



U.P.M. ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

ESTRUCTURAS DOS



EPÍTOME DE LA

NORMA EHE

INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL

EN ARQUITECTURA

1. PARTE GENERAL
2. ELEMENTOS, EJECUCIÓN Y CONTROL

INCLUYENDO
UNA PROPUESTA DE VIGAS PLANAS

por

José L. de Miguel

Agosto 1999

PRÓLOGO

epítome. (del griego *epitomé*) Tratado muy breve de una materia en que se exponen las nociones más elementales de ella.
[M. Moliner. Diccionario de uso del español. 1984]

La nueva norma española de hormigón, EHE, aprobada el 11 de diciembre de 1998, refunde las antiguas EH (hormigón armado) y EP (hormigón pretensado) y contiene numerosos cambios relevantes. Además, incluye, como anexo, el documento conocido como DNA (Documento de Aplicación Nacional) o valores variables del eurocódigo que deben ser aprobados por la autoridad nacional de cada estado miembro, para que esta norma europea pueda ser aplicada, entendiéndose implícitamente que también conduce a soluciones seguras.

El presente epítome, resume, en versión libre, lo fundamental de la norma EHE aplicable a obras de arquitectura, como son los edificios. La parte expositiva, procedimental o la relativa a ingeniería civil se ha reducido al mínimo, se han eliminado muchas citas cruzadas y comentarios —información no publicada en el BOE— y se ha prescindido o enviado a anexos la información que se puede dejar para otros técnicos o una segunda lectura, como la relativa a componentes del hormigón, retracción, fatiga, pretensado o torsión. Se han tabulado las expresiones más utilizables, ampliando o ilustrando los temas más clásicos en edificios, y, siempre que ha sido posible, se han dibujado figuras realistas de objetos arquitectónicos; algunas de ellas se han recuperado de una publicación similar de la ETSAM de 1981 referente a la EH-80.

Algunos cambios respecto a la versión original de EHE proceden de licencias de estilo o erratas advertidas y comunicadas a la Secretaría Técnica del Ministerio de Fomento, o del Eurocódigo, al objeto de permitir una mayor confluencia con ese documento. Se ha respetado el orden, numeración y denominación de los artículos del original, aunque simplificando la de los subepígrafos. La información secundaria aparece en letra pequeña o en notas; [los comentarios del autor aparecen entre corchetes]

Se espera que este epítome sirva como vehículo para introducir la EHE, y para una más fácil enseñanza y aprendizaje del cálculo en hormigón en estructuras sencillas. Los arquitectos no especialistas, pero que calculan y dirigen sus propias obras, encontrarán en esta versión un manual abreviado que, en la mayor parte de los problemas, podrá sustituir con éxito a un documento, como es EHE, mucho más extenso, y menos manejable, pensado con un propósito más general. Esta segunda edición incluye, además de los criterios generales de cálculo y las comprobaciones a nivel de sección y pieza, ya publicados en la primera, todo lo relativo a elementos estructurales, ejecución y control. Como novedad, y ante el vacío en esa materia, incluye una propuesta de lo que podrían ser las cláusulas relativas a vigas planas, que en la actualidad es el tipo mayoritariamente usado en arquitectura.

Agradezco profundamente los consejos y sugerencias de los profesores del Departamento de Estructuras de la ETSAM para el enfoque y redacción de esta versión.

Pozuelo, 18 de julio de 1999

El autor es arquitecto por la Universidad de Madrid y ha trabajado desde 1968 en proyecto y en dirección de obra de edificación. Obtuvo su doctorado en 1974 en la misma universidad, y accedió a una cátedra de Estructuras en Valladolid en 1983. Fue fundador y director del Seminario de Diseño de Estructuras de la ETSAM. Ha sido Subdirector General del MOPU entre 1983 y 1987, responsable de la Normativa en Edificación, coordinador del grupo de la norma EF-88 de Forjados para la Comisión Permanente del Hormigón y miembro de la misma, secretario de la Comisión de la Norma de Protección contra Incendios en los edificios, miembro de la Comisión de Normas Sismorresistentes, y miembro del grupo de expertos en el tema de flecha y para la publicación del Eurocódigo de Hormigón. Ha sido vocal electo de la representación española ante CEB (Comité Eurointernacional del Hormigón), técnico de enlace ante la Comisión Europea del Eurocódigo de Acero, y profesor por la Universidad a Distancia de Estructuras Mixtas. Ha representado al Ministerio de Cultura español en la reunión de la CEE sobre Patrimonio Cultural y Desastres Naturales, ha sido miembro de dos comisiones del GEHO (Grupo Español del Hormigón). Prologó la versión del Consejo Superior de Colegios de la EH-88. Ha sido miembro del Instituto de Control para la Calidad en la Construcción. Es coordinador del grupo de trabajo del Eurocódigo de Fábricas, y de la revisión de la Norma Sismorresistente. Actualmente es Catedrático del Departamento de Estructuras, en la asignatura de Estructuras II y Director del Departamento de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

I. INTRODUCCIÓN

1. CAMPO DE APLICACIÓN

Esta instrucción se refiere a elementos estructurales¹ de hormigón en masa o armado.²

Los forjados se regirán además, en lo que les sea específico,³ por la norma EF-96 "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado (EF-96)".

Se supone que los proyectistas tienen suficiente capacidad y experiencia, y que la construcción y la dirección de obra serán llevadas a cabo por técnicos y operarios con conocimientos y experiencia adecuada.

El autor/a del proyecto y el director/a de la obra, están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente instrucción, pero pueden, bajo su personal responsabilidad y previa justificación, emplear sistemas de cálculo y disposiciones constructivas diferentes.

2. DEFINICIONES

Cuando los términos y vocablos que se usan no tienen el significado habitual, se definen expresamente.

3. UNIDADES, CONVENCION DE SIGNOS Y NOTACION

Las unidades adoptadas⁴ en la presente instrucción corresponden a las del Sistema Internacional de Unidades de Medidas, S.I.

4. DOCUMENTOS DEL PROYECTO

En la memoria⁵ debe figurar un apartado con la justificación de la solución adoptada, en sus aspectos técnico y económico y las características de todas las unidades de obra, así como los datos previos, métodos de cálculo y niveles de control previstos, y la referencia a los datos geotécnicos disponibles.

¹ [No incluye reglas para muros de sótano, muros de carga ni soleras. No se aplica a objetos, como bordillos, bancos, losetas, peldaños, impostas, albardillas, etc, sin papel estructural y tampoco a los paneles de fachada expresamente no estructurales]

² También se aplica a elementos en los que las acciones de pretensado se introduzcan mediante el empleo de armaduras activas de acero [aunque la información detallada de esta técnica se publica aparte]. Se excluyen del campo de aplicación los elementos realizados con hormigones especiales, tales como los ligeros, los pesados, los refractarios y los compuestos con amiantos, serines u otras sustancias análogas, los que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70°C y los mixtos de hormigón y perfiles de acero o con otro material de distinta naturaleza, con función resistente.

³ [No incluye los forjados de hormigón sobre chapa grecada de acero]

⁴ La convención de signos y notación utilizados se adapta a las normas generales establecidas al efecto por el Comité Mixto CEB-FIP (Comité Eurointernacional del Hormigón, y Federación Internacional del Pretensado).

⁵ [En muchos casos, el cliente solicita la información en un formato o con una composición determinada]

El anejo de cálculo de la memoria debe justificar¹ el cumplimiento de las condiciones exigidas, indicando las simplificaciones, acciones, combinaciones, coeficientes de seguridad, y tipo de análisis y de modelo adoptado.

Los planos² deberán tener una definición suficiente,³ permitiendo deducir de ellos los auxiliares de obra o de taller y las mediciones. En cada plano que se refiera a elementos de hormigón⁴ figurará un cuadro con el tipo y características de los materiales, niveles de control y los coeficientes de seguridad adoptados en el cálculo.

El pliego de condiciones deberá indicar las características de los materiales⁵ en cada zona o elemento, los ensayos de control y aceptación, las normas para ejecución de las distintas unidades de obra,⁶ las precauciones que deban adoptarse durante la construcción, y las formas de medición y valoración de las distintas unidades de obra.⁷

Si es conveniente se puede indicar que, en un lugar adecuado de la obra, se coloque una placa en la que figure el valor máximo de la sobrecarga de uso que se ha considerado en el cálculo.

El presupuesto incluirá, de cada unidad, sus mediciones, precios unitarios descompuestos y los detalles precisos para su valoración.⁸ En particular deberá figurar de forma explícita el coste de control,⁹ obtenido de acuerdo con los niveles adoptados para el mismo.

En los casos en que el proyecto experimente modificaciones a lo largo de la ejecución de la obra, se rectificarán cuantas veces sea necesario, planos y demás documentos afectados por esas modificaciones, de tal manera que la obra terminada resulte exactamente definida en los documentos rectificadas finales.

La dirección de obra elaborará y entregará además una memoria que recoja las incidencias principales de su ejecución, una colección de planos que reflejen el estado final de los elementos estructurales, tal como han sido construidos, así como una demostración documental de su control.

¹ Cuando se efectúen cálculos con ayuda de ordenador, se dará la identificación del programa y las opciones usadas. Si el programa suministra listados, se incluirá el de los datos introducidos y el de los resultados.

² Los documentos de cualquier anteproyecto o proyecto deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo competente, distinto del autor, pueda interpretarlos o dirigir los trabajos.

³ Conviene acotar las dimensiones en metros y con dos cifras decimales. Los diámetros de armaduras se suelen expresar con el símbolo ϕ y detrás la cifra del diámetro en milímetros. Las medidas de todos los elementos, y en particular de las armaduras, se podrán deducir a partir de las dimensiones acotadas y de las notas o especificaciones complementarias.

⁴ Los planos contendrán los detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo o de enlace y las indicaciones sobre las contraflechas que convenga establecer en los encofrados, de acuerdo con el proceso de ejecución propuesto.

⁵ Cuando para un material se exijan características especiales cuya determinación haya de hacerse mediante métodos de ensayo no incluidos en la presente instrucción, el Pliego deberá fijar, de un modo concreto, los valores que deben alcanzar dichas características y los procedimientos de ensayo que hayan de seguirse para medirlos.

⁶ Cuando sea menester se indicará la disposición de cimbras y encofrados, el proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (de retracción, de hormigonado, etc), el proceso de desencofrado y descimbrado y las tolerancias de dimensiones.

⁷ El proyecto puede incluir un programa de trabajo, especificando los plazos en los que deberán ser ejecutadas las distintas partes fundamentales en que pueda descomponerse la estructura, determinando los importes que corresponde abonar al término de cada una.

⁸ El cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se basará en la determinación de los costes directos (la mano de obra, con sus pluses y cargas y seguros sociales, los gastos de personal, combustible, energía y amortización de maquinaria) e indirectos (gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, personal técnico y administrativo adscrito a la obra e imprevistos) precisos para su ejecución.

⁹ [La práctica habitual, consagrada en concursos de obras de titularidad pública, es, por el contrario, agrupar todo el coste del control, estructural y no estructural, en una única unidad, por un porcentaje del coste total establecido previamente.]

II. BASES DE CÁLCULO

5. REQUISITOS ESENCIALES

Toda construcción debe proyectarse y construirse para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y su vida útil prevista, así como la agresividad del ambiente, y cumplir la función para la que ha sido construida, con unos costes razonables de conservación.¹

6. CRITERIOS DE SEGURIDAD

En la presente instrucción se garantiza² la seguridad requerida de acuerdo con el método³ de los estados límite, aplicando coeficientes parciales de seguridad.⁴

7. SITUACIONES DE PROYECTO

Las situaciones a considerar en una estructura son: *persistentes*, durante el uso habitual de la estructura, *transitorias*, durante la construcción o reparación de la estructura, o *accidentales*, como las de incendio o sismo.

8. EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE

Estados límite son aquellos en los que se considera que, si se superaran, la estructura no cumpliría alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. La comprobación acerca de un estado límite es del tipo:

$$S_d \leq R_d$$

siendo:

S_d	efecto de las acciones aplicadas, solicitaciones, tensiones o deformaciones [o incluso la propia carga],
R_d	respuesta estructural o capacidad resistente [incluso en términos de carga capaz]

En los estados límite denominados *últimos*,⁵ se comprueba la *resistencia* o seguridad estructural, y en los de *servicio*,⁶ la *deformación* o el comportamiento de la estructura.

¹ Y concebida de manera que las consecuencias de acciones excepcionales tales como explosiones o impactos, así como de errores humanos, no produzcan daños desproporcionados en relación a la causa que los ha originado.

² En general por cálculos, aunque en algunos casos, se puede basar en ensayos.

³ Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de sollicitación y de resistencia que intervienen en el cálculo y que se manifiestan en forma de imprecisiones de todo tipo.

⁴ Estos coeficientes no tienen en cuenta la influencia de posibles errores humanos groseros, que deben evitarse mediante el control de todas las actividades relacionadas con la obra: proyecto, ejecución, servicio y conservación.

⁵ Corresponden al colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, poniendo en peligro la seguridad de las personas, como son: fallo por deformaciones excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la construcción o parte de ella, incluyendo apoyos y cimentaciones, y pérdida del equilibrio de la obra o parte de ella, considerada como un sólido rígido, y la condición de seguridad ante los fallos a nivel de sección de los elementos estructurales.

⁶ Todas aquellas situaciones de estructura para las que no se cumplen sus requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto; en este caso las comprobaciones son del tipo:

$$E_d \leq C_d$$

siendo:

E_d	efecto de las acciones (flecha, nivel de vibración, abertura de fisura, etc)
C_d	valor límite tolerable (flecha, vibraciones, abertura de fisura, etc)

III. ACCIONES Y SEGURIDAD

9. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones sobre la estructura o elemento estructural se pueden clasificar, por su naturaleza, en *directas* o *indirectas*,¹ por su variación en el tiempo, en *permanentes* (G) o *variables*² (Q), y por su variación en el espacio, en *fijas* o *libres*.³

10. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Los valores nominales de las acciones establecidos por las normas vigentes⁴ tienen el carácter de valores característicos⁵ (subíndice *k*). Para el peso propio de los elementos de hormigón, se tomará 23 kN/m³ cuando es masa y 25 kN/m³ cuando es armado o pretensado.

11. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El principal es el característico, Q_k . Otros valores representativos⁶ a partir de él, mediante un coeficiente de combinación, ψ , son: el valor de combinación⁷ ($\psi_0 \cdot Q_k$), el valor frecuente⁸ ($\psi_1 \cdot Q_k$), el valor poco frecuente ($\psi_2 \cdot Q_k$) y el valor casi permanente ($\psi_3 \cdot Q_k$).

12. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Se define valor de cálculo de una acción al obtenido como producto del valor representativo, en general el característico, por un *coeficiente parcial de seguridad*, γ_1

¹ Las directas son las del propio peso de la construcción y las indirectas las originadas por temperatura, asentamientos de la cimentación, acciones reológicas, movimientos impuestos, acciones sísmicas, etc.

² Las acciones permanentes actúan siempre de forma constante o casi constante, como los pesos propios de los elementos constructivos o *conargas*. Las acciones variables son las sobrecargas de uso (ocupación, tabiquería, vuelos), nieve, viento, las cargas variables del terreno, y las debidas al proceso constructivo; pueden subdividirse en *frecuentes*, *poco frecuentes* (no siendo excepcionales, se presentan unas pocas veces en la vida útil del edificio), y *accidentales*, como las asociadas a incendio, sismo, o impacto y explosión. [La vida útil de los edificios no está bien establecida]

³ Las acciones fijas son el peso propio y las cargas permanentes. Las libres son aquéllas cuya posición puede ser variable, como por ejemplo las sobrecargas móviles, acciones climáticas, etc.

⁴ [Para edificios, la NBE-AE-88, que, desafortunadamente, no facilita los valores con arreglo a los criterios de clasificación de esta EHE]

⁵ Hay un valor característico *inferior*, que tiene una probabilidad (en general del 95%) de ser superado, y un valor característico *superior*, aquel que tiene una probabilidad (en general del 95%) de no ser superado. De ordinario se adopta, del lado de la seguridad, el superior. Las acciones de viento y nieve son las que tienen una probabilidad del 2% de ser superadas en 1 año (período de retorno de 50 años) y las sobrecargas de uso las que tienen una probabilidad del 5% de ser superadas en 50 años (período de retorno de aproximadamente 1000 años).

⁶ [La norma de acciones en edificios suministra algunos valores representativos, en forma de reducción de simultaneidad, por ejemplo entre tabiquería y uso, y de esta suma en altura]

⁷ [Para edificios, no están definidos los valores de los coeficientes de combinación ψ]

⁸ El valor *frecuente* corresponde al que no dura un 5% del tiempo, o tiene una frecuencia de 300 veces por año. El valor *poco frecuente* se asocia a un período de retorno del orden del año. El *casi permanente* es el que resulta superado el 50% del tiempo. [Para un cálculo preliminar, en edificios se podría tomar $\psi_0 = 0,7$. El valor ψ_1 oscilaría entre 0,5 y 0,7 y ψ_2 , posiblemente el único con cierta incidencia en los cálculos usuales de edificios, oscilaría de 0,3 en viviendas a 0,6 en edificios públicos]

13. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

En el caso de obras de arquitectura,¹ para la comprobación de estados límite últimos o de resistencia, las acciones y coeficientes de seguridad que hay que considerar, son, para control *normal*.²

Acciones simultáneas a considerar en cada pieza	Situación persistente caso 1	Situación persistente caso 2	Sísmica ³
conargas	1,50·G _k	0,9×1,50·G _k	G _k
sobrecargas de uso ⁴	1,60·Q _k	0,9×1,60·Q _k	$\psi_2 \cdot Q_k$
viento, nieve	-	0,9×1,60·Q _k	$\psi_2 \cdot Q_k$
sísmica	-	-	A _s

siendo: A_s valor de cálculo de la acción sísmica

permutando sobrecarga de uso por viento o nieve, si es peor.
Si las acciones permanentes suponen, en conjunto, un efecto favorable, se adoptará $\gamma_G = 1,0$
Si una acción variable tiene, en conjunto, un efecto favorable, se supondrá inexistente.
Si el control es *intenso* los coeficientes anteriores se reducen a $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,50$
Si el control es *reducido* los coeficientes anteriores aumentan a $\gamma_G = 1,60$ y $\gamma_Q = 1,80$

y, de la misma manera, para la comprobación de estados límite de servicio, o de deformación, se tomará:⁵

Acciones simultáneas	Situación poco probable ⁶ o frecuente	Cuasipersistente
conargas	G _k	G _k
sobrecargas de uso	Q _k	0,6·Q _k
nieve, viento	-	0,6·Q _k

¹ En un caso más general, las combinaciones y coeficientes son:

Acciones simultáneas a considerar	Permanente	Accidental	Sísmica
permanentes	$\gamma_G \cdot G_k$	G _k	G _k
pretensado	P _m	$\gamma_{PA} \cdot P_m$	P _m
variable determinante	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	-
resto de acciones variables	$\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$
accidental (sólo una de ellas al tiempo)	-	A _d	A _s

siendo: P_m valor medio de la acción del pretensado (0,95 a 1,05 de la característica)
 γ_{PA} coeficiente de seguridad del pretensado en situación accidental
A_d Valor de cálculo de la acción accidental

Quando, como en equilibrio, haya mucha sensibilidad a las variaciones espaciales de la acción permanente, para las partes que sean favorables se tomará $\gamma_G = 0,9$ y para las que sean desfavorables $\gamma_G = 1,1$

² [El concepto está definido, y de un modo relativamente vago, en el artículo 95 de la versión original. En obras de arquitectura el grado de control habitual es el *normal*. Grado *intenso* sólo sería cuando, además de dirección facultativa, la obra tiene un control interno, auditado externamente (algo todavía no experimentado) y con fabricación de ferralla en instalación industrial fija con certificación voluntaria. Control *reducido* sería cuando, aunque se supervisa todo una vez, no hubiera seguimiento continuo y reiterativo (sic) de la obra.]

³ [Tomando el criterio y el coeficiente de reducción de la norma sísmica, aunque allí no se denota con ψ_2]

⁴ [Incluye todas en conjunto, ocupación, tabiquería, vuelos, etc.]

⁵ En un caso general, son:

Acciones simultáneas a considerar	Situación frecuente	Situación poco frecuente	Situación excepcional
permanentes	G _k	G _k	G _k
pretensado	P _k	P _k	P _k
una variable determinante	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	Q _k
resto de variables	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot Q_k$

siendo: P_k valor característico de la acción del pretensado

⁶ [Ese tipo de situación, así como las del caso general, no aparecen definidas en EHE]

IV. MATERIALES Y GEOMETRÍA

14. PRINCIPIOS GENERALES

El valor de cálculo de la respuesta estructural es función de los valores de cálculo de las propiedades de los materiales y de los datos geométricos de la construcción.

15. MATERIALES

Se define valor de cálculo de una propiedad de un material como el valor característico dividido entre γ_M o *coeficiente parcial de seguridad del material*.

El valor característico corresponde, normalmente, a un determinado cuantil de la distribución estadística supuesta de la variable que describe dicha propiedad;¹ para la resistencia a compresión del hormigón o la de tracción de las armaduras, un 5%.

Para los cálculos relativos a los estados límite últimos,² o de resistencia, como valores γ_M se tomarán:

Situación de proyecto		persistente transitoria	accidental
hormigón acero, pasivo y activo	γ_c	1,50	1,30
	γ_s	1,15	1,00

Para los cálculos de los estados límite de servicio, o comprobaciones de deformación, los valores de los coeficientes parciales de seguridad para los materiales se tomarán iguales a la unidad.³

Estos valores tienen ya en cuenta las imprecisiones del modelo de resistencia y la diferencia entre la resistencia de una probeta del material considerado en un ensayo, y su resistencia en obra.

16. GEOMETRÍA

Los valores característicos y de cálculo de los datos geométricos de un edificio son generalmente sus valores nominales, deducidos de los planos de proyecto, es decir $a_d = a_{nom}$

Cuando las imprecisiones relativas a la geometría tengan un efecto significativo sobre la fiabilidad del comportamiento estructural habrá que adoptar $a_d = a_{nom} + \Delta a$, siendo Δa el valor que tiene en cuenta las posibles desviaciones desfavorables de los valores nominales de los datos de geometría o imperfecciones, de acuerdo con las tolerancias admitidas.

¹ En determinados casos, se define la propiedad de un material mediante un valor nominal, que se considerará como valor característico en los cálculos. Para la resistencia suele usarse el valor característico correspondiente al cuantil inferior, pero en algunos casos puede ser conveniente usar el superior.

² Salvo el de fatiga.

³ [En general, en este tipo de comprobaciones no intervienen los valores de resistencia de los materiales]

V. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

17. GENERALIDADES

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones, con objeto de comprobar la estructura.

18. LUCES Y SECCIONES

El modelo elegido para el análisis deberá ser capaz de reproducir el comportamiento estructural dominante.

Para el análisis de la estructura se usan modelos unidimensionales, (cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes), bidimensionales, (cuando una de sus dos dimensiones es relativamente pequeña comparada con las otras dos) y tridimensionales.¹

En piezas a flexión con sección asimilable² a una T se supone que las tensiones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho de las alas llamado *ancho eficaz*.

En la cabeza de compresión, puede suponerse que el ancho eficaz se extiende, a lo que exista, a cada lado del nervio, en una longitud, Δb , igual a un décimo de la distancia entre puntos de momento nulo, en toda la luz, incluyendo, en el caso de vigas continuas, las regiones cercanas a los apoyos intermedios. En la cabeza de tracción, el ancho eficaz se extiende, a cada lado del nervio, en una longitud, Δb , igual a cuatro veces el grosor, t , del ala. En el caso de secciones con sección en T provista de cartabones o macizados, como ancho de nervio se puede tomar el que hay en la intersección de éstos con el ala, después de eliminar las zonas que excedan de un aumento de ancho a 45° con el nervio real.

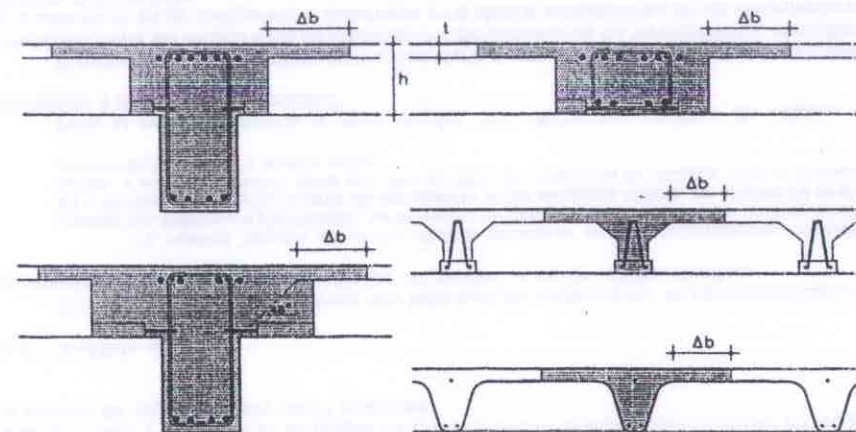


Figura 18.2 Ancho eficaz de ala

¹ Los modelos más frecuentes son los basados en formulaciones analíticas del comportamiento de elementos (barras, placas, membranas, láminas), los modelos de cálculo de secciones, los basados en el método de los elementos finitos, los modelos de bielas y tirantes y los modelos basados en la teoría de la elasticidad.

