códigos vigentes, o los cuadros que se adjunten.*
	Acciones	*Las acciones consideradas, y sus valores en cada parte de la obra, por referencia al código o a cuadros incluidos al efecto, en términos de:* *- **peso propio** de elementos constructivos primarios, como forjados, diferenciando en su caso, el valor neto, de la parte aligerada, del bruto o total, promedio en la planta o zona, lo que incluye vigas, ábacos, zunchos y zonas macizadas.*

	… Acciones	*- **peso de elementos constructivos** secundarios, como solados, peldañeados, y tabiques, separaciones, petos, fachadas, chimeneas, etc.* *- **sobrecarga de uso**, según zonas.* *- acción de **nieve** en terrazas, cubiertas y tejados.* *- acción térmica o existencia de **juntas de dilatación** para no considerarla.* *- acción de **viento** global en dos direcciones y sentidos para cada parte, bloque, estructuralmente independiente, separado de otros por juntas.* *- en su caso **acción sísmica** considerada, por referencia al código vigente, y parámetros de los que depende como aceleración del emplazamiento.* *- parámetros del **empuje** de terreno que pueda actuar contra los elementos (muros, pantallas), del edificio.* *- **acciones locales**: en pisos, horizontal en barandillas y petos, en elementos de fachada, en tabiques y separaciones e impacto de vehículos.* *- acción de paso de **vehículo de extinción de incendios.***
	Combinación de acciones	*Casos de carga, indicando, en cada uno, las acciones consideradas, y coeficientes de simultaneidad y seguridad, considerando al menos globalmente los siguientes (véase DAV SE):* *- Caso 1. **Carga gravitatoria local.** Peso propio de la obra, y sobrecargas de uso totales en cada planta, (reducida por superficie y en general sin alternar) a efectos del cálculo de sus elementos.* *- Caso 2. **Carga gravitatoria global**. Idem, considerando reducción de sobrecargas en altura si hay plantas iguales, y de simultaneidad si hay plantas de varios usos, a efectos de cálculo de los elementos de soporte y cimientos.* *- Caso 3. **Viento**. La carga gravitatoria del caso 2, más viento, separadamente, en las dos direcciones y sentidos, simultánea con sobrecarga de uso reducida.* *- Caso 4. **Sismo.** La carga vertical del caso 2, con sobrecarga reducida (tabla 4.2 de SE), más la acción sísmica. Como simplificación, en caso de soportes o muros de hormigón o de acero, se puede considerar cada dirección y sentido por separado.*
	Análisis	*El tipo de análisis considerado en cada modelo, elástico, (rigidez bruta o fisurada), con redistribución (cuánta en cada elemento), plástico, o simplificaciones adoptadas, bien realizado explícitamente o por referencia a tablas o valores publicados.*
	Cálculo	*El método de cálculo usado en la comprobación de cada requisito (estado límite), en su caso el general o el simplificado, o por referencia a tablas o valores publicados.*
	Programas	*Si se han usado programas, se debe indicar su nombre, versión, objeto y campo de aplicación de cada uno, explicando con precisión, la representación de los datos introducidos, y el tipo de resultados que se obtienen.*
Anejos a la memoria	***Informe Geotécnico***	*En el caso de que se haya realizado, general para un terreno más amplio, o específico para la obra.*
		Si es un proyecto específico (parcial), en lo que sigue puede bastar referirse al general del proyecto.
	Plan de control	*Descripción del plan de control de calidad de las unidades de obra.*
	Seguridad y Salud	*Estudio, o en su caso estudio básico, de Seguridad y Salud.*
II. Planos	*El proyecto de ejecución de una obra de arquitectura debe contener, en planos, una descripción gráfica y dimensional de todo el sistema estructural (cimentación, estructura portante, y estructura horizontal, y en su caso de arriostrado), con la suficiente precisión para poder servir para la realización de la obra, y deducirse, en su caso, los planos auxiliares o de taller, y las mediciones que puedan servir de base para las valoraciones pertinentes, bien por referencia a cotas expresas, o implícitamente, mediante manejo de herramienta informática, si tienen soporte digital adecuado.*	
	En los planos de cimentación se debe incluir además, su relación con el entorno inmediato y el conjunto de la obra. Conviene por tanto que incluya información de elementos de acometidas e instalaciones subterráneas, toma de tierra, así como de evacuación y saneamiento.	
	Los planos deben contener los detalles de los elementos estructurales y de las uniones de éstos entre sí y con el resto de los del edificio, necesarios para que el Constructor, bajo las instrucciones del Director de obra, pueda llevar a cabo la construcción.	
	Los planos de cada unidad de obra, o instrucciones de ejecución de elementos auxiliares, como de entibación o apuntalado, deben aportarse y en su caso aprobarse con suficiente antelación al instante en que se deba proceder a su ejecución.	