² [Como sucede con las vigas planas o de descuelgue de los pisos de edificios, en las que las alas son la losa superior del forjado]

Salvo justificación especial, para análisis se considerará como luz de cálculo la distancia entre ejes de apoyo.¹

En general el análisis de la estructura se realizará utilizando la sección *total*² de los elementos. Cuando se desee mayor precisión en comprobaciones de servicio, podrán utilizarse las propiedades de la sección *nete* u *homogeneizada*.³ En algunas comprobaciones de servicio se utiliza la sección *fisurada*.⁴

19. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Todo análisis debe satisfacer, ineludiblemente, las condiciones de *equilibrio*. Para considerar sólo parcialmente las condiciones de *compatibilidad* o las *relaciones de tensión a deformación* reales, se debe verificar aparte que hay un grado de ductilidad apropiado.

El análisis global de una estructura puede ser: lineal,⁵ no lineal,⁶ lineal con redistribución limitada,⁷ y plástico.⁸

20. Análisis estructural del pretensado

[El análisis del pretensado se recoge en el anejo P]

¹ [Si se trata de nudos rígidos, o cargaderos entregados en muros, es tradicional considerar como luz una distancia no superior a la *nete*, entre caras de apoyo, más medio canto en cada extremo. Sobre muros de fábrica, la norma en cuestión, NBE-FL, suministra reglas para una amplia variedad de casos]

² Se entiende por sección *total* [EHE la denomina *bruta*] la que resulta de las dimensiones reales de la pieza, sin deducir los espacios correspondientes a las armaduras.

³ En piezas con armadura postesa se entiende por sección *nete* la obtenida a partir de la total, deduciendo los huecos longitudinales practicados en el hormigón, (tales como entubaciones o entalladuras para el paso de las armaduras activas o de sus anclajes). La *homogeneizada* incluye además el efecto de la solidarización de las armaduras longitudinales adherentes.

⁴ Es la formada por la zona comprimida del hormigón y las áreas de las armaduras longitudinales, tanto activas adherentes como pasivas, multiplicadas por el correspondiente coeficiente de equivalencia. [La sección *fisurada* depende pues del régimen de solicitaciones; por tanto no es, en rigor, una propiedad de la sección.]

⁵ Es el que está basado en un comportamiento elástico y lineal de los materiales, considerando el equilibrio en la situación no deformada. Con análisis lineal suele usarse la sección *total*.

⁶ Una estructura muestra un comportamiento *no lineal* cuando deja de existir proporcionalidad entre la acción y la respuesta. Las causas más significativas de no linealidad son la relación no lineal de tensión a deformación, los efectos de la deformación de la estructura en el equilibrio de la misma, conocidos como efectos de *segundo orden*, y la interacción entre ambos. Este tipo de comportamiento es propio de las estructuras de hormigón en fases avanzadas de carga e incluso en situaciones de servicio. El análisis no lineal requiere, para cada nivel de carga, un proceso iterativo en el que, tras sucesivos análisis lineales, se converge a una solución que satisface la relación de tensión a deformación, dependiendo pues de la *historia de carga*, [cuestión que en edificios aún no está normalizada]

⁷ Consiste en simplificar el análisis de la no linealidad, sustituyendo sus efectos por una *redistribución*, o alteración de los momentos derivados del análisis lineal, de manera que los esfuerzos resultantes satisfagan las condiciones de equilibrio, comprobando que existe suficiente *ductilidad* para ello.

⁸ El análisis plástico es aquél que incluye uno de los tres teoremas básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior, o el de unicidad, y supone un comportamiento rigidoplástico o elastoplástico de los materiales.

21. PÓRTICOS

21.1 Análisis lineal

En pórticos,¹ el análisis lineal es especialmente adecuado para las comprobaciones de deformación, aunque también es válido para las de resistencia² en vigas continuas, *pórticos intraslacionales* y para obtener esfuerzos de primer orden en pórticos *traslacionales* en los que los efectos de *segundo orden* sean³ reducidos.

21.2 Análisis no lineal

Con pórticos, el análisis no lineal vale tanto para comprobaciones de resistencia como de deformación, pudiendo usarse los métodos de *sección*⁴ o los de *rótulas plásticas*.

Los modelos basados en *rótulas plásticas* consideran que las deformaciones anelásticas importantes, debidas a la plastificación, se concentran en secciones críticas. El análisis no lineal consiste en ir introduciendo progresivamente rótulas plásticas en las secciones críticas, en función del nivel de cargas, y efectuar el análisis hasta que, bien se forme un mecanismo de colapso, bien se alcance la rotación límite en alguna sección crítica.

Para el caso de pórticos o vigas simples, son válidos los modelos de relación de sollicitación a deformación *uniaxiales*.⁵

El método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden es aquél que considera simultáneamente los efectos de la no linealidad del comportamiento de los materiales, el equilibrio de la estructura en su configuración deformada y los efectos estructurales de las deformaciones diferidas del hormigón.

Para pórticos sensibles a efectos *traslacionales*, en los que se requiera un análisis no lineal en segundo orden, puede ser suficiente un análisis elástico en segundo orden, representando, de manera simplificada, la reducción de rigidez debida a la no linealidad mecánica.

21.3 Análisis lineal con redistribución limitada

Para comprobaciones de resistencia, se pueden⁶ reducir los momentos flectores de las secciones más sollicitadas, obtenidos de un análisis lineal, con tal de que la ley de momentos redistribuida esté en equilibrio con las cargas exteriores.

¹ [Son las estructuras clásicas en obras de arquitectura o edificios, con forjados planos sustentados en pilares, que pueden modelarse como un único pórtico tridimensional o varios pórticos bidimensionales, formados por alineaciones de soportes y la parte del forjado que, en cada nivel, hace de dintel]

² El uso de análisis lineal para comprobaciones de estados límite últimos implica aceptar que las secciones críticas tienen una cierta ductilidad que permita alcanzar la distribución de esfuerzos supuesta sin que se produzca una rotura local, recomendándose que, en ese estado, la profundidad relativa de la fibra neutra sea menor que 0,45 [Se trata de un cambio respecto a EH; ahora, aun para llegar a los resultados sin redistribuir, hace falta ductilidad, y se imponen limitaciones de profundidad comprimida, confirmando que dicho análisis no logra acceder a las sollicitaciones]

³ Véase el apartado 43.1

⁴ Los métodos de sección tipo *multicapa* están basados en el análisis no lineal de secciones, estableciendo, para cada nivel de carga, las condiciones de equilibrio entre tensiones y esfuerzos, las de compatibilidad de deformaciones entre los diferentes materiales y satisfaciendo la relación de tensión a deformación.

⁵ Es decir, en los que no se tenga en cuenta la influencia de tensiones transversales a la directriz de la pieza en la rigidez ni en la resistencia longitudinal.

⁶ [Esta posibilidad debe usarse inteligentemente, para homogeneizar los resultados o rentabilizar un despiece; no es nada aconsejable usar el mismo coeficiente de redistribución en todas las piezas]

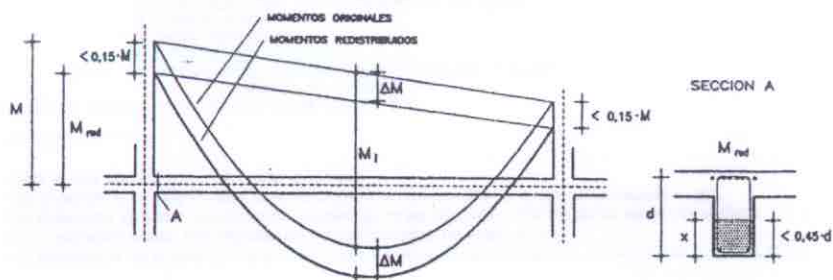


Figura 21.1 [Redistribución de momentos en vigas]

En los dinteles de pórticos intraslacionales se puede *redistribuir* los momentos¹ en hasta un 15% del máximo momento negativo, siempre que la profundidad de la fibra neutra de la sección sobre el soporte, sometida al momento redistribuido, sea inferior a 0,45·d

21.4 Análisis plástico

Este método es válido para comprobaciones de resistencia en pórticos poco sensibles a los efectos de segundo orden.² Con análisis plástico debe comprobarse que las rotaciones plásticas requeridas en las rótulas, para el mecanismo supuesto, son menores³ que el valor límite⁴ θ_{pl}



Figura 21.2 [Rotación límite en rótulas plásticas]

¹ [Consiste en alterar dos de los momentos (extremos y vano) hasta el porcentaje señalado del mayor de todos ellos, independientemente en cada uno; el tercero vendrá obligado para cubrir el isostático; si se reducen los extremos, el máximo positivo se obtiene descolgando de ellos el isostático, para carga uniforme, $qL^2/8$]

² [Los de obras de arquitectura suelen serlo]

³ [Considerando análisis plástico, caben rangos de redistribución muy amplios. Para la rotación plástica límite dada en la figura, en dinteles de una esbeltez inferior a 40, son generalmente posibles las soluciones con relación de momento positivo a negativo entre 1/2 y 2/1, o casi cualquier ajuste de la sollicitación a la capacidad resistente dispuesta de forma arbitraria, dentro de los márgenes habituales. En general, no hay grandes ventajas en pasar de la *igualación* de momentos positivos y negativos]

⁴ [En la versión original de EHE no se suministran valores de θ_{pl} ; la figura procede del Eurocódigo]

22. LOSAS

22.1 Generalidades

Este artículo es aplicable a losas¹ macizas sometidas a flexión² en las dos direcciones,³ con o sin pretensado.⁴ También se incluyen losas nervadas, huecas o aligeradas⁵ interiormente, siempre que su rigidez pueda ser asimilable a la del caso macizo.

22.2 Análisis de losas

El análisis lineal de losas es válido tanto para las comprobaciones de resistencia como para las de deformación.

Los momentos en zonas con fuerte gradiente (por ejemplo, bajo cargas concentradas o sobre reacciones de sustentación) pueden distribuirse en un área de ancho conveniente, siempre que se conserve el equilibrio.

Para el análisis no lineal pueden utilizarse modelos multicapa o bien relaciones de momento a curvatura, combinados con la hipótesis de deformación plana de las secciones.⁶

En el comportamiento del hormigón, será conveniente tener en cuenta los estados biaxiales de tensión, que influirán tanto en la rigidez como en la resistencia del mismo. Igualmente debe considerarse la posible fisuración en varias direcciones, la orientación de las armaduras y la contribución del hormigón traccionado entre fisuras, cuyo efecto, especialmente cara a la deformación, puede ser notable en losas, debido a la pequeña cantidad de armadura relativa que poseen.

22.3 Losas sobre apoyos aislados

Las losas macizas o aligeradas de hormigón armado con nervios en dos direcciones perpendiculares, que no poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes,⁷ con o sin capitel,⁸ pueden analizarse de manera simplificada, tomando *pórticos virtuales* en cada dirección, constituidos por una fila de soportes y dinteles de sección igual a la de la losa entre las líneas trazadas a mitad de distancia de las filas adyacentes.

¹ [El texto original las denomina "placas"]

² Para que un elemento bidimensional plano pueda ser considerado como una losa, la luz mínima deberá ser al menos cuatro veces su grueso.

³ Una losa sometida predominantemente a cargas uniformemente distribuidas puede considerarse unidireccional si tiene dos bordes libres y sensiblemente paralelos, o si es la parte central de una losa sensiblemente rectangular apoyada en los cuatro bordes, cuya relación entre la longitud de sus lados es mayor que 2.

⁴ Independientemente del tipo de tendones que se usen (adherentes o no adherentes), las fuerzas de contacto debidas a la curvatura y al rozamiento de los cables y las fuerzas que actúan en los anclajes pueden tratarse, en los estados límite de servicio, como cargas externas.

⁵ [Los forjados unidireccionales se rigen por su norma específica, actualmente EF-96]

⁶ [De ordinario las losas son muy dúctiles, siendo el elemento por excelencia al que se aplica análisis plástico, conocido en este caso como *líneas de rotura*, generalización a elementos bidimensionales del de rótulas plásticas aplicable a elementos lineales como vigas. Con líneas de rotura se obtiene la máxima eficacia en losas.]

⁷ [El documento original explicita sólo "soportes de hormigón"]

⁸ Ensanchamiento, si existe, del extremo superior de un soporte, que sirve de unión entre éste y la losa.

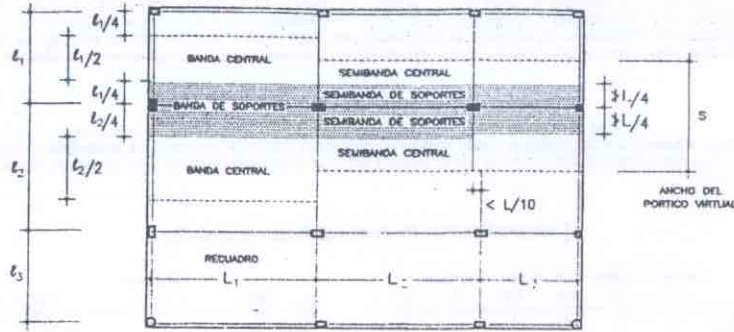


Figura 22.1 Pórticos virtuales

En general, si cabe sospechar que no hay interacción entre pórticos virtuales, éstos pueden analizarse con un modelo de barras, teniendo en cuenta, que:

- como rigidez de la losa se tomará, para acciones verticales, la total correspondiente al ancho del pórtico virtual, y para acciones horizontales la correspondiente al 35% de dicho ancho, considerando en ambos casos, si existen, las variaciones de inercia que haya a lo largo de la directriz,
- como rigidez de los soportes, se tomará una rigidez reducida, para tener en cuenta el retorcimiento de la losa,

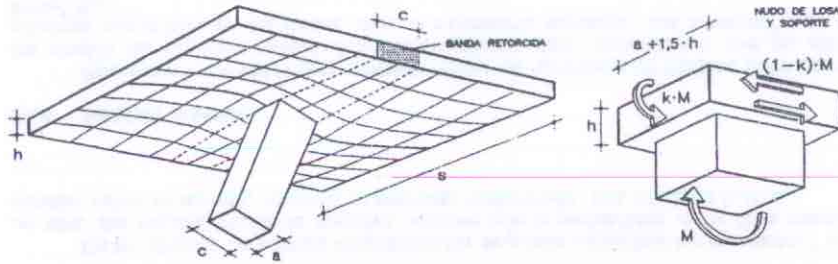


Figura 22.2 Retorcimiento de losa

y en particular, si se cumple que:

- la desviación de la posición de los soportes respecto a una cuadrícula no supera el 10% de la luz
- los recuadros tienen una relación de rectangularidad no superior a 2,
- la diferencia de luces entre tramos consecutivos no es mayor que un tercio de la luz mayor,
- la sobrecarga es uniformemente distribuida y no mayor que el doble de la permanente,²
- hay al menos tres tramos en cada dirección

¹ Como rigidez reducida puede tomarse la real dividida por:

$$(1 + a \cdot s / (9 \cdot H \cdot (h - 0,6 \cdot c)))$$

- siendo
- a lado del soporte en dirección perpendicular al pórtico
 - s ancho del pórtico virtual
 - H altura entre plantas
 - h canto de la losa
 - c canto del soporte, lado en la dirección del pórtico

² [Se sobreentiende que la permanente debe serlo también. En edificios es habitual que, además del peso propio de la losa, ésta deba soportar cargas lineales de cerramiento y particiones pesadas. Con una lectura literal, el método no sería aplicable nunca a obras de arquitectura.]

puede suponerse que las solicitaciones debidas a carga vertical tienen los valores indicados en la figura 22.3; en ese caso, además:

- sobre los soportes interiores se tomará un momento igual al mayor de los obtenidos a cada lado de él.
- si se supone momento negativo en la sección de borde (caso A), la viga o zuncho en ese punto debe transferir por torsión los momentos en el borde de la losa al soporte propiamente dicho.
- en ese mismo caso, el soporte debe dimensionarse para soportar la totalidad del momento de la losa - cada soporte interior debe dimensionarse para un momento¹ de valor $(g+q/2) \cdot s \cdot L^2 / 14 - g \cdot s \cdot \ell^2 / 14$ siendo g la carga permanente, q la sobrecarga, s el ancho del pórtico y L, ℓ las luces sucesivas, asignando al tramo superior e inferior una fracción proporcional a su rigidez.²

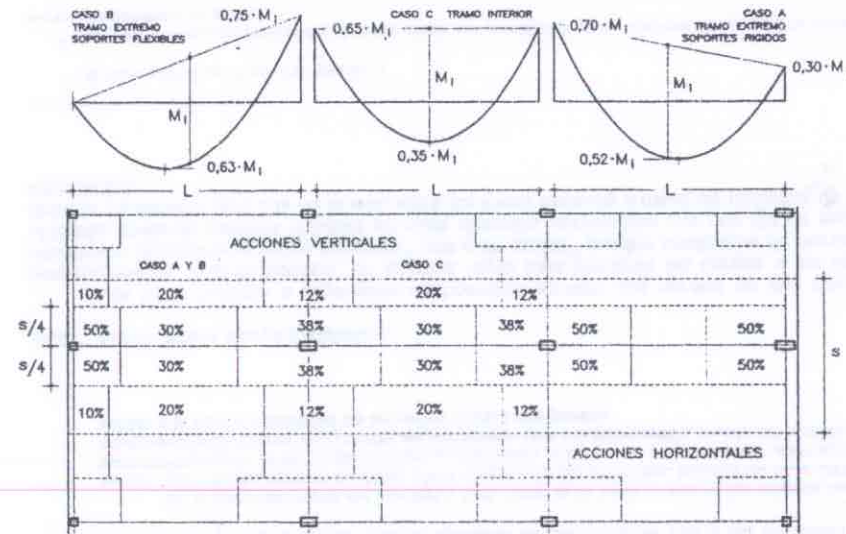


Figura 22.3 Análisis simplificado de losas

Aplicando el método simplificado de los pórticos virtuales, los momentos se repartirán³ en el ancho del pórtico como se indica en la figura 22.3; además:

- del momento entre soporte y losa, M, una fracción, k·M, debe soportarse en un ancho a + 1,5·h, siendo k el valor:

c/b	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,55	0,40	0,30	0,20

siendo c el canto del soporte, lado perpendicular al pórtico

b en soportes interiores o de esquina, su ancho; en soportes de fachada el doble de su ancho,

- la fracción restante, (1-k)·M, debe ser resistida por un par de esfuerzos de desgarramiento, en la banda de retorcimiento definida en la figura 22.2, teniendo en cuenta para la distribución de tensiones tangenciales de punzonado.⁴

¹ [Es poco explicable que el momento sea independiente de las dimensiones o compresión de los soportes.]

² [Se entiende que en el caso de que el soporte en cuestión cruce a ejes; si crece a caras debe descontarse previamente la resultante de las compresiones de ambos.]

³ [La longitud y despiece de las armaduras se establece más adelante.]

⁴ [El apartado de punzonado no presenta la formulación para ello.]

23. MEMBRANAS Y LÁMINAS

Para la determinación de esfuerzos, deformaciones y estabilidad en láminas,¹ se recurrirá en general al cálculo elástico,² siendo de aplicación todas las hipótesis generales de la elasticidad y las simplificaciones clásicas para este tipo estructural. A tales efectos, se supondrá el hormigón sin armar ni fisurar, es decir, perfectamente homogéneo e isótropo.

Las láminas sometidas a esfuerzos de compresión se analizarán teniendo en cuenta posibles fallos por pandeo, considerando las deformaciones elásticas y, en su caso, las debidas a la fluencia, variación de temperatura y retracción del hormigón, los asentamientos de la sustentación y las imperfecciones en la forma de la lámina por inexactitudes durante la ejecución.

El análisis no lineal puede proporcionar una muy buena aproximación al comportamiento estructural de las láminas.³

24. NUDOS Y ENCIENTROS

Las zonas, como nudos y encuentros, donde se producen cambios bruscos de geometría, o donde se aplican cargas concentradas o reacciones, se denominan regiones⁴ tipo *D*.

En algunos elementos, el total puede ser una región *D*, o sea una discontinuidad generalizada, como en el caso de vigas de gran canto o ménsulas cortas, y aun en el caso de estructuras de barras esbeltas, las zonas *D* pueden ocupar una fracción mayoritaria del conjunto.

Las zonas *D* se pueden analizar con análisis lineal, con el método del campo de tensiones estáticamente admisibles, mejor conocido como método de las *bielas y tirantes*, y con análisis no lineal.

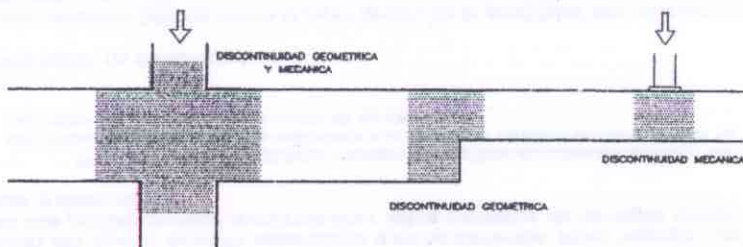


Figura 24.1 Tipos de discontinuidad

¹ Se denominan láminas aquellos elementos estructurales superficiales, de espesor pequeño en comparación con sus otras dimensiones, que, desde un punto de vista estático, se caracterizan por su comportamiento resistente tridimensional. Las láminas suelen estar solicitadas por esfuerzos combinados de membrana y de flexión, estando su respuesta estructural influida fundamentalmente por su forma geométrica, sus condiciones de borde y la naturaleza de la carga aplicada.

² No se admite el cálculo plástico para la determinación de esfuerzos en láminas, salvo que se justifique convenientemente su aplicación al caso particular estudiado.

³ Si no se posee experiencia acerca del proyecto y ejecución de láminas análogas al caso que se estudia, la utilización de un modelo experimental reducido puede complementar satisfactoriamente los estudios analíticos, permitiendo calibrar la bondad de las hipótesis simplificadoras planteadas.

⁴ Se entiende por regiones tipo *D* (regiones de discontinuidad geométrica o mecánica) donde deja de ser válida la teoría general de flexión, es decir, donde no es aplicable la suposición de ley plana de deformaciones, [el valor de momento flector y cortante siguen significando la resultante de tensiones, pero no sirven para deducir, con las reglas habituales, la armadura.]

El análisis lineal permite deducir las tensiones principales¹ y las deformaciones, y es válido tanto para comprobaciones de resistencia como de deformación.

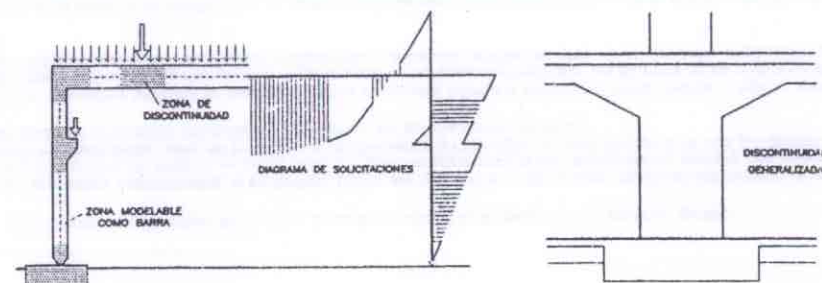


Figura 24.2 Amplitud de la discontinuidad

El método de las *bielas y tirantes* consiste en sustituir la parte de la estructura que constituya la región *D*, por una estructura de barras² articuladas, generalmente plana, que representa lo esencial de su comportamiento. El modelo³ debe dar cuenta de las solicitaciones obtenidas en la frontera de la zona⁴ *D*.

Con este modelo no se comprueban explícitamente las condiciones de servicio, en particular la fisuración, pero pueden considerarse satisfechas si se cumplen las condiciones del artículo 40.

25. ANÁLISIS EN EL TIEMPO

Para considerar los efectos estructurales de la fluencia, retracción y envejecimiento y, en su caso, de la relajación del pretensado, puede hacerse un análisis en el tiempo⁵, con un método⁶ paso a paso o método general, con el método del módulo ajustado a la edad, también conocido como método del coeficiente de envejecimiento, o con fórmulas simplificadas basadas en la aplicación del método del coeficiente de envejecimiento a casos particulares.⁷

¹ Las concentraciones de tensiones, como las que se dan en las esquinas o huecos, pueden redistribuirse teniendo en cuenta los efectos de la fisuración, reduciendo la rigidez en las zonas correspondientes.

² Las barras comprimidas se definen como *bielas* y representan la compresión del hormigón. Las barras traccionadas se denominan *tirantes* y representan las fuerzas de tracción de las armaduras.

³ El modelo, que supone comportamiento plástico perfecto, satisface los requisitos del teorema del límite inferior de la plasticidad, y el de unicidad.

⁴ Cuando se trate de una estructura con discontinuidad generalizada, el modelo debe dar cuenta de las acciones actuantes.