… Planos

En los planos se deben indicar los valores de coeficientes de seguridad usados, que en cada caso, deben ser como mínimo los establecidos en EHE y CTE. En el caso de hormigón estos coeficientes son únicos. Un posible modelo, que se debe particularizar para cada caso es:

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	Ordinaria	Extraordinaria	
		Sísmica	Incendio
Acero de armar	1,15	1,00	1,00
Hormigón	1,50	1,30	1,00
* aplicable a los valores característicos			

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	Ordinaria	Extraordinaria	
		Sísmica	Incendio
Peso, empuje	1,35	1,00	1,00
Sobrecarga de uso	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
Nieve	1,50	1,00	-
Viento	1,50 **	-	-
Sismo	-	1,00	-
Camión de bomberos	-	-	1,00

* aplicable a las desfavorables, en general en valor característico.

** cuando se consideran al mismo tiempo viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación, que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4.22, tabla 4.2).

*** cuando se considera sismo o incendio se adopta un valor reducido de sobrecarga de uso (SE, apartado 4.22, tabla 4.2)

.

En los planos que describan piezas de hormigón se debe incluir un cuadro de sus propiedades, para el que puede tomarse el siguiente modelo:

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

HORMIGÓN	Tipo de elemento		
	Cimientos y muros	Soportes vistos	Resto de la obra
Denominación	HA25/B/40/IIa-Qa	HA25/B/20/IIb	HA25/B/20/I
Resistencia característica	25 N/mm^2	25 N/mm^2	25 N/mm^2
Consistencia	B (blanda)	B (blanda)	B (blanda)
Límites de asiento	5 .. 10 cm	5 .. 10 cm	5 .. 10 cm
Tamaño máximo de árido	40 mm	20 mm	20 mm
Tipo de árido	Silíceo	Silíceo	Silíceo
Ambiente	IIa (terreno)	IIb (exterior)	I (interior)
Agresividad	Qa (débil)	-	-
Recubrimiento mínimo	70 mm *	25 mm **	15 mm **
Control	Estadístico	100 %	Estadistico

* contra el terreno; contra encofrados u hormigón de limpieza: 30 mm.
** el nominal (tamaño de separador) es 10 mm mayor

ACERO DE ARMAR	Tipo de elemento	
	Cimientos	Resto de la obra
Denominación	B 400 S	B 500 SD
Tensión del límite elástico	400 N/mm^2	500 N/mm^2
Control	Por distintivo	Por ensayos

S indica que es soldable
D indica que alcanza un alargamiento en rotura mayor

.