⁵ Debido a las deformaciones reológicas del hormigón, se producen variaciones en la deformación, que inducen cambios en el estado de tensión del hormigón y acero, en la distribución de solicitaciones entre las distintas secciones, y en la fecha.

⁶ En todos los métodos se admite que la fluencia es independiente de la retracción y que la deformación de fluencia es proporcional a la tensión que la produce, tanto para el hormigón en tracción no fisurado como en compresión, siempre que las tensiones de compresión no superen el 45% de la resistencia en el instante de aplicación de la carga.

⁷ [El anejo T contiene información más detallada acerca del análisis en el tiempo]

VI. DURABILIDAD

37.1 Generalidades

La durabilidad de un elemento de hormigón armado es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectado, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, función de la agresividad del ambiente,¹ y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los mecánicos.²

En el proyecto, los elementos estructurales se agruparán por tipos, identificando la clase general de exposición a la corrosión de las armaduras.³

Se procurará evitar el diseño de elementos especialmente agresivos por agua, reduciendo al mínimo la superficie mojada, por ejemplo disponiendo goterones, facilitando la rápida evacuación del agua, y evitando salpicaduras o encharcamientos sobre hormigón armado. Las cámaras que puedan producir condensaciones sobre elementos de hormigón armado, estarán ventiladas y drenadas.

Si se encomienda la durabilidad a elementos específicos de protección adicional, como pinturas, que poseen, por lo general, una vida inferior a la de la obra, conviene prever la manera de abordar el mantenimiento, reparación o reposición de las mismas.

37.2 Requisitos de durabilidad

Los requisitos básicos desde el punto de vista de la durabilidad son, el recubrimiento⁴ de las armaduras, y la relación de agua a cemento y el contenido mínimo de cemento del hormigón.

Para armaduras principales, el recubrimiento debe ser al menos igual al diámetro de la armadura,⁵ y a 0,8 veces el tamaño máximo del árido.⁶ Además se garantizará que, en ningún punto el recubrimiento sea inferior al valor de la tabla de la página siguiente, función del tipo de ambiente, para lo cual, en proyecto se especificará un recubrimiento nominal 10 mm mayor⁷ que será el que sirva de base para la elección del tamaño de separadores.

Se proyectarán separadores⁸ cada 50φ en general, (siendo φ el diámetro de la armadura) sin superar 100 cm, y al menos 3 por tramo de pieza, y a no más de 50 cm en enmallados superiores de losa o en ambos emparillados de muros de contención.

¹ [Los tipos de ambiente se definen en la versión original en el artículo 8.2]

² Como son las cargas o sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

³ En su caso, debe añadirse las específicas de otros procesos posibles de degradación química, heladas, o erosión, como es el caso de algunas construcciones industriales, pavimentos, construcciones marinas, etc.

⁴ Recubrimiento es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie del hormigón más cercana. [En algunos documentos, relativos a la resistencia a incendio, se denomina equivocadamente recubrimiento a la distancia entre el eje de la armadura y la cara exterior del hormigón]

⁵ En el caso de barras dobladas, el recubrimiento en dirección perpendicular al plano de la curva, será de al menos 2 diámetros.

⁶ Si la disposición dificulta el paso del hormigón, el valor se eleva a 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

⁷ Si el control es intenso, bastará 5 mm.

⁸ De material resistente a la alcalinidad del hormigón, no agresivos para el acero, impermeables, si son de hormigón o mortero, de características parejas a las del hormigón de la obra, y fácilmente enlazables al hormigón de la pieza. No deben ser de madera ni de material residual de la construcción, y si quedan vistos, tampoco metálicos.

Quando el recubrimiento resulte superior a 50 mm, deberá considerarse la conveniencia de colocar una malla de reparto en el medio del espesor de la zona traccionada, con una sección igual al 5% de dicha área.

En elementos hormigonados *contra* el terreno, el recubrimiento¹ será de 70 mm.

Ambiente	Descripción	Recubrimiento ²	Relación de agua a cemento	Contenido mínimo de cemento
I. No agresivo	Elementos de hormigón en masa	20 mm	< 0,65	200 kg/m ³
	Elementos en el interior de edificios, no sometidos a condensaciones ³			250 kg/m ³
Agresividad normal (carbonatación)				
II.b Humedad baja	Elementos de hormigón visto, protegidos de la acción directa de la lluvia en zonas con menos de 600 mm de precipitación media anual.	30 mm	< 3,55	300 kg/m ³
II.a Humedad alta ⁴	Elementos sometidos a humedades altas o condensaciones, tales como elementos en sótanos no ventilados, y aleros u hornigones en cubierta no revestidos, en zonas con más de 600 mm de agua de precipitación media anual, y elementos de cimentación <i>en contacto</i> con el terreno	25 mm	< 0,60	275 kg/m ³
Agresividad fuerte (corrosión por cloruros)				
III.a Ambiente marino	Hormigones vistos en zonas costeras (a menos de 5 km del mar)	35 mm	< 0,50	300 kg/m ³
IV. Piscinas	Elementos no impermeabilizados de vasos de piscina	35 mm	< 0,50	325 kg/m ³

La relación de agua a cemento y el contenido mínimo de cemento del hormigón⁵ se ajustarán a los valores de la tabla en función del tipo de ambiente.⁶ Además, el contenido total de cloruros en un hormigón armado debe ser inferior al 0,4% del peso del cemento.

¹ Si se dispone un hormigón de limpieza, bastará el recubrimiento prescrito con carácter general.

² En elementos prefabricados, o en láminas, puede ser 5 mm menor. En el caso particular [de forjados planos, como el] de viguetas de forjado, se podrá computar como recubrimiento el del revestimiento, siempre que éste sea compacto e impermeable, pero en todo caso el recubrimiento en hormigón no será inferior a 15 mm [en elementos prefabricados en instalación industrial fija y 20 mm en los hormigonados en obra]

³ [Los elementos situados en paredes o techos de cuartos húmedos ordinarios, como cocinas o baños, suelen poseer revestimientos, que por lo general, evitan la agresión del agua. Sin embargo, los situados en los suelos (de este tipo de habitaciones, sobre todo si alojan conducciones o desagües, acaban muchas veces sufriendo degradación por agua]

⁴ [Dado el sistema de clasificación, no es fácil interpolar para casos intermedios, aunque sí actuar del lado de la seguridad, adoptando siempre para hormigones a la intemperie las condiciones de II.b]

⁵ Se puede conseguir una constatación experimental de carácter indirecto del cumplimiento de estos requisitos a través del ensayo de impermeabilidad al agua (UNE 83309:90 ex), si la profundidad máxima resulta menor de 50 mm y la media no supera 30 mm.

⁶ Las adiciones permiten reducir el contenido de cemento propiamente dicho, pero en ningún caso puede bajarse de 200 kg/m³ para hormigón en masa o de 250 kg/m³ para armado.

VIII. DATOS DE LOS MATERIALES

38. ACERO

Los diagramas que relacionan la tensión con la deformación¹ del acero de las armaduras corrugadas, a tracción y compresión, son los siguientes:²

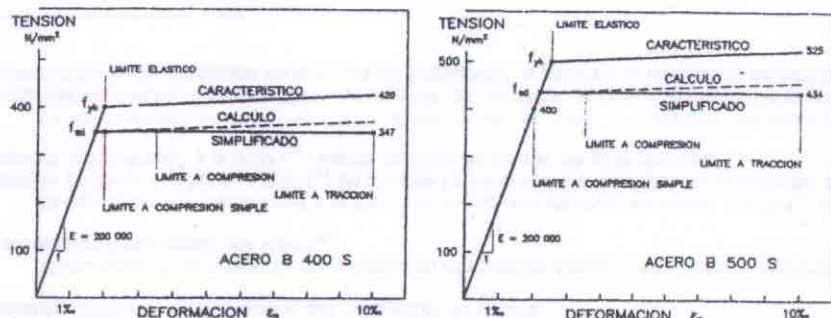


Figura 38.1 Diagramas de las armaduras pasivas

39. HORMIGÓN

El hormigón de cada elemento de la estructura se denominará con un código del tipo:

HA 25 / B / 20 / I

siendo:

- HA sigla de hormigón armado; HM en masa; HP pretensado
- 25 resistencia característica³ en N/mm²; para hormigón en masa puede usarse 20; para hormigón armado en edificación⁴ 25 o 30.
- B sigla de consistencia blanda, la recomendable en obras de arquitectura, o F si es fluida; no se recomienda ni S (seca) ni P (plástica)
- 20 tamaño máximo del árido⁵ en mm; en cimentación se usa 40 mm.
- I ambiente correspondiente a edificación en general; IIb hormigones vistos a la intemperie, IIIa cimentaciones y hormigones sometidos a agua de lluvia, IIIa vistos en zonas costeras, y IV en vasos de piscina.

¹ El diagrama característico es el que se adopta en los cálculos. Para deformaciones de tracción no mayores del 10‰, presenta un nivel de confianza del 95% con respecto a los resultados del ensayo tipificado en UNE 7474-1:92.

² Con control de acero de tipo reducido (ver artículo 90), la resistencia de cálculo se reduce por 0,75

³ La que se define en el proyecto se denomina *resistencia característica especificada* o *resistencia de proyecto*. La *resistencia característica real* es la correspondiente al cuantil del 5% en la distribución de resistencia obtenida en la obra. Las comprobaciones se refieren a la *resistencia característica estimada*, que se supone refleja bien el valor de la real, obtenida de manera que el 95% de las amasadas la superan. Garantizar esa probabilidad es el objeto del control en obra. Para menos de 20 amasadas, el cuantil del 5% corresponde al valor de la amasada de menor resistencia; por ello si no se ensayan todas, el valor característico es incluso inferior que el menor de todos los valores obtenidos.

⁴ Otros valores posibles son 35, 40, 45 y 50. Expresamente, las prescripciones de la instrucción no cubren los hormigones de más de 50 N/mm².

⁵ [Cuando el forjado es unidireccional, EF-98 obliga a 20 mm, lo que incluye también las vigas]

Los valores de resistencia¹ y módulo de elasticidad, en N/mm², son:²

Tipo de hormigón	HM20	HA25	HA30	en general
Resistencia característica a compresión	20	25	30	f_{ck}
Resistencia de cálculo a compresión ³	13	17	20	$f_{cd} = f_{ck}/1,5$
Resistencia característica a tracción inferior (5%)	1,5	1,8	2,0	$f_{ctk} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$
media	2,2	2,6	2,9	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
superior (95%)	2,9	3,3	3,7	$f_{ctk,0,95} = 0,39 \cdot f_{ck}^{2/3}$
Módulo tangente ⁴ a 28 días	27000	29000	31000	$E_{0,28} = 10000 \cdot (f_{cm})^{1/3}$
Módulo secante ⁵ a 28 días	23000	25000	26000	$E_{28} = 8500 \cdot (f_{cm})^{1/2}$

Para las comprobaciones de resistencia (estados límite últimos) de secciones sometidas a sollicitaciones normales, como resultante de la cabeza comprimida se adoptará la que se deduce de uno de los diagramas⁶ siguientes:

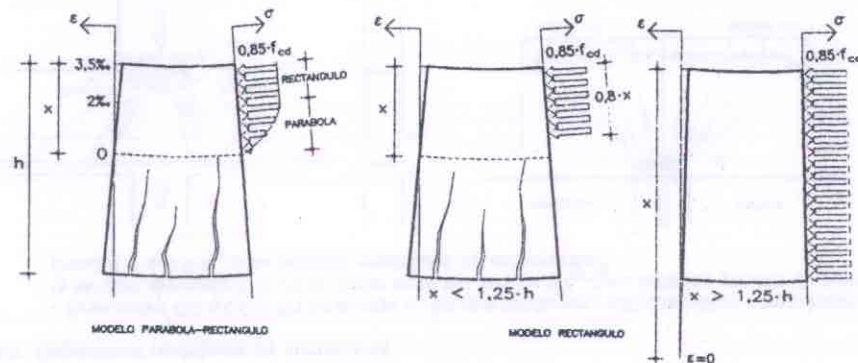


Figura 39.1 Diagramas del hormigón

Se puede prescindir⁷ de los efectos de la retracción⁸ cuando se trate de elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en suelos no excesivamente secos.

¹ A menos que haya ensayos al respecto.

² [Los valores en kN/cm² son 10 veces menores]

³ Se utiliza $f_{cd} = f_{ck}/1,3$ ante acción sísmica y $f_{cd} = f_{ck}/1,0$ ante incendio; si el control de hormigón es de tipo reducido (sin probetas; véase artículo 88), la resistencia de cálculo no puede superar 10 N/mm²

⁴ Para cargas instantáneas o rápidamente variables, en el origen, es decir a tensión nula. Los valores se han ajustado a una resistencia media, $f_{cm} = f_{ck} + 8$ N/mm²

⁵ Siempre que las tensiones de servicio no superen $0,45 \cdot f_t$ siendo t los días de edad del hormigón, [que es lo habitual]

⁶ [Los diagramas proporcionan una buena aproximación a la resultante y momento resultante de la cabeza comprimida, pero no intentan nada más, en particular no pueden reproducir el módulo de elasticidad o la deformabilidad de la sección]. Pueden usarse otros, como parabólicos, birectilíneos, trapezoidales, siempre que concuerden o se queden del lado de la seguridad del parábola-rectángulo.

⁷ [La norma NBE-AE-88, de acciones en edificios, indica que puede prescindirse de los efectos mecánicos de retracción y fluencia cuando se dispongan juntas a menos de 40 m, o 30 m si se trata de soportes de gran rigidez]

⁸ [En el anejo R se ofrece la formulación disponible para el cálculo de la retracción en hormigón, aunque no está especialmente pensada para el caso de obras de arquitectura]

IX. BIELAS Y TIRANTES

40. BIELAS Y TIRANTES

Con el modelo de *bielas y tirantes*,¹ debe comprobarse² que cada uno de los elementos tiene suficiente capacidad resistente, que los esfuerzos concurrentes están equilibrados, y que las armaduras pueden anclarse.

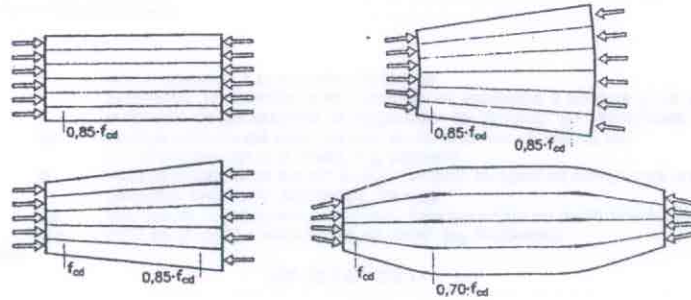


Figura 40.1 Bielas

40.1 Capacidad resistente de bielas y tirantes

La capacidad resistente de los tirantes constituidos por armaduras es igual a su capacidad resistente, producto de su sección por su tensión de cálculo.

Como capacidad resistente de las bielas en compresión simple puede tomarse el producto de su sección transversal por $0,85 \cdot f_{cd}$

Si hay fisuración transversal a la biela,³ la resistencia efectiva desciende a $0,70 \cdot f_{cd}$ para fisuración paralela a la biela, a $0,60 \cdot f_{cd}$ en caso de fisuración oblicua con fisuras controladas con armadura transversal,⁴ y a $0,40 \cdot f_{cd}$ cuando se trata de fisuras de gran abertura.⁵

Si hay armaduras interiores en la dirección de la biela, y armadura transversal o confinamiento suficiente para evitar el pandeo de las primeras, la capacidad de la biela podrá incrementarse en la capacidad de la armadura longitudinal, a partir de su resistencia de cálculo.⁶

¹ El modelo denominado de *bielas y tirantes* puede servir para explicar el comportamiento local del hormigón, tanto en regiones normales como D. Una *biela* es un campo de compresiones prismático, en abanico o en huso (figura 40.1). En hormigón armado, un *tirante* es, habitualmente, una armadura.

² Aunque las comprobaciones se refieren a estados límite últimos, se definen algunas limitaciones adicionales que constituyen, en la práctica, un control adecuado del estado de fisuración.

³ [Es decir, tracciones transversales]

⁴ Tal como sucede en el alma de las vigas sometidas a cortante.

⁵ Caso de elementos sometidos a tracción o alas traccionadas de sección en T.

⁶ Para acero B500S, si no se establecen explícitamente condiciones de compatibilidad, la resistencia de cálculo del acero en compresión se limita a 400 N/mm^2 [40 kN/cm^2]

Si la biela está confinada por armadura transversal, la capacidad resistente a compresión, para cargas estáticas, aumenta¹ por el factor:

$$k = 1 + 1,6 \cdot \alpha \cdot \omega$$

siendo:

α	factor a/b no mayor de 0,25
s	intervalo del armado transversal
b	dimensión transversal confinada de la biela
ω	capacidad mecánica relativa $n \cdot A_y / b \cdot s \cdot f_{yd} / f_{cd}$
n	número de ramas de confinado, sumando ambas direcciones
A_y	sección de la armadura de confinado

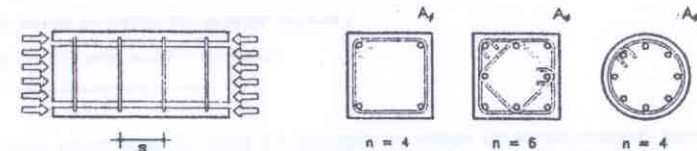


Figura 40.2 Confinamiento de bielas

40.2 Capacidad resistente de encuentros

- Encuentro CC o CCC. En los puntos en los que confluyen múltiples bielas comprimidas, la tensión en cualquiera de las caras debe ser inferior a f_{cd} para estados planos de compresión y a $3,3 \cdot f_{cd}$ para estados espaciales de compresión.²

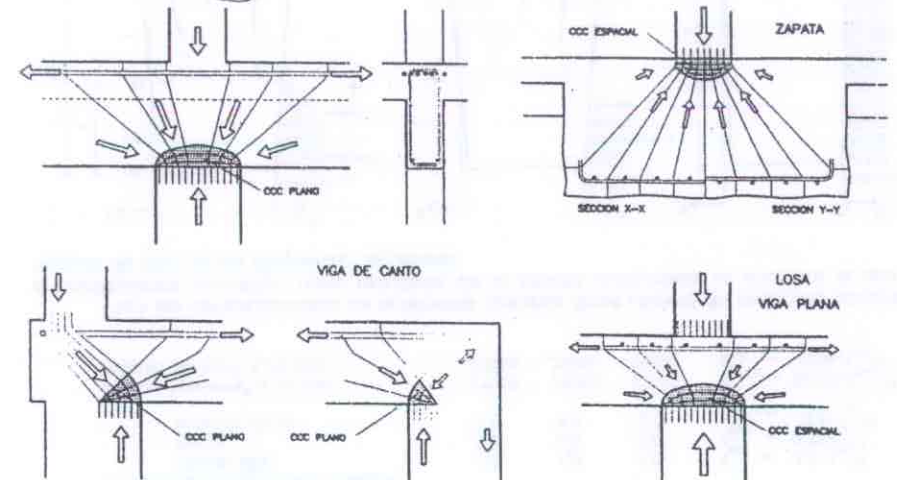


Figura 40.3 Nudo en multicompresión plana y espacial

¹ [Por ejemplo, una biela de hormigón HA25, de 0,20 por 0,20 m de sección transversal, confinada por cercos de $\phi 8/0,05$ de acero B500S, presenta un factor k de sobrerresistencia de 1,22. Con los estribos habituales de soportes rara vez se supera $k = 1,05$]

² [Zonas de este tipo con estado plano son, por ejemplo, las que se producen entre viga y soporte en un nudo interior; cuando la viga es interior y plana, existe un efecto espacial parcial; en el caso de forjados reticulados, losas o zapatas, el estado espacial es prácticamente completo]

- Encuentro CTT. En los puntos en los que una biela soporta el quiebro de una armadura doblada, debe cumplirse:²

$$C \leq b \cdot 2r \cdot \cos\theta \cdot f_{cd}$$

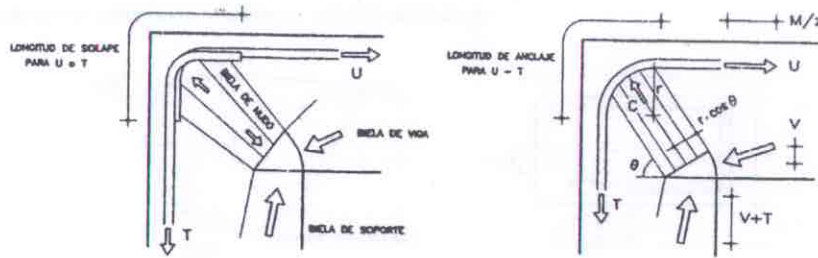


Figura 40.4 [Nudo extremo superior de un pórtico]

- Encuentro CCT. En zonas no confinadas en que dos bielas puzan una armadura, la tensión de compresión de la biela oblicua debe ser inferior³ a $0,70 \cdot f_{cd}$

Además, el desarrollo⁴ de la armadura en el encuentro debe poder dar cuenta, por anclaje, de la variación de la tracción a su paso y se anula, de toda la considerada en el cálculo.⁵

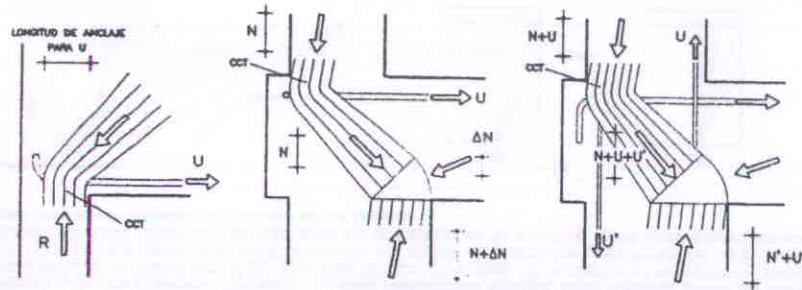


Figura 40.5 Encuentros tipo CCT

¹ Además, el desarrollo de la armadura en el encuentro debe poder dar cuenta, por adherencia, de la variación de tracción, [de valor $C \cdot (\cos\theta - \sin\theta)$]; si, como sucede en el caso de nudo de viga y soporte, se disponen dos armaduras solapadas, el desarrollo común debe poder dar cuenta, por anclaje, de toda la tracción de cualquiera de ellas. En el caso de $\phi 16$ de B500S sobre HA25, dicho desarrollo es del orden de 0,45 m, lo que generalmente exige que los gruesos de soporte y viga o losa superen ambos 0,25 m]

² [En el nudo extremo superior de un pórtico, no cabe, por aplastamiento de biela, un armado superior a $2\phi 16$ de B500S, si el hormigón es HA25; con los hormigones permitidos por la anterior norma, del orden de HA17 o HA20, no era posible superar $2\phi 12$]

³ [El hecho de que la biela debe dar cuenta, en componente vertical, de la compresión del soporte superior más la compresión de la armadura exterior, más la tracción de la armadura interior, que se ancla en su parte inferior, limita severamente la capacidad para dimensionar el soporte a base de armadura traccionada, sobre todo en el caso de cantos de viga pequeños, como suele ser el caso de las planas]

⁴ Si la tracción de la armadura se transforma, mediante un dispositivo, en compresión para el hormigón, el encuentro pasa a ser del tipo CCC.

⁵ [Si la armadura rodea la biela, o hay un dispositivo de anclaje, para que no se corte el hormigón, suponiendo para el hormigón un coeficiente de rozamiento de 1,0 debe cumplirse que $C > T$; con B500S, un lazo de $\phi 16$ o un dispositivo para $2\phi 16$ necesitan una compresión garantizada de 100 kN; en edificios eso exige de ordinario una planta por encima; un lazo de $\phi 20$ o un dispositivo de $2\phi 20$ necesitan 170 kN, lo que en general exige dos plantas]

X. COMPROBACIONES DE ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

41. EQUILIBRIO

En caso de grandes movimientos o deformaciones que pueden afectar al equilibrio (como vuelco o deslizamiento), debe comprobarse que los efectos de las acciones estabilizantes superan con creces los de las desestabilizantes.

42. FLEXIÓN MÁS COMPRESIÓN

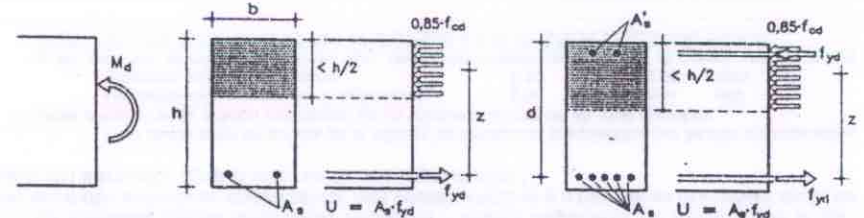
42.1 Principios generales

El cálculo de la sollicitación de agotamiento ante tensiones provocadas por la flexión y la compresión,¹ se obtendrá suponiendo² que:

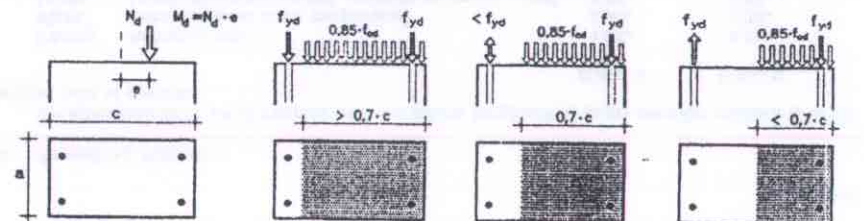
¹ [En concordancia con los criterios para sollicitaciones tangentes, la comprobación de la flexión de vigas deberá hacerse de ordinario sólo hasta la cara del soporte; si el grueso del elemento sustentante es importante, el modelo de bielas y tirantes aplicado al nudo puede deducir la existencia de un ligero aumento de tracción dentro del mismo]

² [A partir del modelo rectangular del artículo 39, la sollicitación de agotamiento de una sección se puede obtener:

I. FLEXIÓN SIMPLE: el hormigón responde con una tensión $0,85 \cdot f_{cd}$ en una profundidad no superior a la mitad más comprimida del canto de la sección; el acero traccionado responde con una tensión f_{yd} ; si hay acero comprimido, responde con una tensión f_{yd} . La capacidad mecánica a tracción es pues $U = M/z$, siendo z la distancia entre resultantes de tensiones de tracción y compresión. En primera aproximación puede tomarse $z = 0,8 \cdot h$. En el caso de que $U - 0,4 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$ sea positivo, conviene disponer armadura comprimida por valor de esa diferencia.



II. FLEXIÓN MÁS COMPRESIÓN: el hormigón responde con compresión $f = 0,80 \cdot f_{cd}$; si en más del 70% del canto, todas las armaduras responden con f_{yd} a compresión; si justamente en el 70% del canto, la armadura menos comprimida responde con una tensión entre f_{yd} a compresión y f_{yd} a tracción; si puede estar comprimido menos del 70% del canto, la armadura más comprimida responde con f_{yd} y la del borde opuesto con f_{yd} a tracción. En primera aproximación, para excentricidades $e = M/N$ pequeñas comparadas con el canto, se cumple $N + 2,5 \cdot M/c = \tau \cdot c \cdot f + U$. (Estas reglas son fácilmente generalizables a más de dos líneas de armaduras)



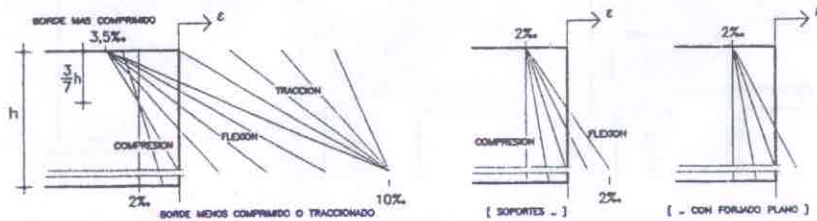
- las deformaciones de los puntos de la sección, que son las mismas para acero y para hormigón, siguen una ley plana,¹
- el agotamiento se caracteriza por el alcance de una deformación² del 10‰ en el acero traccionado o, en secciones parcialmente comprimidas, del 3,5‰ en el borde más comprimido o, en secciones totalmente comprimidas, del 2‰ a 3h/7 del borde más comprimido.³

42.2 Excentricidad mínima

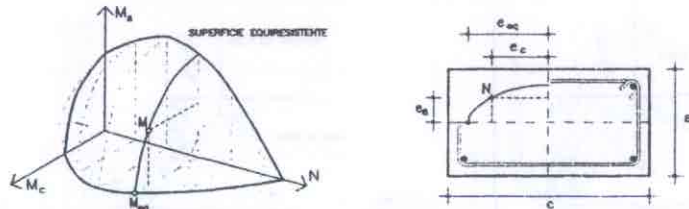
En soportes y elementos de función análoga, toda sección sometida a una sollicitación de compresión,⁴ debe ser capaz de soportarla⁵ con una *excentricidad mínima* de valor h/20 o de 0,02 m, contada a partir del centro de gravedad de la sección total, y en cualquier dirección.⁶

¹ Mientras la relación entre la distancia entre puntos de momento nulo y el canto total sea superior a 2

² Las condiciones corresponden a una de las siguientes situaciones, o *dominios de deformación*. [Debido al acoplamiento entre compresiones y flexiones, en piezas comprimidas esbeltas, como soportes, puede ser preferible limitar directamente la deformación al 2‰ en ambos bordes, sin apenas trascendencia en la capacidad resistente resultante. Con forjados planos, la limitación de tracción por anclaje de la armadura y por resistencia de la biela en el nudo, puede aconsejar prescindir casi totalmente de la tracción en la armadura, cambiando sustancialmente la capacidad para excentricidades comparables con el canto]



³ [Si la flexión es esviada, es decir, hay momentos en ambas direcciones, como suele suceder sistemáticamente en soportes de edificios, el problema puede traducirse a una flexión recta equivalente sobre el eje que tiene mayor excentricidad relativa al canto, sumando a ésta una fracción, entre el 60% y el 80% de la excentricidad relativa al lado que la tiene menor. Para pequeñas excentricidades y armadura simétrica, la generalización de la expresión de flexión recta es $N + 2,5 \cdot M_x/c + 1,5 \cdot M_y/a = a \cdot c \cdot f + U$]



⁴ Debido a la incertidumbre de la posición del punto de aplicación.

⁵ Con armadura transversal de confinamiento, el hormigón aumenta su resistencia (artículo 40.1) y sobre todo ductilidad, imprescindible para un comportamiento estructural satisfactorio.

⁶ [En obras de arquitectura ésta suele ser la condición que gobierna el cálculo de la armadura en la mayoría de los soportes; los momentos (o excentricidades) procedentes del cálculo de acciones verticales o viento sólo son relevantes en las dos o tres últimas plantas de soportes situados en los extremos de pórtico y, en algunos casos, de la última o, más raramente, de las dos últimas plantas de algunos soportes interiores]

42.3 Armadura mínima

En todo elemento se dispondrá una armadura longitudinal cuya sección relativa a la del hormigón sea al menos:

		B 400 S	B 500 S
Pilares ¹	Armadura total	4,0‰	4,0‰
Vigas ²	Armadura en el borde traccionado ³	3,3‰	2,8‰
Losas	Longitudinal o transversal, repartida en ambas caras ⁴	1,8‰	2,0‰
Muros ⁵	Vertical, en la cara traccionada ⁶	1,2‰	0,9‰
	Horizontal, repartida entre ambas caras ⁷	4,0‰	3,2‰

En soportes la armadura principal estará formada por un mínimo de 4 armaduras⁸ de al menos $\phi 12$, y la de cualquier borde está limitada a $A_s \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$

La armadura pasiva longitudinal resistente¹⁰ deberá disponerse de manera que la distancia entre dos armaduras consecutivas sea inferior a 0,35 m y a tres veces el espesor bruto de la parte del elemento, alma o alas, en la que vaya situada.¹¹

Para poder tener en cuenta en el cálculo las armaduras comprimidas por flexión o compresión, éstas deberán estar sujetas por cercos de un diámetro mínimo de $\phi 6$, que cumplan:

Diámetro de la armadura longitudinal	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 20$	$\phi 25$
Intervalo mínimo de cercos	0,18	0,24	0,30	0,35 m

y, en soportes, dichos cercos deben fijar, desde dos direcciones distintas, al menos una armadura longitudinal cada dos, y todas las que se dispongan a más de 0,15 m de distancia entre sí.

- ¹ Si están en tracción simple o compuesta, la sección debe ser al menos el 6‰ de la de hormigón.
- ² [Se supone que la sección relativa se refiere a la neta del nervio de la viga]
- ³ En general la cara inferior. Es recomendable que en los bordes comprimidos se disponga un 30% de la consignada. [La norma de acción sísmica suministra reglas adicionales más restrictivas]
- ⁴ No se aplica a las losas de cimentación.
- ⁵ El caso de muros de contención en ménsula, con una cara traccionada.
- ⁶ En la cara comprimida es recomendable una armadura 30% de la consignada [En muros de carga y, con frecuencia, en los de sótano, ambas caras están comprimidas]
- ⁷ En muros vistos por ambas caras, la mitad por cada una; si una no es vista, en la otra debe disponerse hasta 2/3 del total. Si se disponen juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, interrumpiendo la armadura horizontal, la armadura puede reducirse a la mitad de lo consignado. [Los muros de sótano funcionarán como vigas de gran canto en toda su longitud, lo que no permite interrumpir la armadura horizontal; el precepto se aplica sólo a los muros que pueden presentar comportamiento independiente entre tramos]
- ⁸ En sección rectangular; por 6 en secciones circulares.
- ⁹ [La limitación de armadura máxima no es demasiado relevante, toda vez que el óptimo se sitúa en torno a la mínima]. Además, la armadura de todo borde comprimido debe cumplir $A_s \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$ [que, para los hormigones contemplados aquí, queda cubierta por la prescripción general de armadura mínima].
- ¹⁰ Además, [para que la capacidad de la sección armada sea mayor que sin armar,] en todo borde traccionado la armadura debe cumplir $A_s \cdot f_{yd} \geq 0,25 \cdot f_{ct} \cdot W/h$, siendo W el módulo resistente respecto a la fibra más traccionada. [Para sección rectangular resulta $A_s \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot b \cdot h \cdot f_{ct}$, que con sección en T puede llegar a $A_s \cdot f_{yd} \geq 0,06 \cdot b \cdot h \cdot f_{ct}$; para los hormigones contemplados aquí, queda cubierta por la prescripción general de armadura mínima]
- ¹¹ [Las prescripciones sobre armadura mínima y máxima se traducen, con acero B500S, en:

Soportes	Longitudinal		Vigas	Traccionada mínima	Muros	vert. comprimida mínima		
	mínima	máxima						
0,25x0,25	4 ϕ 12	4 ϕ 20	0,20x0,40	2 ϕ 12	0,20	$\phi 6 / 0,25$		
0,25x0,40	4 ϕ 12	6 ϕ 20	0,20x0,60	3 ϕ 12	0,25	$\phi 6 / 0,25$		
0,25x0,60	6 ϕ 12	6 ϕ 25	0,25x0,50	2 ϕ 16	Losas	entre ambas caras mínima		
0,25x1,00	8 ϕ 12	10 ϕ 25	0,25x0,70	3 ϕ 16				
0,30x0,30	4 ϕ 12	6 ϕ 20	0,25x1,00	4 ϕ 16			0,10	$\phi 6 / 0,25$
0,30x0,50	6 ϕ 12	6 ϕ 25	0,30x0,50	2 ϕ 16			0,15	$\phi 6 / 0,15$
0,40x0,40	8 ϕ 12	10 ϕ 25	0,30x0,90	4 ϕ 16	0,20	$\phi 8 / 0,20$		

43. INESTABILIDAD

43.1 Generalidades

Todo soporte debe ser comprobado teniendo en cuenta la flexión provocada por el acoplamiento de la compresión¹ con la deformación transversal.²

Puede evitarse esta comprobación si el incremento del momento flector ocasionado por la deformación de primer orden, es inferior³ al 10% del momento de primer orden.

La comprobación general de una estructura debe justificar que, para las distintas combinaciones de acciones posibles, no presenta condiciones de inestabilidad global o a nivel de sus elementos, ni resulta sobrepasada la capacidad resistente de sus secciones.

43.2 Efectos intraslacionales

En las estructuras con sólo efectos intraslacionales⁴ el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse sobre la geometría original, no deformada, de la estructura. A partir de dichos esfuerzos, la comprobación de los efectos de segundo orden se hará sobre cada tramo de soporte,⁵ considerado como un soporte aislado.

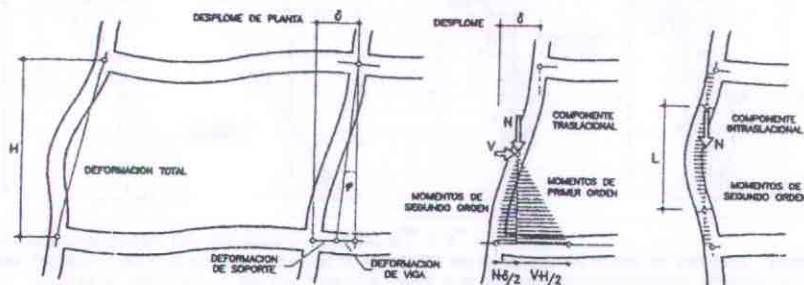


Figura 43.1 [Intraslacional y traslacional]

¹ Es lo que se denomina efectos de segundo orden.

² En piezas simples la función deformada puede aproximarse con un seno. [En estructuras de varias plantas no es posible encontrar una función manejable que de cuenta del cambio de posición de los puntos del soporte en toda la altura del edificio. En ese caso se puede proceder en dos niveles de profundidad, considerando inicialmente la incidencia del cambio de posición de los nudos con las vigas, o componente *traslacional* y en una segunda fase los efectos derivados de la deformación local de cada tramo, o componente *intraslacional*. En edificios es habitual que la componente traslacional sea despreciable]

³ [En edificios, siendo Δ el desplome de primer orden entre dos plantas sucesivas, ocasionado por las acciones que producen una compresión N y un cortante V en un soporte de altura H , la condición es $N \cdot \delta < 0,1 \cdot V \cdot H$]

⁴ Cuando los efectos de los desplazamientos transversales de los nudos extremos de las barras pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto [es decir, cuando los efectos de pandeo por desplome, o *traslacionales*, son imperceptibles]. Estos dos términos no corresponden a un criterio de clasificación de estructuras, sino de referencia de los modelos con los que el proyectista puede proceder a la comprobación de la estructura. [A pesar de esta advertencia de EHE, en el texto original se usan las expresiones de estructuras intraslacionales y traslacionales, referidas a cuando prepondera uno sólo de dichos efectos]

⁵ Si la esbeltez geométrica, L/h es menor de 10, no es preciso tener en cuenta los efectos del pandeo.

43.3 Efectos traslacionales

Los aspectos derivados de la traslacionalidad¹ se comprobarán según² 43.1

43.4 Soportes aislados

Los efectos de la inestabilidad local de un tramo de soporte, de sección y armado constante, con esbeltez geométrica L/h menor de 35, son los de un incremento de excentricidad con un máximo:

$$\Delta e = k \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_t) / 10 \cdot L^2 / h$$

siendo:

k	coeficiente ³	e_0	0,05-h	0,10-h	0,20-h	0,40-h	1,00-h	≥ 2 -h
		k	1,00	1,15	1,30	1,40	1,50	1,55
siendo e_0	la excentricidad de cálculo de primer orden equivalente, la de la sección donde se supone que se acaba produciendo la excentricidad máxima final; para cálculos intraslacionales en pórticos, sería una sección central, ⁴ adoptándose el valor $e_0 = 0,6 \cdot e_2 + 0,4 \cdot e_1$, pero no menor que $0,4 \cdot e_2$							
	siendo e_2 es la mayor excentricidad de primer orden en valor absoluto y e_1 la menor con signo relativo a la anterior, [ambas dentro de L]							

$\varepsilon_c - \varepsilon_t$ diferencia de deformaciones entre el borde más y menos comprimido⁵ en la situación que alcanzaría el soporte por inestabilidad,⁶ incluyendo, por fluencia, una duplicación del acortamiento del hormigón, de valor aproximado:

Excentricidad total ⁷	0,05-h	0,10-h	0,20-h	0,40-h	1,00-h	≥ 2 -h
Armadura mínima	2,4%	3,0%	4,0%	4,7%	5,8%	6,0%
Armadura máxima	1,6%	2,4%	3,4%	4,4%	5,5%	6,0%

¹ [En edificios ordinarios con soportes de hormigón, aun en los casos de vigas planas, con menos de ocho alturas, de acuerdo con los criterios del epígrafe anterior, los efectos de segundo orden derivados de la traslacionalidad suelen ser despreciables, por lo que la comprobación puede reducirse a los efectos intraslacionales]

² El pandeo traslacional, por desplome, se estudia a nivel de planta completa. En un movimiento de este tipo, la longitud de pandeo de un tramo interior de soporte en una estructura regular puede calcularse con la expresión:

$$L = H \cdot \sqrt{1 + 0,8 \cdot K/R}$$

siendo H la altura del tramo entre plantas

K la rigidez nominal del soporte l/H , y R la rigidez l/L de la viga.

Si las vigas a izquierda o derecha son diferentes, o si tomando el nudo superior o inferior se obtienen valores diferentes, debe interpolarse; en caso de soporte de extremo, con una sola viga, o de soporte de planta superior o de planta baja se puede deducir el valor por asimilación a un caso interior con igual rigidez en la conexión de los extremos.

[Como carga crítica del tramo del soporte se puede considerar $N_c = 10 \cdot E \cdot I / L^2$, tomando, para considerar los efectos de la fluencia, un valor de E mitad del indicado en el epígrafe 39, del orden de 1500 kN/cm². Si todos los soportes de la planta tienen la misma compresión y carga crítica, la inestabilidad a desplome por traslación equivale a una ampliación de los efectos de la acción horizontal, tal como la de viento, por el factor $k = N_c / (N_c - N)$. Si, como es usual, en cada soporte de la planta hay una compresión y un valor crítico diferentes, el factor pasa a ser $k = \sum N_c / (\sum N_c - \sum N)$. El lector podrá generalizar fácilmente la expresión al desplome por rotación. Para un cálculo preliminar, en pórticos de edificios, puede partirse de $k = 1,06$]

³ La fórmula es $k = 1,12 \cdot (1 + 20 \cdot e_0/h) / (1 + 10 \cdot e_0/h) / 1,45$ [aunque EHE no explica su fundamento]. El factor 1,12 corresponde al caso, más frecuente de armadura en las cuatro esquinas; para armadura perimetral sube a 1,18 y si la armadura se dispone toda ella sólo en las caras laterales, a 1,36

⁴ [En el artículo 52, de hormigón en masa, e_0 es la mayor en el tercio central, que resulta un valor muy similar] En elementos como el de la figura 43.2, el pandeo incrementa la excentricidad en el extremo, y por ello $e_0 = e_{max}$.

⁵ Cuando uno de los bordes está traccionado, [lo que sucede cuando la excentricidad supera del orden del sexto del lado], $\varepsilon_c - \varepsilon_t$ es la suma del acortamiento del borde comprimido y el alargamiento del traccionado. [El caso es raro en arquitectura]

⁶ [La situación de agotamiento por pandeo viene definida por el ablandamiento del borde más comprimido, un acortamiento del orden del 2%, y a un valor en el borde opuesto que oscila desde el mismo en compresión simple, hasta el 2% a tracción en el caso de mucha excentricidad. Sin contar con la fluencia, el valor oscilaría de 0% a 4%; considerando fluencia, el rango se amplía al 6%. En la versión original de EHE se propone un valor fijo, de 6,1% para acero B500S y 5,7% para acero B400S, correspondiente al caso péximo, de excentricidades muy grandes]

⁷ [Puesto que el valor depende a su vez de la excentricidad final que resulte del cálculo, se está ante un círculo vicioso. En edificios, adoptar el valor péximo no es razonable; puesto que las excentricidades habituales se encuentran en la banda de 0,1-h a 0,2-h y rara vez llegan a 0,4-h, para un tanteo preliminar, puede partirse de 3,5%]

L longitud de pandeo del tramo de soporte, considerando los extremos como fijos, de valor $L = H \cdot (1 - 0,5 \cdot k)$, siendo k la relación de la suma de rigideces de las vigas que acometen al soporte, respecto a la total de vigas y soportes que concurren en ese extremo; si el valor es diferente en ambos extremos, puede tomarse un valor intermedio; del lado de la seguridad se puede suponer $L = H$

h canto del soporte en la dirección analizada

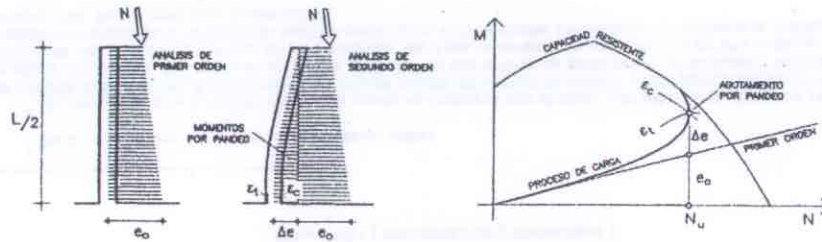


Figura 43.2 [Efectos de segundo orden]

El tramo de soporte se comprobará para una ley de excentricidades iguales a las de primer orden, más una ley sinusoidal con máximo Δe en el centro de la luz de pandeo,¹ pudiendo tomar como máximo en esa zona,² el valor: $e_{tot} = e_0 + \Delta e$

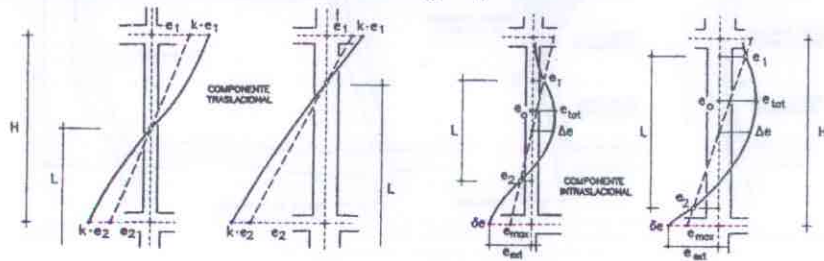


Figura 43.3 [Excentricidad por pandeo]

En elementos con compresión esviada, primero se incrementa la excentricidad de cada dirección, operando independientemente en cada una de ellas.³ Posteriormente se comprueba cada sección para la compresión esviada que resulta. Si en un lado, la excentricidad relativa a su canto es menor que la cuarta parte de la del otro eje respecto al suyo, puede despreciarse.

¹ Fuera de la luz de pandeo, la excentricidad se extrapola con la misma ley seno. En esa zona el máximo se presenta en el extremo del tramo, con valor $e_{ext} = e_{max} + \Delta e$, siendo:

L/H	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,0
$\Delta e / \Delta e$	0,0	0,2	0,4	0,7	0,9	1,0

que, sólo cuando $L/H < 0,8$ y para esbeltas bajas, tiene posibilidades de ser mayor que e_{tot} . Para este propósito no es segura la simplificación de $L = H$. En cualquier caso, por equilibrio, el incremento de momento en extremos de soportes debe ser añadido en las vigas o piezas que concurren en ese punto]

² Para el caso, usual en edificios, en que $e_1 = -e_2$ y $e_0 = 0,4 \cdot e_2$ resulta e_{tot}/h :

L/h	e_{max}/h	0,05	0,10	0,20	0,30	0,50
14	0,06	-	-	-	-	-
17	0,07	0,13	-	-	-	-
20	0,12	0,18	0,26	0,34	-	-
25	0,28	0,30	0,39	0,45	0,61	-

lo que significa que, en obras de arquitectura, en las que la altura entre plantas es del orden de 3,0 m y el lado mínimo del soporte es 0,25 m, puede prescindirse del pandeo]

³ El incremento se obtiene a partir de un valor e_{c-z} , deducido del estado de sollicitación en esa dirección, menor que el señalado para flexión recta. En la versión original de EHE no aclara exactamente cómo hay que proceder]

44. CORTANTE

44.1 Generalidades

Como método general, fuera de los casos considerados expresamente en este apartado, para comprobar secciones sometidas a tensiones tangenciales puede usarse el método de *bielas y tirantes*.

En elementos lineales¹ o losas,² la sección de cálculo es la real.³

Como esfuerzo cortante *efectivo* se tomará el obtenido a partir del análisis de la estructura, menos, en piezas de canto variable, la componente, perpendicular a la directriz adoptada, de las tensiones de compresión y tracción de la sección, y en el caso de piezas con pretensado curvo, menos el valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado perpendicular a la directriz.

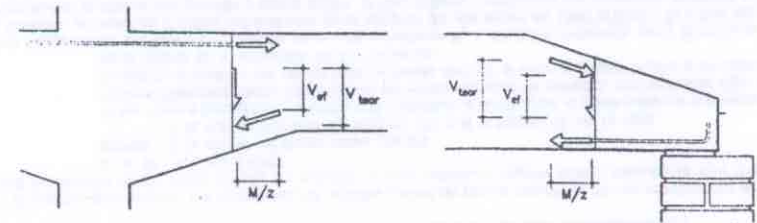


Figura 44.1 [Esfuerzo cortante efectivo]

La seguridad a cortante exige comprobar, 1) que hay suficientes estribos para soportar la tracción de alma, 2) que la sección es suficiente para evitar el agotamiento por compresión oblicua, y 3) que la armadura de flexión se prolonga lo bastante para resistir las tracciones longitudinales asociadas a la solución de estribos.

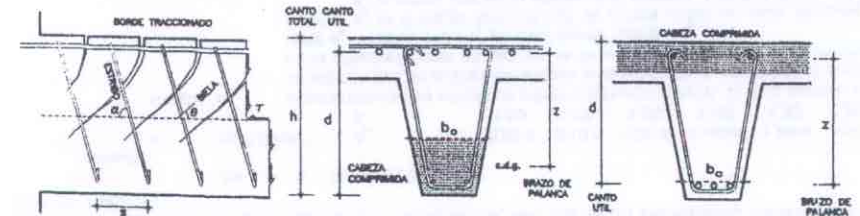


Figura 44.2 [Etribado de secciones]

¹ Se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es superior a dos veces su canto total, y cuya anchura no supera cinco veces dicho canto.