… Planos

Para incorporar en los planos los valores de acciones generales (aparte las locales en acabados de suelo, barandillas, y tabiques, o de impacto de vehículos), en edificios ordinarios, se puede utilizar el siguiente tipo de cuadro:

CUADRO DE CARGAS

Planta **CARGAS UNIFORMES** (kN/m^2)	**Cubierta**	**Tipo vivienda**	**Escalera**	**Baja comercial**	**Sótano garaje**
Forjado	3,8 .. 4,2	3,8 .. 4,2	3,7	4,4	5,0
Solado, formación de cubierta	2,5	1,0	2,0	1,5 / 2,5	-
Tabiquería	-	1,0	-	1,0 / 0,0	-
Sobrecarga de uso *	1,0	1,8 **	3,0	5,0 / 3,0	3,0 ***
Nieve	0,8	-	-	- / 0,8	-
Camión de bomberos	-	-	-	- / 20 ****	-

.. el primer valor es el neto, de la parte aligerada, para cálculo del forjado,
el segundo es el total, promedio de la planta, para cálculo de soportes o cimientos.
* para una superficie tributaria de 25 m^2; en otro caso véase AE, tabla 3.2
** para cálculo de la planta; para soportes de varias plantas, véase AE, tabla 3.2
*** equivalente de 2 kN/m^2 más dos de 10 kN a 1,8 m de distancia
**** en una zona de 3 x 8 m dentro de la banda de circulación de 5 m de ancho
/ el segundo es el valor de la zona exterior sobre garaje

Planta **CARGAS LINEALES** (kN/m)	**Cubierta**	**Tipo vivienda**	**Escalera**	**Baja Comercial**	**Sótano garaje**
Separaciones*, (medianeras)	0,5	3,0	5,0	3,5	2,5
Fachada*, (muros de sótano)	0,7	7,0	7,0	8,0	18,0
Sobrecarga local (vuelos)	-	2,0	-	-	-

* aplicables al forjado de cada planta, cuando no lleguen hasta solera.

ACCIONES GLOBALES		**Bloque 1**	**Bloque 2**
Viento* N-S / E-O		1,1 kN/m^2 / 1,2kN/m^2	1,3 kN/m^2 / 1,5 kN/m^2
Sismo ***		0,12 · g	0,11 · g
		Terreno natural (pantalla)	**Relleno** (muros)
Empuje ***	**activo**	6,6 kN / m^2 / m - 60 kN / m^2	6,0 kN / m^2 / m
	pasivo	32 kN / m^2 / m + 140 kN / m^2	44 kN / m^2 / m
	Sobrecarga de uso	+ 3 kN/m^2	+ 1,0 kN/m^2

* valor total (presión más succión) promedio en toda la altura
** coeficiente sísmico global de todo el edificio, teniendo en cuenta: aceleración básica, coeficiente de riesgo, ampliación de terreno, espectro, coeficiente de respuesta por ductilidad, y coeficientes de distribución.
*** la segunda componente es la de cohesión, fiable sólo a plazo corto. Para cálculo de deformaciones se debe usar el empuje al reposo, doble del activo.

.

Como cuadro de longitudes de anclaje y solape, se puede usar el siguiente modelo:

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPE (m)

POSICIÓN	**DIÁMETRO**	**ø 6**	**ø 8**	**ø 10**	**Ø 12**	**ø 16**	**ø 20**	**ø 25**
Horizontal y arriba	**total ***	0,30	0,30	0,40	0,45	0,60	0,85	1,30
	reducida	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,25	0,40
Vertical o abajo	**total ***	0,20	0,20	0,25	0,30	0,45	0,60	0,90
	reducida	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,30

NOTAS: las cotas de las armaduras que figuran en planos, incluyen la longitud de anclaje suficiente. Las descritas por sección o corridas, (zunchos, muros, losas, o nervios de forjado reticulado, pueden cortarse, pero nunca todas las de una misma sección al tiempo), disponiendo un solape igual al anclaje que corresponda. La disposición de una patilla en tracción, reduce la longitud de anclaje en un 30%. Por sismo aumenta 10ø.

Las armaduras en tracción de una pieza lineal (vigas) no se pueden cortar sin permiso expreso de la Dirección de Obra, que indicará el solape necesario (EHE-08, 69.5.2.2) en cada caso. En compresión basta la longitud de anclaje.