² Son los elementos superficiales planos de sección llena o aligerada, cargados perpendicularmente a su plano.

³ Deduciendo la mitad de los huecos de conductos de pretensado interesados por el corte, aun cuando estén llenos del producto de inyección.

44.2 Cálculo de estribos

Si el cortante efectivo cumple que:

$$V_d \leq f_{cv} \cdot b_o \cdot d$$

no es necesario disponer estribos; en otro caso la sección estribada debe satisfacer:

$$V_d \leq 0,8 \cdot f_{cv} \cdot b_o \cdot d + A \cdot f_{yd} \cdot z$$

siendo:

V_d	cortante efectivo en secciones alejadas más de un canto útil, d , de la cara del apoyo, ¹							
f_{cv}	resistencia virtual de cálculo a tensión tangencial del hormigón, función del canto de la pieza y de la sección relativa de la armadura longitudinal efectiva de flexión, A_s , de la sección analizada, ² que para hormigón HA25 es: ³							
	Canto h	0,15	0,20	0,25	0,30	0,45	0,80	m
	$A_s/b_o \cdot d$							
	5‰	0,7	0,6	0,6	0,5	0,5	0,4	
	10‰	0,8	0,7	0,7	0,7	0,6	0,5	
	≥ 20‰	1,0	0,9	0,9	0,8	0,8	0,7	N/mm ²
b_o	ancho mínimo ⁴ de la parte traccionada de la sección ⁵							
d	canto mecánico útil; salvo cálculos más precisos $d = 0,9 \cdot h$							
A	sección total de las ramas de estribos, por unidad de longitud de la directriz; ⁶ con estribos oblicuos en la dirección adecuada, el sumando se multiplica por: ⁷							
	α	90°	75°	60°	45°			
	factor ⁸	1,00	1,22	1,37	1,41			
f_{yd}	resistencia de cálculo del acero de los estribos							
z	brazo de palanca de la sección; salvo cálculos más precisos $z = 0,9 \cdot d = 0,8 \cdot h$							

¹ [Si en las inmediaciones del apoyo existe una fuerza local, proveniente de un elemento de porte parecido al canto de la viga, puede ser conveniente un análisis de la capacidad resistente a través del modelo de Bielas y Tirantes]

² Los valores proceden de la expresión general $f_{cv} = 0,12 \cdot k \cdot f_v$

siendo:

k factor de valor $1 + v(0,20/d)$ con d en m
 f_v tensión en N/mm² de valor $(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$ con f_{ck} en N/mm²
 siendo ρ relación entre la sección de la armadura longitudinal pasiva efectivamente traccionada, y la sección del nervio $b_o \cdot d$, pero no mayor que 0,02
 si hay pretensado, a la sección de la armadura longitudinal se suma la de pretensar, ponderada con la relación de resistencias de cálculo de ambos aceros.

³ Para hormigón HM20 el valor es 0,9 del consignado; para HA30 es 1,1 veces el consignado [Los valores en kN/cm² son diez veces menores]

⁴ [En caso de apoyo extremo, como ancho a una distancia a de la cara del apoyo no puede tomarse una cantidad superior al del soporte más 2- a ; el caso es típico con vigas planas, sobre todo con soportes metálicos. Alternativamente, el análisis a menos distancia que 2- d puede hacerse con la formulación del punzonado]

⁵ Cuando la sección presenta, a nivel de la fibra neutra, tensiones netas, como cuando hay pretensado, el primer sumando de la capacidad se modifica por un factor β de valor:

si $0,5 < 1/tg\theta < 1/tg\theta_0$ $\beta = (2/tg\theta - 1)/(2/tg\theta_0 - 1)$; si $1/tg\theta < 1/tg\theta_0 < 2$ $\beta = (1/tg\theta - 2)/(1/tg\theta_0 - 2)$
 siendo: θ ángulo de inclinación de las bielas; en general 45°
 θ_0 ángulo de inclinación de las posibles fisuras oblicuas, de valor $1/tg\theta_0 = \sqrt{(1 - \sigma_{ad}/\sigma_{ck})}$ limitado a valores entre 0,5 y 2,0
 siendo σ_{ad} la tracción de cálculo paralela a la directriz, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad, y suponiendo hormigón no fisurado
 σ_{ck} resistencia de proyecto a tracción del hormigón

si, además, existen tracciones σ_{cd} paralelas al cortante, $1/tg\theta_0 = \sqrt{(f_{ct,k}^2 - f_{ct,k}(\sigma_{ad} + \sigma_{cd}) + \sigma_{ad}\sigma_{cd}) / (f_{ct,k} - \sigma_{ad})}$
 En las zonas extremas de piezas pretensadas, sobre todo con armaduras pretensas adherentes, debe tenerse en cuenta que la fuerza de pretensado, y las tensiones de compresión, se introducen gradualmente.

⁶ [Si en la sección existen n ramas verticales de estribos, de diámetro ϕ , el valor es $A = n \cdot A_s/s$ siendo s el intervalo entre estribos sucesivos. Para el primero, o en el caso de una barra doblada, s es la distancia a la cara del apoyo]

⁷ Si hay varias familias intercaladas, cada una con un ángulo distinto, el segundo sumando es un sumatorio.

⁸ La expresión general del factor es: $\sin \alpha / (1/tg\alpha + 1/tg\theta)$

44.3 Capacidad máxima a cortante

Disponiendo estribos perpendiculares a la directriz, por agotamiento a compresión oblicua de la biela del alma, el cortante efectivo está limitado a:

si $s < 0,3 \cdot d$	$V_d \leq 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$
si no, pero $s < 0,6 \cdot d$	$V_d \leq 0,20 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$
si no, pero $s < 0,8 \cdot d$	$V_d \leq 0,06 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$

siendo:

s intervalo entre estribos
 d canto mecánico útil de la sección; salvo cálculos más precisos, $d = 0,9 \cdot h$
 V_d cortante efectivo en secciones hasta la misma cara del apoyo²
 f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón a compresión
 b_o anchura mínimo³ de la parte traccionada de la sección, descontando huecos, si los hay.

disponiendo estribos oblicuos, en la dirección adecuada, la capacidad se multiplica por:⁴

α	90°	75°	60°	45°
factor ⁵	1,00	1,25	1,60	2,00

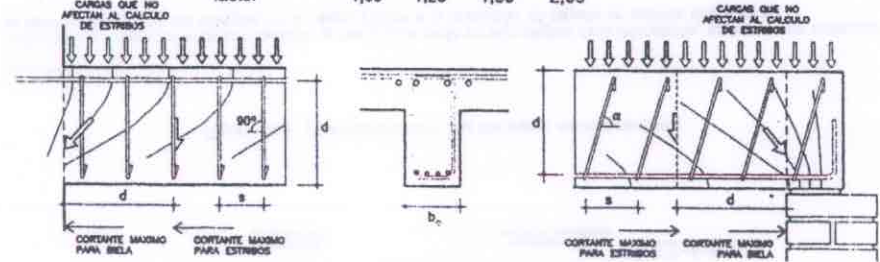


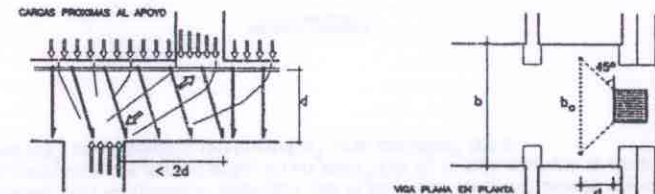
Figura 44.3 Comprobaciones de cortante

¹ [Para HA25 los valores son:

si $s < 0,3 \cdot d$	$V_d / b_o \cdot d \leq 5,0$ N/mm ²
si no, pero $s < 0,6 \cdot d$	$V_d / b_o \cdot d \leq 3,3$ N/mm ²
si no, pero $s < 0,8 \cdot d$	$V_d / b_o \cdot d \leq 1,0$ N/mm ²

Comparados con los valores de f_{cv} se concluye que los estribos que se dispongan a intervalos del orden de 0,8- d son testimoniales, resistiendo la sección casi lo mismo que sin ellos. En la práctica no hay ganancia sensible de capacidad a cortante hasta que los estribos se dispongan a intervalos menores de 0,5- h . Disponiéndolos muy rápidos, la sección puede hasta septuplicar la capacidad que tiene sin estribos (el valor es orientativo)]

² [Si en las inmediaciones del apoyo existe una fuerza local, proveniente de un elemento de porte parecido al canto de la viga, puede ser conveniente un análisis de la capacidad resistente a través del modelo de Bielas y Tirantes]



³ [En caso de apoyo extremo, como ancho junto a la cara del apoyo no puede tomarse una cantidad superior a la del soporte; el caso es típico con vigas planas, sobre todo con soportes metálicos. Alternativamente, el análisis de capacidad por biela comprimida puede hacerse con la formulación del punzonado]

⁴ Si hay varias familias intercaladas, cada una con un ángulo distinto, la capacidad es el promedio de la correspondiente a cada una, ponderada con la sección de su estribado.

⁵ La expresión general de dicho factor es: $2 \cdot (1/tg\theta + 1/tg\alpha) / (1 + 1/tg\theta)$
 siendo: θ ángulo de las bielas de compresión del hormigón con la directriz;
 se admite un valor tal que $0,5 < tg\theta < 2,0$ y por lo general $tg\theta = 1,0$ es decir $\theta = 45^\circ$

α inclinación de los estribos, menor, o a lo sumo de 90°

44.4 Disposición de estribos

Aunque no lo necesite por cálculo, todo elemento lineal debe llevar armaduras en las caras laterales del alma¹ y ancladas en una y otra cabeza. La sección total de dicha armadura transversal será al menos² 0,7% de $b \cdot s$. Como poco un tercio de la armadura necesaria por cortante, y al menos la mínima indicada, se dispondrá en forma de estribos que formen un ángulo de 90° con el eje de la viga.³

Para que sean computables a cortante, el intervalo de estribos⁴ a lo largo de la directriz no debe exceder⁵ de 0,80·d ni de 0,30 m.

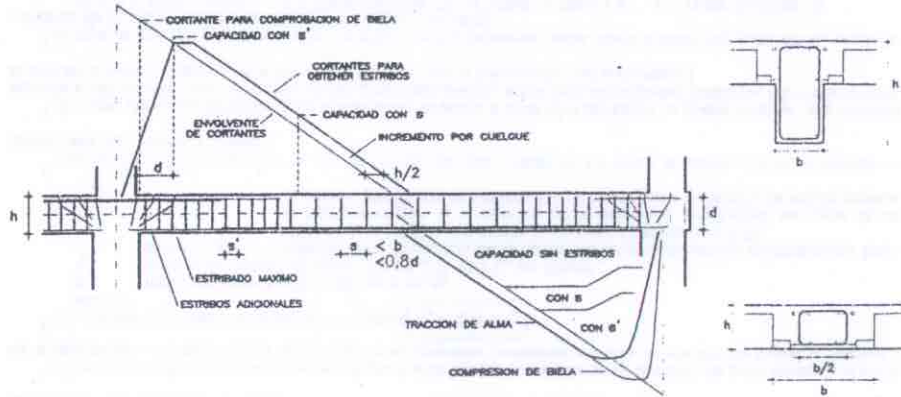


Figura 44.4 [Disposición de estribos]

En todos los casos se prolongará la colocación de cercos o estribos⁶ en una longitud de medio canto más allá de la sección en la que teóricamente dejan de ser necesarios.⁷

¹ [En el caso de nervios de forjados con bovedillas, o de vigas planas, (intermedias entre vigas y losa) no queda claro que deban llevar armadura transversal si no la necesitan, y por supuesto no se puede disponer ligada a las caras laterales, que, como tales, no existen. En vigas planas la mejor disposición de estribos es aquella en que el ancho de la jaula promedia el ancho de hormigón que cada rama cubre a uno y otro lado de la misma; para estribos de dos ramas, lo ideal es un ancho de jaula del orden de la mitad del de la viga.]

² La expresión general es $\sum A_s \cdot f_{yd} / s \cdot \alpha \geq 0,02 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot s$. El valor consignado corresponde al habitual de una sola familia de estribos perpendiculares, acero B500S y hormigón HA25. [En ese caso, estribos de 2 ramas de $\phi 8/0,20$ cubren anchos de hasta 0,5 m; de $\phi 8/0,15$ hasta 0,70 m y de $\phi 8/0,10$ hasta 1,0 m.]

³ [Salvo que el signo del cortante sea sistemáticamente el mismo ante cualquier combinación de acciones, como sucede cuando está forzado por una carga local permanente, próxima al apoyo, por ejemplo, en vigas que desvían o aporan soportes. En ese caso, para aliviar la compresión de la biela oblicua de alma, incluso es recomendable que los estribos se dispongan oblicuos en la dirección adecuada. Con estribos oblicuos y tupidos la sección puede multiplicar por 14 la capacidad resistente del hormigón sin estribar]

⁴ Para controlar la fisuración del alma, en 48.3 hay restricciones adicionales al intervalo entre estribos. Si existe armadura longitudinal que se desea computar a compresión, los estribos están limitados además por 42.3.1. [La norma de acción sísmica impone restricciones más severas en caso de tener que considerarla]

⁵ Para alcanzar el máximo valor de capacidad a cortante de entre los indicados, además el intervalo no debe sobrepasar 0,20 m.

⁶ [Puesto que en las inmediaciones del soporte, por punzonado, sólo son efectivas las ramas próximas al mismo, en vigas planas no resulta conveniente la disposición de estribos de tres ramas. Con dos ramas puede cubrirse anchos de vigas planas de hasta 0,70 m. Para anchos mayores es preferible acudir a cuatro ramas]

⁷ [Esta prescripción equivale a cubrir la totalidad de los efectos de tracción vertical de suspensión o cuelgue. Como dicho fenómeno sucede, en régimen de momentos positivos, cuando la carga acomete por debajo de la línea neutra, y en régimen de momentos negativos cuando lo hace bajo la armadura superior, en la práctica es casi imposible de]

En los extremos de la pieza, los cercos o estribos se llevarán hasta la cara del elemento sustentante.¹

44.5 Armadura longitudinal

La tracción longitudinal originada por el esfuerzo cortante² puede soportarse incrementando la producida por el momento, en un valor³ $0,5 \cdot V_d$ lo que equivale a *desplazar* el diagrama de momentos⁴ en el sentido desfavorable⁵ una cantidad⁶ $0,5 \cdot z$.

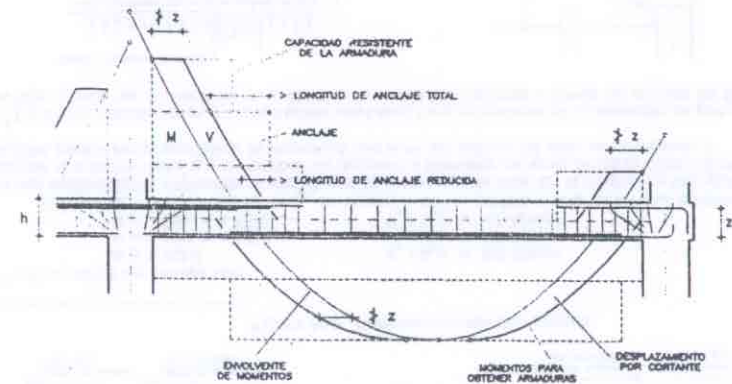


Figura 44.5 [Desplazamiento del diagrama de momentos]

evitar, y de ahí la prescripción con carácter general. Que, en la versión original de la instrucción, aparezca por separado la advertencia acerca del cuelgue de la carga, induce a la confusión de tenerla en cuenta dos veces]

¹ [Si el ancho de la viga plana es superior al del soporte, conviene que los estribos de la viga pasen a través del nudo. Si las vigas son de descuelgue y los soportes de hormigón, suele ser conveniente que sea el estribado del soporte el que se prolongue en el interior del nudo]

² [Si se dispone armadura de piel, recomendable a partir de 0,50 m de canto, su peso puede descontarse del necesario para la prolongación que se cita]

³ El valor corresponde a una sola familia de estribos perpendiculares a la directriz, [soportando la totalidad del cortante]. La regla general para estribos oblicuos sería $0,5 \cdot V_d \cdot (1/\alpha \theta - 1/\alpha)$

⁴ [En rigor, para cada armadura, el diagrama debe desplazarse además la distancia de esa armadura a la rama de estribo más próxima; dicho matiz es sobre todo importante en el caso de vigas planas]

⁵ [El desplazamiento no implica aumento del momento máximo en la cara del elemento sustentante]

⁶ [El valor corresponde a estribos infinitamente tupidos; con estribos discretos de intervalo igual a z, (en la práctica, testimoniales), la cantidad aumenta en $\alpha/2$; de ahí la regla usual, segura, de desplazar la gráfica un brazo de palanca. En ausencia de armadura de piel, el valor exacto es $(0,5 \cdot d(1-\alpha \theta) + \alpha/2) \cdot (1 - f_{ct} \cdot b \cdot d / V_d)$, que tabulado arroja:

$V_d / f_{ct} \cdot b \cdot d$	α	0,8·d	90°	75°	90°	75°	60°
6	-	-	-	-	0,5·d	0,4·d	0,3·d
3	-	-	0,5·d	0,4·d	0,4·d	0,3·d	0,2·d
2	-	0,5·d	0,4·d	0,3·d	0,3·d	0,2·d	0,2·d
1	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

44.6 Rasante de ala

En las piezas con sección en te, podrá considerarse que el esfuerzo rasante entre nervio y alas se reparte de manera uniforme en la longitud de viga sometida a momentos y cortantes del mismo signo.¹

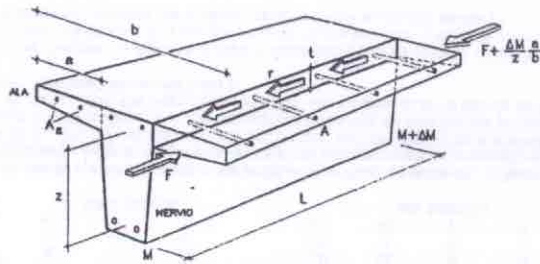


Figura 44.6 Piezas en te

El esfuerzo rasante, r_d por unidad de longitud de viga,² debe cumplir:

ala comprimida $r_d \leq 0,30 \cdot f_{cd} \cdot t$
 ala traccionada $r_d \leq 0,20 \cdot f_{cd} \cdot t$
 en cualquier caso $r_d \leq A_t \cdot f_{yd}$

siendo:
 t
 f_{cd}
 A_t

el grueso del ala en su conexión al alma
 la resistencia del acero de la armadura ortogonal de cosido de nervio con alas,
 sección de la armadura perpendicular al plano de unión entre ala a alma, por unidad de longitud de viga.

Si, entre alas y alma, hay rasante combinado con flexión transversal de ala, se calcularán las armaduras necesarias por ambos conceptos, y se dispondrá la mayor de las dos.³

45. TORSIÓN

Cuando, en elementos lineales,⁴ la torsión proceda únicamente de consideraciones de compatibilidad de elementos,⁵ y la estabilidad de la estructura no dependa de la resistencia a torsión de los mismos, no será necesario considerarla.⁶

¹ [Eso significa que en vigas apoyadas se podrán considerar dos zonas, partiendo la pieza por el punto de momento máximo, mientras que en las interiores, con ambos extremos en continuidad, se deberán tomar cuatro, partiendo por puntos de momento nulo y máximo]

² [Si la longitud entre los puntos de momento nulo y el máximo positivo, M, es L, para un ancho total b y un vuelo de ala a, en primera aproximación, el esfuerzo rasante vale $r = M/z \cdot L \cdot a/b$. Cuando el intervalo está sometido a momentos negativos, si en el ala se dispone una armadura A y la total es A_t resulta $r = M/z \cdot L \cdot A/A_t$]

³ [Aunque el precepto pueda resultar abstruso, la típica armadura de negativos de viguetas ayuda sobremanera a que en la sección de la viga, tanto plana como de descuelgue, colabore eficazmente una apreciable anchura de la capa superior del forjado]

⁴ [El análisis de elementos superficiales arroja momentos del tipo m_x , m_y y m_{xy} ; los últimos pueden aparecer denominados torsiones, término algo equívoco, ya que proceden de un par de rasantes, y pueden traducirse a flexiones]

⁵ Cuando la torsión está involucrada en el equilibrio, debe ineludiblemente tenerse en cuenta. [El anejo T incluye las prescripciones de la comprobación a torsión]

⁶ Habrá que tener siempre en cuenta el posible incremento de esfuerzos que puede provocar en el resto de la estructura la pérdida de rigidez a torsión de cualquiera de sus elementos. Además el artículo 49 establece armaduras mínimas para evitar una fisuración excesiva.

46. PUNZONADO

Deben comprobarse a punzonado los puntos en que una viga descansa sobre un soporte de ancho mucho menor que el suyo propio, como cuando ésta es plana y rodea al soporte o en el caso de losas, o cuando una carga puntual acomete a un forjado o losa.

Al ras del área cargada, debe verificarse que:

$$R_d \leq 0,30 \cdot f_{cd} \cdot u_o \cdot d_o$$

siendo:

R_d para acciones, el valor de la carga puntual;¹ para reacciones, el de la carga que acomete al soporte desde la losa²
 u_o perímetro crítico por agotamiento de biela oblicua, el mínimo en torno al soporte o área cargada,³ excluyendo los lados paralelos al borde, y en los perpendiculares al borde tomando no más de 1,5·d desde la cara interior; véase figura 46.1
 d_o canto útil de la losa en el borde del perímetro crítico,⁴ [semisuma de los de ambas direcciones si son diferentes]

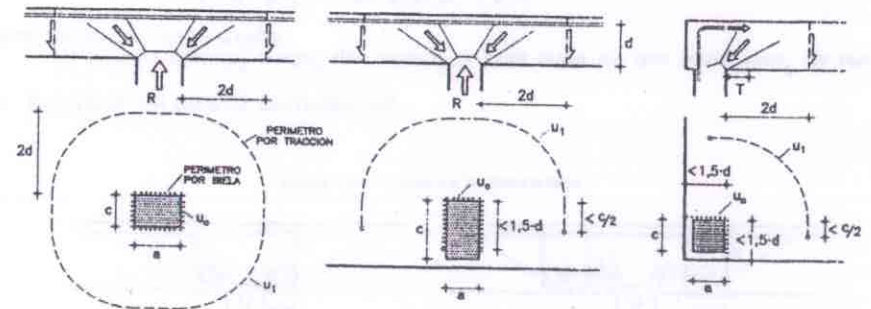


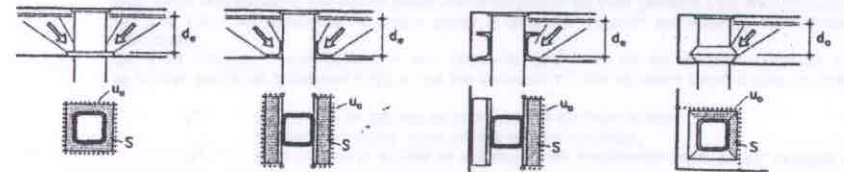
Figura 46.1 Secciones críticas a punzonado

¹ En zapatas se puede descontar toda la reacción del suelo dentro del perímetro crítico, pero añadiendo el peso propio de la zapata.

² Para tener en cuenta los efectos de excentricidad, si hay momentos entre soporte y losa, se tomará 1,15 veces la carga en soportes interiores, 1,40 veces la carga en soportes de borde, y 1,50 veces la carga en soportes de esquina.

³ [Si, como con soportes metálicos, el enlace de losa y fuste se realiza a través de un dispositivo, tal como una chapa, angular o perfil, el perímetro u_o se refiere al del perfil o chapa por donde acomete carga]

⁴ [En el caso de dispositivos de conexión metálicos, el canto d_o es el que existe desde el plano de acometida de la carga y la cara superior del hormigón, con frecuencia menor que el propio canto útil, d, e la losa.



Además, en ese caso, dentro del perímetro crítico debe existir suficiente superficie para recoger la carga sin sobrepasar la resistencia del hormigón, de manera que $R_o \leq f_{cd} \cdot S$ (lo que exige una entrega libre en proyección vertical del orden de 0,3·d_o) y posteriormente hay que comprobar que el dispositivo resiste las sollicitaciones provenientes de dicha carga, y que los enlaces del dispositivo al fuste son igualmente eficaces para ello. Estas suelen ser las condiciones que gobiernan el diseño de engarces de losa y soporte]

Además, para no necesitar armadura de punzonado debe verificarse¹ que:

$$R_d \leq f_{cv} \cdot u_1 \cdot d_1$$

siendo:

- R_d carga que atraviesa el perímetro crítico u_1 en las losas igual a la reacción del soporte menos la carga actuante dentro de dicho perímetro
- f_{cv} el valor de resistencia de cálculo virtual a tensión tangencial, definida en 44.2, función de la armadura dispuesta a no más de $3 \cdot d_1$ a cada lado del soporte, y adoptando, como sección relativa, la media geométrica de los valores que resulten en ambas direcciones en planta.
- u_1 perímetro crítico por tracción, el mínimo² en torno al soporte o área cargada, a distancia no superior³ a $2 \cdot d_1$, tomando, en los trazos perpendiculares a un borde,⁴ no más de medio lado del área cargada, ni de $1,5 \cdot d_1$; véase figura 46.1
- d_1 canto útil en el perímetro crítico u_1

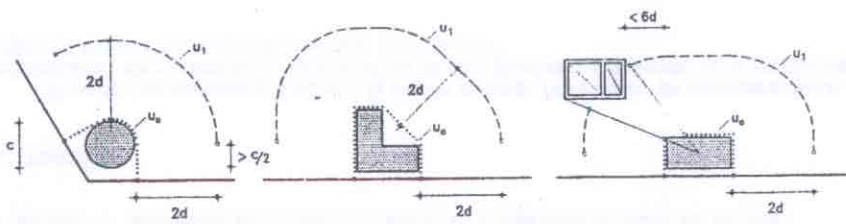


Figura 46.2 Perímetros críticos

¹ Si se trata de una losa de piso de canto constante, luces iguales a L, con carga q, y el soporte es cuadrado de lado a, la condición de no agotamiento por biela oblicua es $1,15 \cdot q \cdot L^2 \leq 0,3 \cdot f_{cv} \cdot 4a \cdot d_0$ y la condición de no agotamiento por tracción es $1,15 \cdot q \cdot L^2 \leq f_{cv} \cdot (12d_0 + 4a) \cdot d$. Salvo que la losa descansa en artificios metálicos, la relación L/d_0 no puede ser, por flecha, superior a 25. Salvo si el fuste es metálico y el artificio es muy corto, la relación a/d_0 es, para las losas con flejado de punzonado, mayor que la unidad. Despejando el valor de q, carga de servicio de la losa, para el hormigón usual, HA25, que, según 44.2, en losas garantiza un valor de cálculo $f_{cv} = 0,7 \text{ N/mm}^2$, resulta:

L/d_0	a/d_0	25	30	35	a/d_0	25	30	35	q (kN/m ²)
	1,0	20	16	14	1,0	12	9	6	
	0,7	14	12	10	0,5	11	8	6	
	0,5	10	8	7	0	10	7	5	
Agotamiento de biela oblicua					por tracción				

En soportes de borde y esquina, aunque los perímetros críticos se reducen, lo hacen a mayor velocidad las cargas, por lo que la conclusión es que, en general, en losas de piso de obras de arquitectura, en las que la carga se encuentra en la banda de 6 a 9 kN/m², es francamente improbable, aunque el soporte sea metálico, que no se verifique la condición exigida para la biela oblicua, y aunque el soporte fuera incluso idealmente puntual, cabe esperar que no se necesite armadura de punzonado. En losas de cimentación, con cargas, q, en la banda de 50 a 100 kN/m², el canto se elige, frecuentemente, con esa última condición.]

² Si alrededor del área cargada se dispone un ábaco resaltado, debe estudiarse un perímetro crítico adicional, en derredor del borde de cambio de canto. [Si el cambio de canto es gradual, como sucede en un capitel, deberían considerarse todos los perímetros en derredor de la carga, cada uno con su propio canto.]

³ Con áreas cargadas de forma convexa, el perímetro crítico se traza por paralelas a los lados a distancia $2 \cdot d$, enlazadas por arcos de circunferencia del mismo radio; en el caso de áreas cóncavas hay un perímetro menor que ataja la concavidad; en el caso de soportes próximos a un borde libre, el perímetro (resistente) mínimo es el que acomete perpendicularmente a dicho borde. Si hay huecos próximos al área cargada, (a menos de $6 \cdot d$), del perímetro se debe deducir la parte intersectada por radios que barren el hueco desde el centro del área cargada.

⁴ [En soportes de borde debe comprobarse que existe suficiente armadura longitudinal de losa (anclada o rodeando el fuste) para dar cuenta, por equilibrio, de la componente horizontal de las bielas perpendiculares a dicho borde.]

En otro caso debe disponerse un frente de armadura de punzonado, para que se verifique:

$$R_d \leq 0,8 \cdot f_{cv} \cdot u_1 \cdot d_1 + A_3 \cdot f_{yd} \cdot z$$

siendo:

- A_3 área total de la armadura específica de punzonado en el frente, dividida por la distancia, radial, entre éste y el área cargada¹
- f_{yd} resistencia de cálculo de la armadura de punzonado²

el primer frente se dispondrá a $0,5 \cdot d_1$ de las caras de u_0 adoptándolo como nuevo perímetro de área cargada, comprobando a una distancia $2 \cdot d_2$ que no se necesita disponer más armadura;³ en otro caso, se dispondrá un nuevo frente a distancia $0,75 \cdot d_2$ del anterior, calculando la armadura que necesita, tomándolo como nuevo perímetro de área cargada y así sucesivamente.

Las armaduras de punzonado estarán constituidas por cercos, horquillas o barras dobladas, pasarán por fuera de la armadura longitudinal de la cara traccionada, y se anclarán a partir de centro de gravedad del bloque comprimido de la cara opuesta.

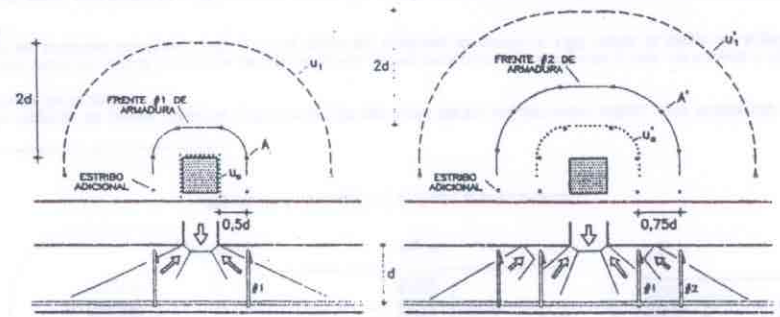


Figura 46.3 Armadura de punzonado

47. RASANTE EN PIEZAS COMPUESTAS

La tensión rasante⁴ media⁵ que solicita⁶ la junta entre los dos homigones⁷ de una pieza compuesta, debe cumplir:

$$\tau_d \leq k_1 \cdot f_{cd} \cdot p + k_2 \cdot A_3 \cdot f_{yd} / p + k_3 \cdot \sigma_{cd}$$

$$\tau_d \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

¹ La armadura de punzonado se prolongará con igual densidad hasta los bordes libres.

² Si es oblicua en la dirección adecuada, el sumando respectivo se multiplica por el factor indicado en 44.2

³ Tomando como esfuerzo de cálculo el de la carga, sin considerar aumento por excentricidad, y para el cálculo de f_{cv} la sección relativa de armadura que atraviesa el frente en cuestión.

⁴ [En un sólido monolítico, la existencia de tensión tangencial significa tracciones y compresiones en otras direcciones, con las limitaciones vistas en los epígrafes anteriores. Si existe una junta entre dos homigones diferentes, la tensión rasante significa un cabalgamiento de una parte sobre otra, que pone en tracción las armaduras de cojido, con el efecto de compresión de la junta, lo que permite soportar tensión tangencial propiamente dicha.]

⁵ Se puede proceder con los mismos criterios que para rasante de ala, tomando el valor medio en el desarrollo de igual signo de cortante y momento.

⁶ En una pieza a flexión, la tensión rasante en un plano paralelo a la directriz, se puede obtener con la expresión clásica $\tau = V/p \cdot z$ que, si la junta queda dentro del bloque comprimido, es del lado de la seguridad.

⁷ [El caso más habitual en edificios, hormigón del forjado sobre las viguetas, viene regulado en EF-96.]

siendo:

- k_1 coeficiente de valor 0,2 para superficie lisa y 0,4 para rugosa; para engarce en cola de milano se puede tomar 0,5
- $f_{ct,d}$ resistencia de cálculo a tracción del hormigón que la tenga menor
- k_2 coeficiente, función del tipo de superficie y del ángulo de la armadura de cosido con el plano de la junta, de valor:

	ángulo 45°	60°	75°	90°
superficie lisa	1,1	1,0	0,8	0,6
superficie rugosa	1,3	1,2	1,1	0,9
- A_s sección de la armadura de cosido, si existe, por unidad de superficie de junta,¹ para que sea computable, debe cumplir que $A_s \cdot f_{yd} < 0,38 \text{ N/mm}^2$
- f_{yd} resistencia de cálculo de las armaduras de cosido, no mayor de 400 N/mm²
- k_3 coeficiente de rozamiento, de valor 0,6 para superficies lisas y 0,9 para rugosas
- σ_{cd} tensión de compresión previa perpendicular a la junta; si es de tracción, el término correspondiente se anula
- f_{cd} resistencia de cálculo a compresión del hormigón que la tenga menor

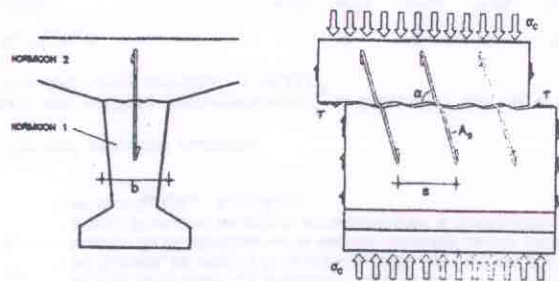


Figura 47.1 Efecto de cosido

Aunque la armadura puede distribuirse uniformemente, siempre es recomendable² disponerla de manera proporcional a la tensión rasante.

En los voladizos y cuartos extremos de la luz de vigas de zonas de sismicidad media o alta³ se dispondrá siempre, en las juntas de cosido, una armadura que sea computable.

48. FATIGA

En los elementos estructurales sometidos a acciones variables repetidas significativas⁴ puede ser necesario comprobar⁵ que el efecto de dichas acciones no compromete la seguridad durante su vida útil.

¹ La superficie de junta no abarca zonas de ancho de paso inferior a 0,02 m o al diámetro máximo del árido, o con un recubrimiento inferior a 0,03 m, ni las que dejen a alguno de los lados un grueso medio inferior a 0,05 m o un grueso local inferior a 0,03 m.

² Sobre todo si la junta es de tipo frágil, es decir con armadura no computable.

³ [El concepto no está definido en la actual norma sísmica. Parece referirse a cuando la localidad tiene una aceleración básica de más de 0,08 g]

⁴ [Suelen corresponder a equipos mecánicos de edificios industriales; los domésticos no tienen codificadas acciones que puedan producir fatiga]

⁵ [El anejo F ofrece información sobre el tema]

XI. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

49. FISURACIÓN

49.1 Generalidades

En función del tipo de material y ambiente, deben limitarse las fisuras¹ del hormigón para asegurar una adecuada durabilidad, el correcto funcionamiento de la estructura y una apariencia aceptable.

49.2 Fisuración por compresión

Con objeto de no alcanzar la microfisuración longitudinal² en las piezas y partes sometidas a compresiones elevadas, debe comprobarse que, incluso para la combinación poco probable, la tensión en el hormigón no supera³ $0,6 \cdot f_{ck,j}$

49.3 Fisuración por tracción

Las vigas o piezas en flexión o tracción de hormigón armado de obras de arquitectura en general o interiores secos, (Ambiente I) es seguro que se encuentran en situación de fisuración tolerable, si las armaduras de tracción ni tienen un diámetro mayor ni una separación mayor⁴ que:

Tensión de la armadura σ_s	160	200	240	280	N/mm ²	
Díametro máximo	φ32	φ25	φ20	φ16		
Separación máxima	en flexión	0,30	0,25	0,20	0,15	m
	en tracción	0,20	0,15	0,12	0,07	m

siendo σ_s tensión del acero en situación cuasipersistente $f_{yk}/\gamma_p \cdot A_{s,nec}/A_{s,real}$
 siendo: γ_p el cociente $(1,5 \cdot G + 1,6 \cdot Q) / (G + 0,6 \cdot Q)$ entre carga de cálculo total por resistencia y la de la combinación cuasipersistente⁵

¹ No las debidas a retracción plástica

² [Que podría ser síntoma de reventamiento]

³ [Las situaciones poco probables se calculan a partir de (G+Q). Considerando que la sección elegida incluye un coeficiente de seguridad de 1,5 por material, y uno del orden de 1,54 por acciones, las tensiones de compresión no pueden superar del orden de $1/1,5/1,54 = 0,43$ de la resistencia característica, por lo que, en obras de arquitectura, la condición parece cumplirse muy holgadamente. En la fase transitoria de construcción, el peso propio rarísima vez supone la mitad de la carga total, lo que significa tensiones del orden de 0,2 de la resistencia característica a 28 días. Debido a que el hormigón presenta ya a los tres días una resistencia del 55% de la característica, incluso en esas condiciones se cumpliría lo requerido]

⁴ [La tabla no procede del texto original de EHE sino de los comentarios incluidos en la publicación del Ministerio de Fomento]

⁵ [Como en las obras de arquitectura (1,5-G+1,6-Q) es del orden de 1,54-(G+Q) y (G+0,6-Q) es aproximadamente 0,8-(G+Q), γ_p es del orden de $1,54/0,80 = 1,9$. Incluso suponiendo armadura estricta, es decir $A_{s,nec} = A_{s,real}$, la tensión de la armadura no puede superar $f_{yk}/1,15/1,9$ o sea 180 N/mm² en acero B400 y 225 N/mm² en acero B500, por lo que, en vigas no hay que comprobar expresamente fisuración si se cumple:

Tipo de acero	Díametro máximo	Separación máxima
B400	φ25	0,25 m
B500	φ20	0,20 m

La comprobación general de fisuración por tracción de hormigón armado,¹ es que la anchura característica de fisura transversal a la tracción sea inferior al valor:

Ambiente I	Obras de arquitectura en general, interiores secos	0,4 mm
Ambiente IIa, b	Hormigones vistos y de cimentación	0,3 mm
Ambiente IIIa, IV	Vistos en zonas costeras o en contacto con agua salada	0,2 mm

La anchura característica de fisura en vigas tiene el valor:²

$$w_k = 1,7 \cdot (2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,02 \cdot \phi \cdot A_s/A_s) \cdot (1 - 0,5 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) \cdot \sigma_s/E_s$$

siendo:

- c recubrimiento de hormigón
- s valor igual a la distancia entre armaduras longitudinales, pero no mayor de 15·φ
- φ diámetro de la armadura traccionada más gruesa
- A_s área de hormigón implicada en la tracción, según figura 49.1, siendo a = 7,5·φ

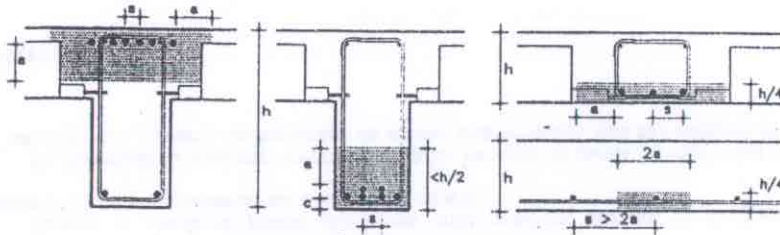


Figura 49.1 Área implicada en la tracción

- A_s sección total de las armaduras traccionadas
- σ_{sr} tensión de la armadura en sección fisurada, para el momento con el que, en sección no fisurada, se alcanza la resistencia media de tracción, 2,6 N/mm² para HA25.
- σ_s tensión de la armadura en la sección fisurada; puede tomarse el valor M/0,9·d·A_s siendo M el valor de cálculo correspondiente a combinación cuasipersistente, o bien el valor f_{yk}·f_d/f_{td} · A_{s,nec}/A_{s,real}

50. DEFORMACIÓN

50.1 Generalidades

Las deformaciones de los elementos estructurales deben limitarse¹ en función de las repercusiones de tipo funcional, estético o de daños a otros elementos constructivos.

50.2 Luz máxima para no calcular flecha

El procedimiento general del cálculo de la flecha² es un análisis paso a paso en el tiempo,³ con doble integración de las curvaturas a lo largo de la pieza.⁴ Como simplificación, en vigas o losas, en el interior de edificios,⁵ de sección constante,⁶ sometidas a flexión, es innecesaria la comprobación de flecha en los tramos cuya esbeltez,⁷ L/h, es menor que:

Tipo de sección	Sección relativa de armadura ρ		Tensión de servicio de la armadura σ _s (N/mm ²)							
	x/d		270	230	180	120	60	-	-	-
-de canto	0,012	0,37	-	-	260	200	150	90	-	-
	0,010	0,30	-	-	-	260	210	150	90	-
	0,008	0,24	-	-	-	-	250	200	150	80
-en te	0,006	0,20	-	-	-	-	270	230	175	120
-losas	0,004	0,16	-	-	-	-	-	-	-	-
Sustentación ⁸										
1. Voladizo	5	6	6	7	7	8	9	10		
2. Viga doblemente apoyada	12	13	14	16	18	20	22	24		
3. Losa sobre soportes										
recuadro de borde o esquina	14	15	16	18	20	22	26	29		
recuadro interior	15	16	18	20	22	24	27	30		
4. Viga continua, tramo extremo	16	17	18	19	21	23	25	28		
5. Viga continua-continua	17	18	20	23	26	28	30	33		

Esbeltez L/h máxima para no comprobar flecha

49.4 Fisuración por esfuerzo cortante

En piezas con estribos perpendiculares,³ la fisuración debida a esfuerzo cortante es tolerable, si el intervalo entre estribos no rebasa:⁴

V _d / f _{cv} · b ₀ · d	1	2	3	4	5	6
B400	0,30	0,30	0,30	0,25	0,20	0,15
B500	0,30	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10

si la sección real de estribos es superior a la estrictamente necesaria, el término V_d / f_{cv} · b₀ · d podrá reducirse por A_{s,nec}/A_{s,real}

¹ En hormigón pretensado los valores son respectivamente 0,2 mm, 0,2 mm y 0 mm para armadura postesa, y 0,2 mm, 0 mm y 0 mm cuando es pretesa, y en ambos casos se refieren a combinación frecuente. El valor 0 mm significa que no deben aparecer tracciones en el hormigón, estado que se conoce como de *descompresión*. [En el anexo P se ofrece la formulación de fisuración aplicada a ese caso. En edificios, las comprobaciones de fisuración en elementos pretensados se refieren, por lo general, al caso de viguetas, siguiendo las prescripciones de EF-96]

² El primer factor es la separación máxima entre fisuras, longitud en la que hay deslizamiento entre acero y hormigón. El segundo es la diferencia entre deformaciones medias de acero y hormigón en esa longitud.

³ Si los estribos son oblicuos, el cociente V_d / f_{cv} · b₀ · d debe multiplicarse por seno·(seno+coso) que apenas varía entre 1,0 y 1,2, por lo que su incidencia es escasa. (Lo relevante de la oblicuidad de estribos es que permite alcanzar valores más elevados de dicho cociente)

⁴ [En vigas de canto inferior a 0,50 m es más limitativa la condición de 44.3, por lo que este artículo apenas afecta a obras de arquitectura]

¹ [Si la deformación de lo que se proyecta como estructura es muy grande, otros elementos constructivos, no previstos para ello, pueden suplantar su papel, de manera impredecible e insegura, con resultados indeseables. La versión original de EHE dice cómo calcular la flecha pero no qué valores son tolerables, imposibilitando en la práctica su comprobación]

² Flecha total a plazo infinito es la formada por la flecha instantánea de todas las cargas más la diferida de cada componente permanente, producida a partir de su actuación; flecha activa respecto a un elemento dañable es la producida a partir del instante en que se construye, igual a la total menos la que ya se había producido entonces. [En ocasiones la peor distorsión de la planta no sucede en el sentido del elemento analizado]

³ [En obras de arquitectura no está codificada ni convenida la historia de aparición de las acciones]

⁴ [En esta Instrucción sólo está codificada la curvatura promedio en términos de pieza, que no permite la doble integración citada. En elementos redundantes o hiperestáticos la solicitación realmente actuante depende de la compatibilidad de deformaciones, lo que exigiría hacer intervenir la rigidez de este apartado no tanto en el cálculo de flechas cuanto en el de análisis de solicitaciones. La práctica habitual ha consagrado un, —poco fundamentado—, cálculo de deformaciones a partir de solicitaciones obtenidas en función una rigidez diferente de la usada en la evaluación de la flecha]

⁵ En otro tipo de ambientes, el canto debe aumentar lo necesario para cubrir el recubrimiento adicional.

⁶ [En el sentido nominal o geométrico; según el artículo 18, las secciones usuales no son estrictamente constantes ni siquiera en su valor total, y en el fisurado menos aún]

⁷ [En la versión original los valores se refieren a L/d; para proyecto son más útiles los de L/h]

⁸ El caso 2, de viga doblemente apoyada, incluye también el de la losa uni o bidireccional simplemente apoyada en dos bordes opuestos. El caso 4, de sustentación apoyada-continua incluye la losa uni o bidireccional con continuidad en un sólo lado. (Un extremo se considera continuo cuando en ese punto el momento supera el 85% del de empujamiento perfecto). El caso 5, de sustentación continua-continua, incluye la losa con continuidad en dos lados opuestos.

siendo:

- ρ en secciones de tipo rectangular,¹ área relativa de la armadura estrictamente necesaria por resistencia (en estado límite último) a la útil de hormigón, de valor $A_{s,nec}/b \cdot d$ medida en la sección de referencia;²
- x/d profundidad relativa del bloque comprimido estrictamente necesario por resistencia (en estado límite último);³
- σ_s tensión del acero en las secciones críticas, para el área realmente dispuesta y la combinación cuasipersistente de acciones, de valor aproximado $M/0,9 \cdot d \cdot A_{s,real}$ o también como $f_{yk}/\gamma_p \cdot A_{s,nec}/A_{s,real}$
- L luz⁴ de la pieza o losa; en losas bidireccionales sobre apoyos lineales se refiere a la luz menor, y en el caso de apoyos puntuales, a la mayor
- h canto geométrico total de la viga o losa.⁵

50.3 Cálculo de flechas

Si se necesita calcular la flecha en la fase de proyecto, se considerará una historia de carga verosímil, identificando la edad de la aparición de cada componente de la carga total,⁷ y calculando,⁸ de cada instante y etapa, y por separado, la flecha instantánea y la diferida, para obtener, a partir de ellas, la total y la activa, sobre el elemento dañable construido a la edad j , que tienen el valor:⁹

$$\delta_{tot} = \sum_{i \geq 1} (1 + \lambda_i) \cdot \delta_{ins, i}$$

siendo:

$$\delta_{act, j} = \sum_{i \leq j} \lambda_j \cdot \delta_{ins, i} + \sum_{i > j} (1 + \lambda_i) \cdot \delta_{ins, i}$$

$\delta_{ins, i}$ la flecha instantánea provocada por la aparición de un incremento de carga en la edad i , que se obtendrá como una fracción de la flecha instantánea de carga total, igual a la fracción de carga, es decir:

$$\delta_{ins, i} = \alpha_i \cdot \delta_{ins, tot}$$

$$\text{siendo } \alpha_i = q_i / q_{tot}$$

¹ [La versión original de EHE no da el significado de ρ . En secciones con forma diferente de la rectangular, como son usualmente las de edificios, puede entrarse con el valor de x/d , que no aparece en EHE.]

² En piezas apoyadas, la de vano, en voladizos la de arranque, y en piezas en continuidad la de vano. [En piezas continuas, la versión anterior definía como secciones de referencia las de extremos y la de vano.]

³ [En vigas planas y forjados, tanto unidireccionales como reticulados, el valor de x/d oscila alrededor de 0,20 a momento positivo, mientras que a momento negativo puede superar 0,30.]

⁴ [Variable implícita en la versión original de EHE. Para armadura estricta de acero B500S el valor se sitúa de ordinario entre 225 N/mm² y 200 N/mm².]

⁵ [De acuerdo con una regla ancestral, como luz no debe tomarse un valor superior a la neta —entre caras de elementos sustentantes— más el propio canto del elemento a flexión.]

⁶ [En los comentarios que se han añadido en la publicación del Ministerio de Fomento se indica que si la flecha máxima tolerable es menor de L/250 la total o L/400 la activa, los valores de la tabla pueden reducirse en la misma proporción, lo que significa que se da por supuesto que esa es la flecha tolerable de los casos usuales.]

⁷ [En obras de arquitectura basta considerar, por separado, peso propio, tabiquería o en su caso cerramiento, solado y uso, precisando, sobre todo, orden de aparición y tiempo de ejecución total de la obra. Debido a que no influye en la flecha activa, que habitualmente es la crucial, se puede partir del instante y carga en la que se construye el elemento dañable, pudiendo ignorar todo lo relativo a las etapas anteriores, en particular la entrada en carga del peso propio y las fases de carga adicional y descarga provocadas por el hecho del apuntalado sucesivo de plantas.]

⁸ [Si, para la determinación de la armadura, se redistribuyen los momentos, cosa que no puede hacerse para cálculo de flecha, la sección de vano estará en condiciones muy favorables de inercia, falseando el resultado, que, teniendo en cuenta la de las secciones extremas, en situación contraria, llevaría a un resultado más ponderado. Tal como se define en EHE la sección de referencia, la mejor estrategia para reducir la flecha pasa, sistemáticamente, por redistribuir lo más posible.]