* La longitud total corresponde a armadura estricta, (tensión igual a la de cálculo). Si sobra, puede disminuirse proporcionalmente, pero manteniendo 2/3 en compresión o 1/3 en tracción, y al menos 0,15 m (longitud reducida).

.

… DOCUMENTACIÓN ADICIONAL DE PROYECTO DE EJECUCIÓN	
III. Pliego de condiciones	*El Pliego de Condiciones (o, en términos de EHE, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares), debe incluir las prescripciones técnicas exigibles a los materiales, productos, equipos, sistemas y ejecución de cada unidad de obra, definiendo las condiciones de suministro, conservación, almacenamiento manipulación, la modalidad de control de calidad, de recepción, control de ejecución de la obra, documentación exigible, tratamiento de distintivos o evaluaciones técnicas de idoneidad para la aceptación, tolerancias, ensayos, criterios de aceptación y rechazo y las acciones a adoptar en cada caso, pruebas finales, y el plazo de garantía de cada componente, explícitamente o, lo que es más deseable, por referencia a pliegos publicados.*
IV. Mediciones y Presupuesto	*El presupuesto debe aparecer desglosado por unidades, con cuadros de precios generales, con el total de ejecución material y de contrata, incluyendo por separado, el del Control de Calidad, y el del estudio de Seguridad y Salud.*
Anejo : plan de control	*Por lo que respecta al hormigón, el plan de control debe estar elaborado y aprobado antes del comienzo de la ejecución de elementos estructurales, teniendo en cuenta el programa de obra presentado por el constructor. (EHE-08 art 9.22 y 79.1)*

DOCUMENTACIÓN DE SEGUIMIENTO DE LA OBRA	
	La documentación específica de seguimiento de una obra, (adicional a la de proyecto), y general para todas sus unidades de obra, consta de:
Libro de Órdenes y Asistencias	*En este documento el Director de Obra hace constar las modificaciones que autorice a lo proyectado, sin perjuicio de aportar documentos gráficos anejos a la orden que, en su día se deben añadir, como proceda, por adenda o sustitución, a la documentación final de obra realizada. Para evitar confusiones, se debe indicar en los documentos del proyecto original afectados, que se deben entender sustituidos por los aportados, y en éstos, los documentos del proyecto a que sustituyen y quedan anulados.* *Se entiende que el Libro de Órdenes de la Edificación sirve a los efectos de la memoria de incidencias a que se refiere EHE en el art 4.2.3.*
Libro de Incidencias	*El correspondiente a los aspectos de Seguridad y Salud.*
Documentación administrativa	*La licencia de obras, la apertura de centro de trabajo, y en su caso otras autorizaciones administrativas, como acometidas provisionales, instalación de grúas, andamios y equipos.*
NOTA: La documentación de seguimiento se debe adjuntar a la final de obra.	

DOCUMENTACIÓN FIN DE OBRA : Libro del edificio	
	Como recordatorio, la documentación a aportar al Promotor, tras la finalización de la obra, (y firma del acta de recepción), referido a la totalidad del edificio, consta de:
Obra realizada	*Descripción, especificaciones y planos que, junto con la documentación del proyecto, y la de seguimiento, reflejen con precisión la obra realmente construida, y relación de agentes que han participado.*
Control de calidad	*Documentación acreditativa del cumplimiento de las especificaciones de control de calidad ordenadas en cuanto a recepción, ejecución, aceptación y finales.*
Manual de uso y mantenimiento	*Instrucciones generales de uso y mantenimiento del edificio y de las instalaciones y equipos, así como la documentación técnica de los materiales usados, identificación de los proveedores, y garantías aportadas.*
Certificado final de obra	*Puede describir modificaciones que se hubiesen introducido en la obra, compatibles con los términos de la licencia, y controles realizados en la ejecución de obra, y sus resultados.*
NOTA: La documentación final, compilada en el Libro del Edificio, se debe depositar en el Colegio Profesional o Administración Pública pertinente, con el formato que se establezca, para actualizarla con la de las intervenciones sucesivas que tenga.	