⁹ [La versión original de EHE no contiene las fórmulas explícitas.]

calculándose la flecha instantánea de carga total a partir de la formulación clásica,¹ en función de sustentación, carga y luz, pudiendo, del lado de la seguridad, adoptar, como rigidez, el valor EI del módulo de la sección de referencia:

$$EI = E_s \cdot A_s \cdot z \cdot y$$

siendo:

- E_s módulo de elasticidad del acero, 200.000 N/mm²
- A_s área realmente dispuesta de armadura traccionada
- z brazo de palanca de la sección²
- y distancia de la fibra neutra a la armadura traccionada en la sección fisurada suponiendo comportamiento elástico de la sección⁴

λ_i el factor para obtener la componente diferida a plazo infinito, por retracción y fluencia, de cada componente permanente de carga, que aparece a la edad i , de valor:⁵

edad	0	0,5	1 mes	3	6	1 año	5 años
λ_i	2,0	1,5	1,3	1,0	0,8	0,6	0,0

si en la sección crítica existe armadura de compresión, el factor λ podrá dividirse por $1+50\rho$, siendo ρ la sección relativa de armadura comprimida a la del nervio de la viga.⁶

¹ [Para algunos casos tipo, la formulación es:

Voladizo	$\delta = M_0 \cdot L^2 / 3 \cdot EI$
Viga apoyada	$\delta = M_0 \cdot L^2 / 10 \cdot EI$
Viga continua en un extremo	$\delta = (M_0 - 0,15 \cdot M_1) \cdot L^2 / 10 \cdot EI$
Viga continua en ambos extremos	$\delta = (M_0 - 0,1 \cdot M_1 - 0,1 \cdot M_2) \cdot L^2 / 10 \cdot EI$

siendo M_0 el máximo del voladizo, M_0 el de vano y M_1 y M_2 los de los extremos en continuidad.]

² Si se desea mayor precisión puede tomarse, como rigidez, el producto del módulo de elasticidad del hormigón a la edad i por la inercia equivalente, de valor:

$$I_e = I_{ns} + (M_{tr}/M_s)^3 \cdot (I_{tot} - I_{ns})$$

siendo:

- I_{ns} inercia fisurada igual a $E_s/E_c \cdot A_s \cdot z \cdot y$
- M_{tr} momento flector nominal de fisuración, de valor $f_{ct} \cdot I_{ns} / y$; siendo: f_{ct} igual a $0,37 \cdot f_{ck}^{2/3}$ con f_{ck} y f_{ct} en N/mm²; para HA25 a 28 días: 3,2 N/mm² y y distancia de la fibra neutra a la armadura traccionada en la sección total sin fisurar
- M_s momento flector existente en la sección; [en elementos hiperestáticos, calculado teniendo en cuenta la rigidez obtenida según este apartado; para este círculo vicioso, sin solución por ahora, se puede tomar el obtenido del análisis elástico, sin redistribuir, a partir de la inercia total de las secciones.]
- I_{tot} momento de inercia de la sección total, no fisurada; [en vigas planas y elementos esbeltos debe considerarse la aportación de la armadura, tomando cada cm² de acero como n cm² de hormigón, siendo n el coeficiente de equivalencia, de valor $E_s/E_c = 8$], pero en ningún caso se tomará $I_e > I_{tot}$.

³ [En ausencia de cálculos detallados, en vigas de interior de edificios, puede tomarse $z \cdot y = 0,5 \cdot h^2$.]

⁴ [Para carga uniforme, armadura estricta B500S, con seguridad normal ($\gamma_s = 1,15$ $\gamma_t = 1,54$), y en casos hiperestáticos determinando la armadura por igualación de momentos, queda:

Voladizo	$\delta = qL^4/4 \cdot EI$	$\delta = 0,00035 \cdot L^2/y$
Viga apoyada	$\delta = qL^4/77 \cdot EI$	$\delta = 0,00015 \cdot L^2/y$
Empotrada apoyada	$\delta = qL^4/185 \cdot EI$	$\delta = 0,00009 \cdot L^2/y$
Doblemente empotrada	$\delta = qL^4/384 \cdot EI$	$\delta = 0,00006 \cdot L^2/y$

⁵ [Si, como componentes de carga se supone: (1) peso propio, (2) tabiquería, (3) solado y (4) ocupación, y considerando la simplificación de una nota anterior, como expresiones de cálculo de flecha total y activa, con relación a la flecha instantánea de carga total, siendo $\alpha_i = q_i / q_{tot}$ pueden tomarse:

$$\delta_{tot} / \delta_{ins} = \alpha_1(1+\lambda_1) + \alpha_2(1+\lambda_2) + \alpha_3(1+\lambda_3) + \alpha_4$$

$$\delta_{act} / \delta_{ins} = \alpha_1 \cdot \lambda_2 + \alpha_2 \cdot \lambda_2 + \alpha_3(1+\lambda_2) + \alpha_4$$

⁶ [Por ejemplo, tomando valores habituales en viviendas, para los escalones indicados en la nota anterior sería $j = (1 \ 3 \ 6 \ \infty)$ meses, $\alpha = (0,40 \ 0,15 \ 0,15 \ 0,30)$, y $\lambda = (1,3 \ 1,0 \ 0,8 \ 0,0)$, de donde:

$$\delta_{tot} / \delta_{ins} = 0,4 \cdot 2,3 + 0,15 \cdot 2,0 + 0,15 \cdot 1,8 + 0,3 \quad \delta_{tot} = 1,8 \cdot \delta_{ins}$$

$$\delta_{act} / \delta_{ins} = 0,4 \cdot 1,0 + 0,15 \cdot 1,0 + 0,15 \cdot 1,8 + 0,3 \quad \delta_{act} = 1,1 \cdot \delta_{ins}$$

que representa el orden de magnitud usual de la relación entre las variables implicadas.]

XII. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

52. MUROS DE HORMIGÓN EN MASA

En los muros construidos con hormigón sin armaduras, tales como los de carga o de sótano,¹ la comprobación debe tener en cuenta un incremento de excentricidad por pandeo,² Δe , de valor:

Esbeltez ³ l/b	10	12	15	20	25
$\Delta e / b$	0,07	0,10	0,16	0,28	0,42

siendo:

- l longitud de pandeo; la altura del muro si tiene la coronación arriostrada; si la tiene libre es el doble de su altura,⁴ véase figura 52.1.
- b ancho del muro; en general es $2 \cdot c$, siendo c la mínima distancia del baricentro de la sección a una recta rasante a su perímetro, véase figura 52.2

el elemento se comprueba⁵ en la sección afectada por el pandeo,⁶ con una excentricidad de componentes ($e_x, e_y + \Delta e$), y en cada extremo con su correspondiente excentricidad (e_x, e_y).

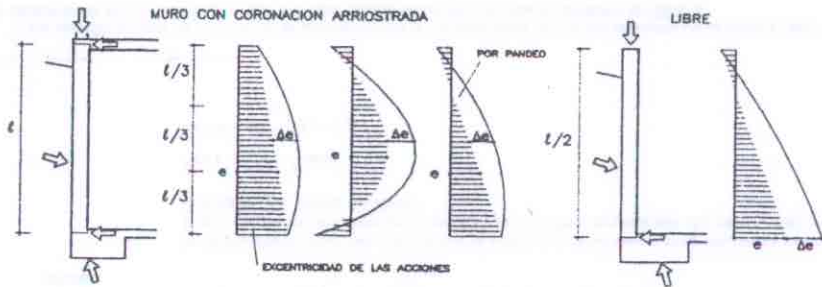


Figura 52.1 Trayectoria de carga y aumento por pandeo

A efectos de comprobación se supondrá además, un incremento de excentricidad, que, en cada dirección, por separado, es de 0,02 m, y si el canto supera 0,40 m es del vigésimo del canto. La sección es segura si el cociente entre la compresión de cálculo y la fracción de sección cobaricéntrica con la sollicitación (sección eficaz) es menor de 1,1 N/mm², y si el cociente entre el esfuerzo cortante y la sección eficaz a compresión es menor⁷ que 1,5 N/mm²

¹ Pueden tener una ligera armadura sólo para reducir los efectos de la fisuración, generalmente en forma de mallas junto a los paramentos.

² Que cubre la deformación por fluencia en ambiente medio.

³ [Una esbeltez de 25 es claramente insuperable]

⁴ Si existen muros transversos, afectada por el factor de reducción $\sqrt{(e/4L)}$ siendo e la separación entre dichos muros, y L su altura.

⁵ El valor corresponde aproximadamente a la expresión $\Delta e/b = 0,0007 \cdot (l/b)^2$. Si se desea más precisión, se puede usar la del texto original que es $\Delta e = 15 \cdot (b + e) \cdot (l/b)^2 / E_c$, siendo E_c el módulo secante de Elasticidad del hormigón, que para HA20 es 23.000 N/mm², y e la excentricidad de la sección afectada por pandeo.

⁶ Como sección afectada por pandeo se toma, en elementos con coronación arriostrada horizontal, la de máxima excentricidad inicial en su tercio central, y en elementos con coronación no arriostrada, el valor en la base.

⁷ Los valores corresponden a HM20 con control normal; en general son $0,85 \cdot f_{cd}$ y $f_{ct,d}$ respectivamente.

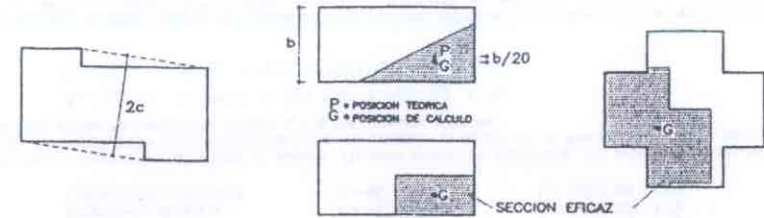


Figura 52.2 Sollicitación y sección eficaz a compresión

53. FORJADOS

(Se regulan en la EF-96)¹

54. [VIGAS PLANAS²

54.1 Bases de cálculo

En ausencia de cálculos más precisos, se puede tomar una sección formada por un nervio de ancho igual a la de la parte maciza, y alas de espesor igual a la capa superior del forjado, y amplitud igual a $2 \cdot h$.

En la sección se podrá computar el sobrancho que definen las bovedillas retiradas en las inmediaciones de los soportes interiores.³

En las proximidades de un soporte extremo, no debe adoptarse un ancho mayor que el del soporte más un incremento, a cada lado, igual a la distancia al eje del mismo.⁴

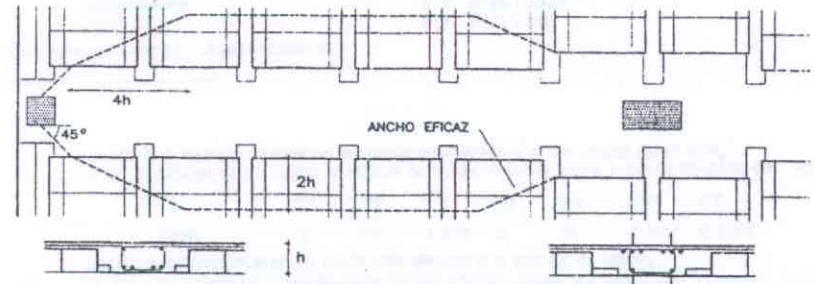


Figura 54.1 Datos geométricos de una viga plana

¹ [Véase, del mismo autor, un epitome de dicha norma, con el título *EF ilustrada*, publicada en la ETSAM]

² En el texto original, el artículo, destinado a vigas en general, no contiene ningún precepto específico. [El contenido de este apartado es, por completo, una aportación del autor, ante la ausencia de reglas de EHE sobre este tipo de piezas, usadas de manera sistemática en obras de arquitectura. Las cláusulas que siguen son una propuesta acerca de los puntos sobre los que hay que tomar decisión, y representan un estado de la cuestión]

³ La sección es pues, generalmente variable, no siendo de aplicación las fórmulas habituales, correspondientes a sección constante.

⁴ Este efecto, mezclado con el anterior, conduce a momentos de empotramiento perfecto en extremos de pórtico, sensiblemente inferiores a los clásicos, $q_l \cdot l^2 / 12$, de sección constante.

Para un análisis elástico, las luces se tomarán no superiores a la neta entre caras de soportes, más medio canto en cada extremo.

Para un cálculo redistribuido podrá partirse de luces tomadas a ejes de elementos sustentantes.

Como carga, si las variaciones sobre la media no superan el 20%, podrá tomarse directamente una carga uniforme, cociente entre la totalidad de la carga y la luz de la viga.

Cuando sobre la viga se disponga un cerramiento o partición pesada, del lado de la seguridad de la viga, ésta se calculará para la totalidad de la carga de dicho elemento desde esa planta a la siguiente.¹

Si bajo varias plantas tabicadas o con cerramiento, éste se interrumpe, dando lugar a una planta diáfana, se considerará el efecto de acumulación a través de dichos elementos.²

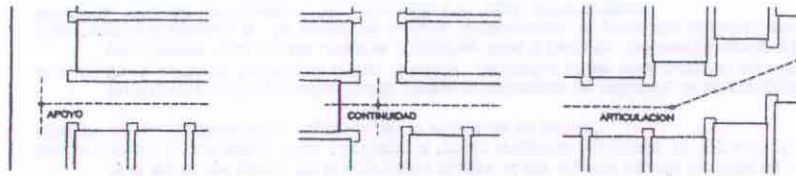


Figura 54.2 Uniones

El extremo de una viga plana que acomete, embrochalada, a otra de igual canto, se considerará en continuidad, si tras ella hay losa, rampa zanca o tramo de forjado; si la viga es de borde, se considerará apoyo simple en el eje de la viga.

Si la viga quiebra de dirección en planta, en ese punto se supondrá articulación.

En los extremos de pórtico, el momento podrá ajustarse al máximo que permita el análisis de bielas del nudo de encuentro de vigas con soportes.

En el caso de soportes metálicos, para el análisis ante acción vertical se podrá simular los soportes como articulaciones, considerando las vigas pasantes sobre ellos.³

En el caso de sustentación sobre muros de fábrica, se puede optar por considerar articulación pasante en el punto de paso de la reacción, o bien nudo rígido, confirmando posteriormente que la reacción pasa por un punto interior al muro.

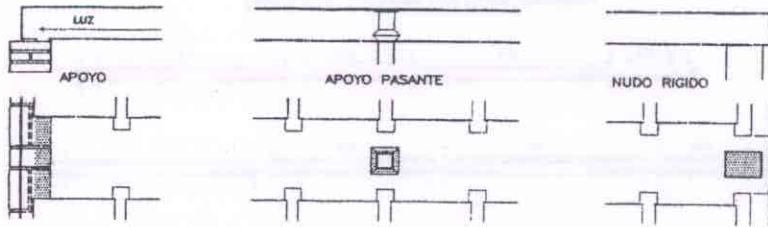


Figura 54.3 Tipos de sustentación

Tras el análisis elástico, si la viga tiene una esbeltez, cociente de luz a canto, no superior a 30, para carga gravitatoria podrá realizarse, en los tramos dominantes, una redistribución que, como máximo, iguale los momentos positivos con los negativos de continuidad.

54.2 Armadura longitudinal

La armadura longitudinal se obtendrá para los momentos truncados a cara de soportes, considerando en cada punto la sección indicada en el epígrafe anterior.

Es recomendable que las armaduras de cada cara sean todas del mismo diámetro, y en número par, y con un despiece que facilite su confección y su supervisión.

Para los momentos positivos, debido a la colaboración de las alas de la capa superior, en general resultará innecesaria armadura de compresión.¹

Al menos el cuarto de las armaduras se dispondrá a lo largo de toda la viga,² y como poco dos de ellas atravesarán el soporte (caso de hormigón) o se dispondrán a menos de medio canto de sus caras laterales (caso de acero).

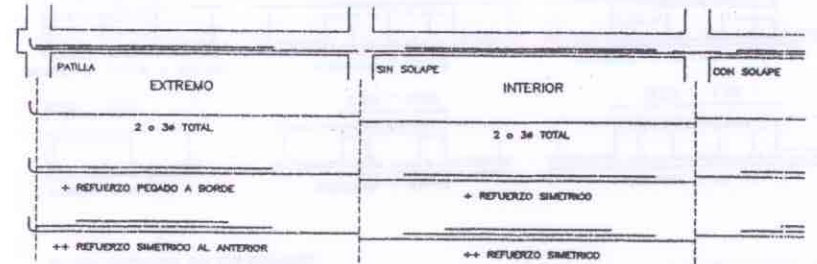


Figura 54.4 Patrones de armadura inferior

Para los momentos negativos de continuidad sobre un soporte interior, el ancho de la sección resistente, a efectos del cálculo de armadura superior, es sólo el del nervio.³

Al paso de un soporte interior, se puede computar favorablemente la armadura inferior, comprimida, obtenida por prolongación de la de momentos positivos de vano, siempre que esté anclada y estribada convenientemente.

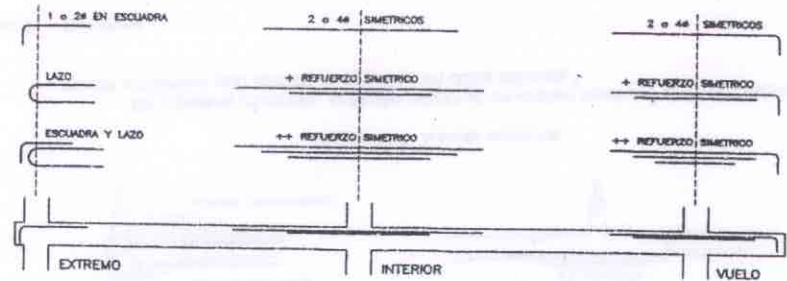


Figura 54.5 Patrones de armadura superior

¹ Debido a esta colaboración, como ancho de nervio suele bastar el mínimo, que rara vez puede bajar de 0,45 m en vigas interiores y 0,35 m en vigas de borde.

² Además debe disponerse una por cada rama de estribo.

³ Este hecho, unido a la disminución de canto mecánico, ocasionado por el mayor número de capas de armadura que hay en la cara superior, da lugar a que, a igualdad de momento, haya más armadura que en la cara inferior, lo que en muchos casos aconseja retirar bovedillas junto al soporte, aumentando así el brazo de palanca.

Si la armadura de montaje superior, una por vértice de estribo, no se cruza sobre el soporte, en el menos su longitud de anclaje, no se computa a momento negativo.¹
 Con luces regulares, la armadura superior está formada de ordinario por armaduras locales sobre cada soporte, siendo recomendable que sean simétricas respecto al mismo.
 El máximo momento posible en un extremo de pórtico está fuertemente condicionado por la capacidad de la biela oblicua a través del nudo, por la posibilidad que da de sí la adherencia para intercambiar las tensiones de las armaduras de los bordes opuestos del soporte, y por la limitación de anclaje de las armaduras de la viga en el nudo.²

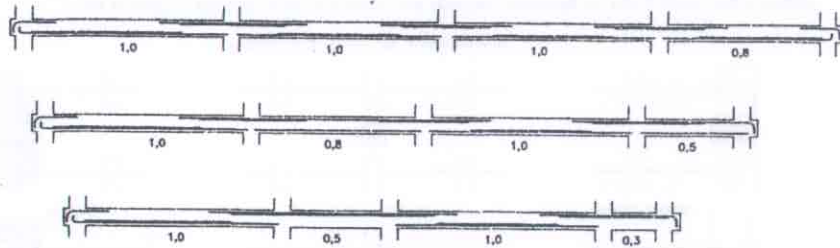


Figura 54.6 Patrones con luces irregulares

Para el cálculo de la armadura superior ante momento máximo de extremo de pórtico, el ancho de la viga está limitada al del soporte,³ en el caso de hormigón, o al del fuste más medio canto de forjado a cada lado en caso de acero. Como armadura de compresión sólo podrá computarse la que exista en dicho ancho, y esté convenientemente anclada tras la cara interior del soporte.

Sobre soporte de hormigón, podrá acudirse a una armadura superior en lazo, cuando la compresión garantizada del soporte, considerando sobrecarga nula en las plantas superiores, sea mayor que la tracción supuesta entre ambas ramas del lazo.⁴

Puede acudirse a anclaje en escuadra, siempre que el canto del forjado lo permita, y sólo para armaduras incluidas dentro del ancho de viga citado.

54.3 Flexión ortogonal

Si el ancho del nervio de la viga plana supera al del soporte interior en más de un canto por cualquiera de sus lados, debe calcularse la flexión ortogonal resultante de suponer el cortante total de la viga uniformemente repartido en el ancho de su nervio.⁵

En soportes de borde dicha flexión puede solucionarse en ménsula, si se comprueba que el nudo tiene suficiente capacidad en los términos planteados antes para extremo de pórtico.

En cualquier caso puede acudirse a resolver toda o parte de esa transferencia a base de más momento positivo en el tramo de forjado, disponiendo, al paso del soporte, armaduras inferiores, viguetas adicionales o, en último término, vigas transversales.

¹ Si no se cruza puede ser de pequeño diámetro, tal como $\phi 8$, pero aun en ese caso vale como armadura de compresión en vano y reduce el desarrollo por anclaje de las demás que se dispongan como refuerzo; si se cruza, se puede acudir a un diámetro mayor.

² En algunos casos, tras intentar sin éxito el cumplimiento de todas las condiciones, debe volverse a realizar el análisis, forzando un valor menor de momento en extremo.

³ Se entiende la traza del soporte, igual a la sección en caso de hormigón, o el borde de la chapa o collarín de engarce cuando es de acero.

⁴ El lazo no tiene restricciones de diámetro por anclaje. Pueden disponerse dos lazos concéntricos, pero el montaje es complicado.

⁵ Esta flexión ortogonal, el hecho de que la tracción inferior de las viguetas deba tener continuidad hasta el eje del soporte, y lo indicado antes para el ancho aconsejable del nervio, lleva a que en las vigas planas de borde, en las que el soporte propende a disponerse asimétricamente, sea desaconsejable un ancho superior a 0,60 m

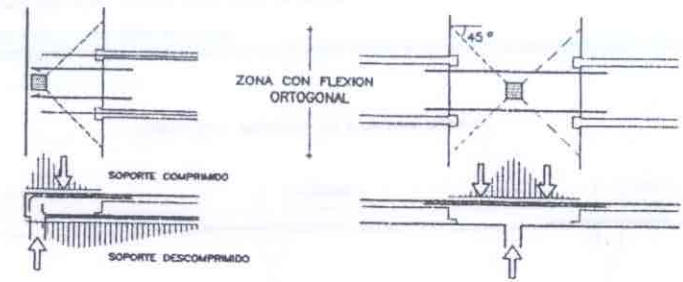


Figura 54.7 Armado ortogonal

En soportes interiores, la flexión ortogonal, en relativo equilibrio a ambos lados del mismo, puede resolverse con armadura negativa, en doble ménsula.¹

54.6 Estribos

En las zonas de vano en las que el cortante sea inferior al soportable por la viga como homoginón sin estribar, considerando como ancho el del nervio, deberán disponerse un estribado mínimo.²

En las zonas en las que el cortante supere la capacidad del homoginón por sí sólo, deberán proyectarse estribos, contando con un ancho de viga igual al del nervio.³

Debe haber ramas en número suficiente para que haya al menos una cada 0,40 m de ancho de nervio de viga, disponiéndolas preferiblemente al centro de dicho ancho de influencia.⁴

En las zonas de cortante elevado⁵ puede acudirse a aumentar el número de ramas, disponiendo estribos adicionales de ancho superior al usado como base de la ferralla de la viga. En la cara de la viga traccionada por flexión, deben disponerse armaduras longitudinales locales en las esquinas de los estribos.

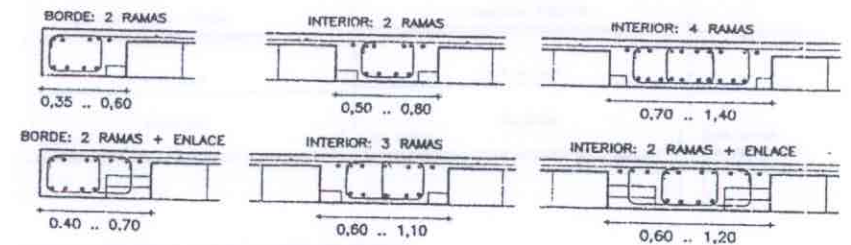


Figura 54.8 Tipos de estribos

¹ Es recomendable la solución con armadura del mismo diámetro y longitud que la de los negativos del forjado.

² Lo indicado en 44.4

³ En general no hay ganancia sensible de capacidad hasta que el intervalo entre estribos baja a menos de medio canto.

⁴ Dos ramas dan de pues de sí para vigas de hasta 0,80 m de ancho. Alternativamente si se disponen más distantes, el ancho es sólo el amparado por hasta 0,20 m a cada lado de cada rama.

⁵ Aunque la resistencia del hormigón crece con la armadura longitudinal, en los extremos de pórtico no suele ser rentable prolongar la armadura inferior más de lo imprescindible por momento.

En la inmediata vecindad del soporte, como ancho a efectos de cortante, sólo se computa el del soporte más un incremento, a cada lado, igual a la distancia a un punto de la cara lateral situado no más profundo¹ que $0,5 \cdot h$

A una distancia entre uno y dos cantos de la cara del soporte, se puede considerar un desarrollo de corte igual al ancho anterior más dos laterales de amplitud igual al ancho del soporte, pero no mayor que la mitad de su canto. Para el cálculo de estribos sólo se computan las ramas dentro de la zona citada.



Figura 54.9 Ancho de cálculo a cortante

La comprobación de biela oblicua en las proximidades del soporte se hará con las reglas de punzonado, considerando todos los soportes como extremos.

La densidad de estribos² no debe ni interrumpirse ni disminuir al paso de un soporte:

54.7 Disposición de armaduras

Las armaduras longitudinales inferiores se disponen de ordinario en el interior de la jaula de estribos.³

En cada esquina de estribo se dispondrá una armadura en toda la longitud de la viga. Las que pasen por fuera del soporte y se quieran computar a compresión, deberán solaparse una longitud de anclaje; las que pasen por dentro basta que rebasen la cara del soporte 10ϕ .

Al menos un tercio de las armaduras inferiores rebasarán con su longitud de anclaje el punto de momento nulo.⁴

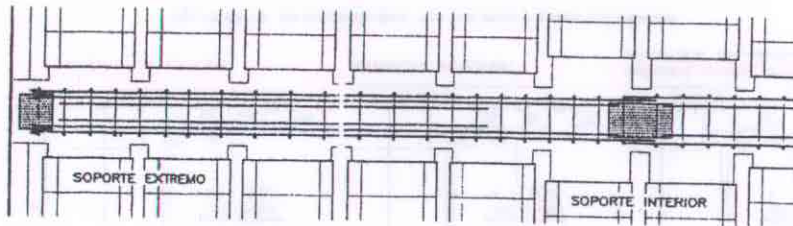


Figura 54.10 Armadura inferior

¹ La regla proviene de las de punzonado, véase 46.

² Para que sean computables las armaduras longitudinales comprimidas, el intervalo de estribos debe respetar el intervalo dado en 42.3

³ Cuando los nervios de forjado están formados por viguetas prefabricadas, la entrega de éstas en la viga impide disponer armadura por fuera del estribo, e incluso, si se acude a estribos de *enlace*, ni siquiera dentro de ellos, pero si no existe ese impedimento, sería incluso ventajoso disponer armadura longitudinal fuera de los estribos, al modo y manera de la armadura superior, pero en ese caso debe estar *cosida* por armadura ortogonal bien anclada.

⁴ La regla se suele interpretar como llegar al extremo. No es mala práctica hacerlo.

Las demás armaduras longitudinales inferiores se dispondrán sobre la rama horizontal inferior del estribo, con una separación de al menos $0,025 \text{ m}$ entre ellas, promediadas alrededor de las posiciones de las ramas verticales de los mismos.

Las armaduras más largas se disponen en la posición más cercana a las ramas verticales de estribos, y las más cortas en la posición más alejada.

Las que lleguen al extremo del pórtico pendientes de anclaje se rematarán en patilla respetando al menos $0,10 \text{ m}$ de la tabica exterior del forjado

En el caso de que, con las reglas anteriores, las armaduras no quepan en el ancho disponible, el resto se dispondrá en una segunda capa,¹ pegadas a algunas de las inferiores, considerando cada pareja como un grupo a efectos de su anclaje.²

Si, bajo un soporte interior hay momentos positivos, por inversión de momentos, como puede suceder ante una acción horizontal severa, podrá acudirse a solapar más armaduras inferiores, o a disponer bastones de continuidad expresamente dispuestos para esa sollicitación invertida.

Si la inversión sucede en el extremo de pórtico, la solución más razonable suele ser la de un lazo en la cara inferior de la viga.

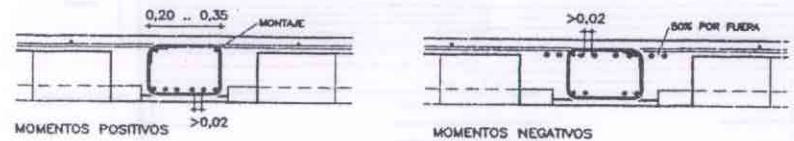


Figura 54.11 Sección de viga plana

En los extremos apoyados, se dispondrá una armadura superior de sección cuarta parte de la máxima inferior de vano, anclada en escuadra en el canto del forjado.

En los puntos interiores articulados, por cambio de dirección de la viga, las armaduras se cruzarán en el ancho de su nervio, disponiendo por dentro las que sean menos relevantes.

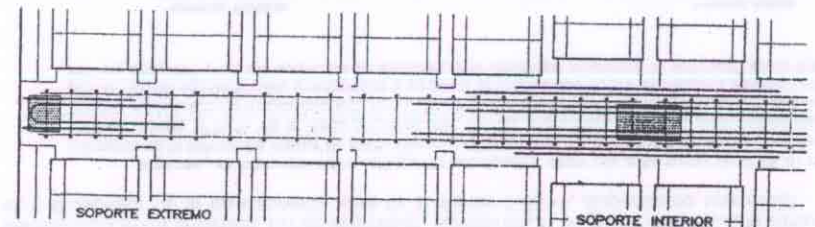


Figura 54.12 Armaduras superiores

Las armaduras superiores de montaje se dispondrán en cada esquina de estribo, incluso en los de enlace o los adicionales.

Las armaduras de refuerzo de continuidad se dispondrán promediadas a ambos lados de cada rama vertical de estribo.³ Las que se dispongan por fuera de los estribos irán sujetas a las armaduras ortogonales para momento negativo del forjado, dispuestos en el mismo plano que las ramas de estribos de la viga e intercaladas con ellas.

Las armaduras más largas se disponen en la posición más cercana a las ramas verticales de estribos, y las más cortas en la posición más alejada.

¹ Si esto no se había previsto, debe recalcularse la sección de armadura a tenor de la pérdida de brazo de palanca que implica esta solución.

² Resulta preferible disponerlas lo más separadas posible, siendo ventajoso comenzar por las que se encuentran pegadas a la rama de un estribo.

³ En el caso más habitual, se usan dos ramas, en vigas interiores, la regla conduce a disponer aproximadamente la mitad de las armaduras dentro y la otra mitad fuera de los estribos.

En el caso de soporte metálico es recomendable que el número de armaduras y su despiece permita hacer dos paquetes iguales, disponiendo uno a cada lado del fuste.

Cuando la viga es de borde,¹ la disposición suele tener que ser asimétrica, debiendo dejarse por fuera del fuste al menos una armadura si son menos de cuatro y dos si son más.

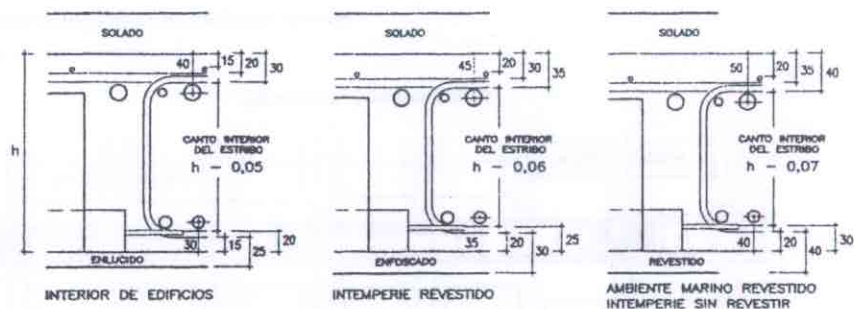


Figura 54.13 Recubrimientos tipo (en mm) y canto del estribo

Conviene acotar con precisión el canto total interior del estribo, rotulándolo como "mínimo", para que en obra no se pierda brazo de palanca respecto a lo proyectado.

54.8 Cálculo de deformaciones

A efectos de la obtención de la luz para la que no hace falta calcular flecha,² se podrá interpolar entre los casos de armadura fuerte y débil, según que la profundidad de la cabeza comprimida en la sección de vano sea de 0,37-d y 0,16-d respectivamente, siempre que en la sección sobre el soporte en continuidad sea del mismo orden de magnitud.

Para el cálculo de la inercia de la sección total de vano se podrá considerar no sólo la sección de hormigón definida en 54.1, sino incluso la de la armadura longitudinal, multiplicada por el coeficiente de conversión correspondiente.

Para el cálculo de la inercia fisurada y momento de fisuración, se obtendrá la línea neutra a partir de la sección definida en 54.1, teniendo en cuenta la colaboración a compresión de la armadura longitudinal de montaje en la cara superior.

El momento actuante en el centro de vano se obtendrá de un análisis elástico³ sin redistribuir.⁴

Para tramos esbeltos se puede obtener una buena aproximación segura a la flecha instantánea⁵ usando como rigidez la fisurada, función de la sección de armadura traccionada y la profundidad comprimida de la sección de vano.⁶

¹ En vigas de borde, las armaduras inferiores de los nervios de forjado deben dar cuenta de la flexión hasta el eje del soporte, que es donde se mide la luz del paño. Como usualmente las viguetas no penetran tanto, deben disponerse prolongaciones de armadura o bastones específicamente calculados para ello, dispuestos, habitualmente, por encima de las armaduras inferiores de viga.

² Habitualmente la expresión de L/h límite se conoce como canto parano calcular flecha. Habida cuenta de que en una planta, realizada con un mismo canto, hay multitud de luces diferentes, en la práctica la regla deslinda los tramos en los que no y en los que sí debe comprobarse flecha.

³ En el que puede tenerse en cuenta la variación de rigidez debida a ancho de nervio, colaboración de la capa superior y armadura traccionada.

⁴ Cuanta más redistribución se usa para calcular la armadura, menos flecha hay. Para controlar la flecha es muy importante redistribuir al máximo.

⁵ La flecha activa y la total pueden referirse a ella a partir de los coeficientes λ de flecha diferida y la historia de carga; véase notas al artículo 50.

⁶ Toda viga puede resolverse con cualquier canto, con tal de calcular la sección de acero para que la flecha sea tolerable. En la práctica la sección de acero se dispara en cuanto tiene que sobredimensionarse respecto a lo estrictamente necesario por resistencia, lo que hace muy poco competitiva esa solución.

55. SOPORTES

En los soportes¹ de hormigón que formen parte de pórticos de obras de arquitectura, ejecutados en el tajo, la dimensión transversal debe ser al menos de 0,25 m

56. LOSAS

Si el análisis es elástico, el cálculo de la armadura longitudinal se hará para un momento equivalente, función de los momentos flectores y cruzados² que se obtengan en cada punto.

En las losas con sustentación lineal, salvo justificación, el canto total³ no será inferior a L/40 ni a 0,08 m, siendo L la luz menor del paño.

En las losas sobre soportes aislados, salvo justificación, el canto total, cuando es constante, no será inferior a L/32 si es maciza, ni a L/28 si es aligerada, siendo L la luz mayor del recuadro entre soportes. En las aligeradas, la separación entre nervios será a lo sumo de 1,00 m, y el espesor de la losa superior será de al menos 0,05 m, disponiendo una malla.

Además, el intervalo entre armaduras principales debe ser a lo sumo de 0,25 m o 2·h y el diámetro de la armadura menor de h/10, siendo h el canto total de la losa. La armadura de una dirección será al menos el 25% de la de la perpendicular. En las aligeradas conviene disponer estribos en los bordes a intervalo no mayor que h/2. En cualquier caso, las armaduras inferiores de las bandas de soportes deben ser continuas o solapadas a su paso, al menos dos de las armaduras pasarán por el interior del soporte⁴ y en los extremos se anclarán, y el despiece respetará lo indicado⁵ en la figura 56.1

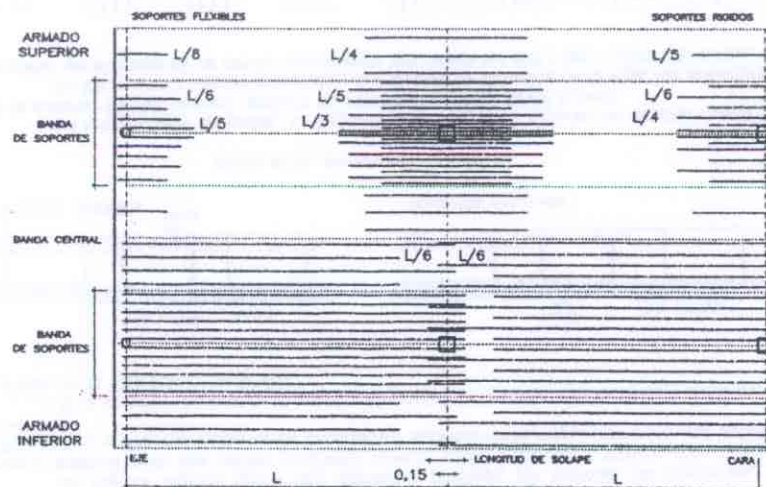


Figura 56.1 Despiece de armaduras en losas con soportes aislados

- ¹ En los circulares puede adoptarse un estribo continuo helicoidal.
- ² En muchos textos se califican, no muy acertadamente, de momentos torsoras. Véase nota de 59.8
- ³ En ocasiones se denominan también placas.
- ⁴ [Cuando es de hormigón o de fábrica; la norma no da la regla cuando es metálico]
- ⁵ [Incluye algunos matices no existentes en la versión original]

57. MUROS DE CONTENCIÓN

[Se rigen por las cláusulas generales de elementos flectados]¹

58. LÁMINAS

Salvo justificación, el espesor de la lámina será de al menos 0,09 m si es plegada, 0,07 m si es de simple curvatura, y 0,05 m si es de doble curvatura.

Además las armaduras se dispondrán rigurosamente simétricas respecto al plano medio de la lámina; su sección será de al menos 2% de la de hormigón,² y la distancia entre armaduras será a lo sumo 3·h si se dispone una malla central, o 5·h si se disponen mallas junto a los dos paramentos.

59. CIMENTACIÓN

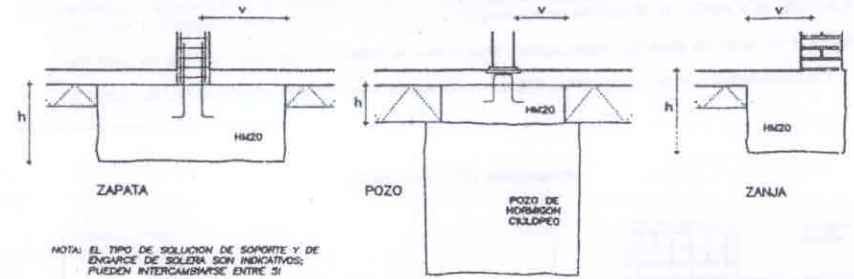
59.1 Zapatas simples

Si el canto³ total de la zapata, en todas direcciones, es superior a h_m

Presión del terreno ⁴	p	150	200	250	300	400	(kN/m ²)
h_m	0,8·v	1,0·v	1,1·v	1,2·v	1,4·v		> 0,35 m
h_a	0,3·v	0,4·v	0,4·v	0,5·v	0,5·v		> 0,25 m

siendo: p presión del terreno; si es variable, debe tomarse el valor promedio del vuelo, vuelo, distancia entre el borde de la zapata y el punto medio entre la cara y el eje del soporte.

la zapata puede⁵ realizarse de hormigón en masa⁶ sin ningún otro requisito.⁷



NOTA: EL TIPO DE SOLUCIÓN DE SOPORTE Y DE ENGARCE DE SOLERA SON INDICATIVOS; PUEDEN INTERCAMBIARSE ENTRE SI

Figura 59.1 Zapatas de hormigón en masa

En otro caso, en las direcciones¹ en que el canto sea inferior a h_m debe disponerse armadura para soportar el momento del vuelo, que da lugar a una tracción.²

$$T = F \cdot e / z$$

siendo:

- F la reacción del terreno³ desde el borde de la zapata al eje del soporte
- e la distancia entre la reacción F y el límite del vuelo; cuando la compresión es centrada,⁴ puede tomarse $e = a/4$ y $F = N/2$; por tanto $T = N \cdot a/8 / z$
- z el brazo mecánico de la zapata; para zapatas rígidas ($h > 0,5 \cdot v$) se puede tomar 0,85·d siendo d el canto útil de la zapata, distancia entre la cara superior y el plano medio de la armadura.

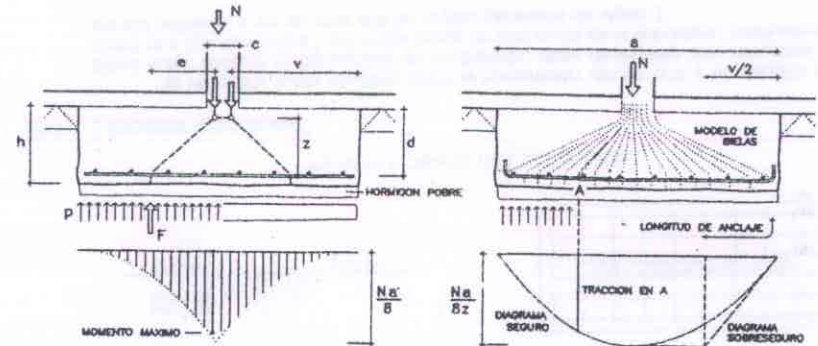


Figura 59.2 Zapatas de hormigón armado

¹ [Las zapatas pueden tener vuelos diferentes en cada dirección, o ser, como los soportes, de planta cuadrada, rectangular, circular, triangular, trapecial, etc. Por comodidad, en las figuras se representan rectangulares]

² [Cuando la expresión es homogénea pueda prescindirse del subíndice de cálculo "d" que aparece en el texto original]

³ Cuando h es mayor de 0,5·v (zapatas rígidas); en caso contrario (zapatas flexibles) el texto original introduce dos matices ; tanto F como e se miden hasta un punto hacia adentro de la cara del soporte, a 0,15·c en caso de soporte de hormigón, 0,25·c en caso de fábrica, y a mitad entre el borde de la placa y la cara del fuste en caso de acero. [Estos matices tienen muy poca trascendencia práctica]

⁴ [Si la compresión del soporte es muy excéntrica, el momento $N/2 \cdot a/4$ se incrementa en $M/2$, siendo M el momento en la base del soporte]

¹ [La norma no contiene prescripciones sobre muros de carga o de sótano, salvo si son en masa]

² El valor corresponde a HA25, B500 y control normal; en otro caso es $A_s = (0,3+5/f_{cd}) \cdot A_c \cdot f_{cd}/f_{sd}$ con f_{cd} en N/mm².

³ [Si es posible elegir, la zapata más económica es la muy armada, pero sin necesitar armadura de cortante, es decir con un canto h_a del orden de la mitad del vuelo; en otro caso del canto que resulte en cuanto se haya alcanzado el terreno que admite la presión convenida o, si, es poco mayor, el canto h_m que permite HM20 en vez de HA25]

⁴ Los valores de p en kp/cm² son 1,5 2,0 2,5 3,0 y 4,0 respectivamente.

⁵ [Con firme muy profundo, la zapata también puede realizarse sobre un pozo, usando dos hormigones, uno pobre o ciclópeo, para el pozo, y otro en masa HM20 o armado HA25 para la parte superior o zapata propiamente dicha; en ese caso la zapata puede hacerse de menor sección que el pozo, dimensionándola por ejemplo para una tensión del hasta 1000 kN/m² (10 kp/cm²), siendo recomendable que el pozo tenga al menos un canto del orden del doble del vuelo que excede de la zapata]

⁶ Se refiere a HM20, con seguridad normal; con control reducido el canto debe ser un 10% superior. La expresión general es $h \cdot v > \sqrt{(f_{ct}/3 \cdot p)}$ correspondiente a la capacidad resistente a flexión. EHE impone además la condición de cortante, que lleva a $v/h < 1 + f_{ct}/p$ y la de punzonamiento, que lleva a $v/h < \sqrt{(1/4 + f_{ct}/p)}$ [que quedan sistemáticamente cubiertas por la de flexión. En estas dos últimas condiciones se ha interpretado que la resistencia del hormigón es la de tracción, f_{ct} ; en la versión original se refiere a una cierta "resistencia virtual de cálculo a esfuerzo cortante" que no está definida; además la resistencia a cortante según el artículo 44 depende linealmente de la armadura longitudinal, que en el caso de zapatas en masa no existe]

⁷ [Salvo el de que, en su canto puedan embestirse las esperas o anclajes del soporte, aunque EHE no precisa cómo se determina exactamente su longitud, salvo en el caso, poco habitual, que estén traccionadas, y aun en esas sólo la parte solapada con el soporte. La armadura que entra en la zapata puede determinarse a partir de la sección del soporte, contando con el incremento de resistencia del hormigón, según 60, que en general alcanza $3,3 \cdot f_{cd}$]

La sección de la armadura se obtendrá a partir de una resistencia de cálculo no superior a 400 N/mm², y se dispondrá, uniformemente,¹ sin reducción de sección a lo largo de toda la zapata.² A partir del punto a mitad de vuelo, la armadura debe prolongarse³ su longitud de anclaje⁴, [si es preciso doblándola en patilla para lo que falte]

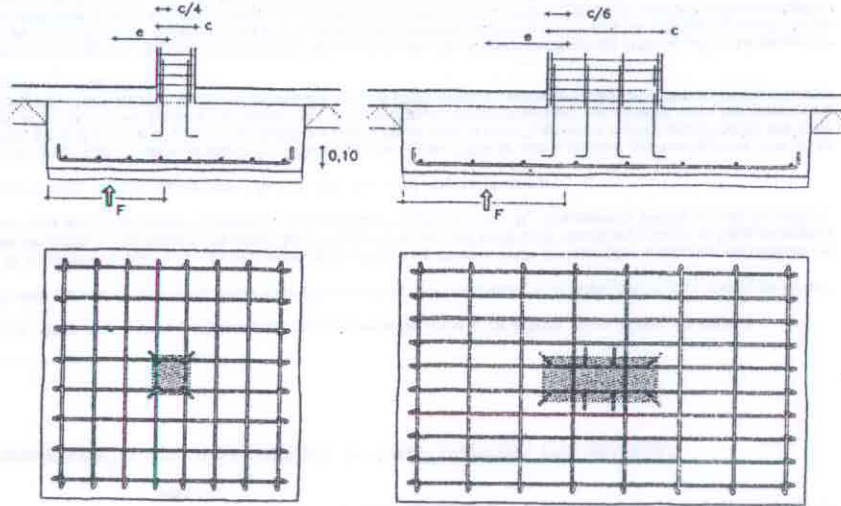


Figura 59.3 Distribución de armadura en zapatas

Si el canto de la zapata es menor de h_a , necesita además armadura de cortante.⁵

¹ Para zapatas muy alargadas, y cuando $h < 0,5 \cdot v$, debe densificarse en la parte central, de manera que en una longitud igual a b pero no menor de $c+2 \cdot h$, haya doble densidad; la regla equivale a disponer uniformemente una armadura $2a/(a+b)$ veces la obtenida. [De acuerdo con la tabla de la página anterior, en cuanto h baje de $0,5 \cdot v$, es probable que además la zapata necesite armadura de cortante, complicación que no es usual, salvo en losas, en las que dicho fenómeno se comprueba en clave de punzonado]

² [En rigor en la zona sometida a flexión]

³ [La Instrucción reenvía para el anclaje en el caso de zapatas rígidas al artículo 66, que, sin definir cómo varía la tensión de la armadura en su desarrollo, es inaplicable; para las flexibles ofrece dos comprobaciones, una, según el artículo 66 a partir de un canto de la sección de máximo momento, que es inaplicable, y a partir de medio canto del borde, suponiendo, del lado de la seguridad, que el hormigón no resiste nada de tracción, o sea, con un modelo de bielas en abanico, como muestra la figura. La regla que aquí se ofrece es una simplificación segura de todas ellas]

⁴ [La longitud de anclaje, cuando la armadura es estricta, tiene en este caso el valor:

Díámetro de la armadura	φ12	φ16	φ20
Longitud de anclaje (m)	0,30	0,40	0,60

si se dispone más de la estricta, el valor se reduce en la misma proporción. El doblado en patilla reduce la necesidad de la longitud que falte en un 30%. Las zapatas habituales de edificios no suelen necesitar patilla]

⁵ La comprobación de cortante se realiza a un canto de la cara del soporte, que, para no exigir armadura, lleva a la expresión $v/h < 1 + f_{cv}/p_d$ [Desgraciadamente EHE no ofrece el valor de f_{cv} y todo apunta a que la expresión dada en el artículo 44, que dice referirse exclusivamente a elementos lineales, no se aplica a zapatas; la expresión del texto procede del valor de f_{cv} dado en EH-91] Para no disponer ningún tipo de armadura vertical, la comprobación de punzonado, a 2 cantos de la cara del soporte, resulta sistemáticamente cubierta por la de cortante, salvo quizá en los casos en que la presión del suelo es menor de 100 kN/m² (1 kp/cm²), [que generalmente corresponden a alguna variante de losa]

59.2 [Zapatas combinadas¹

Obtenido el diagrama de momentos de la zapata sometida a la compresión de los soportes y la reacción del terreno, si hay tracciones en la cara superior, ésta deberá resistirse con armadura dispuesta de uno a otro soporte y anclada en escuadra, si es necesario, una vez rebasada su cara exterior.]

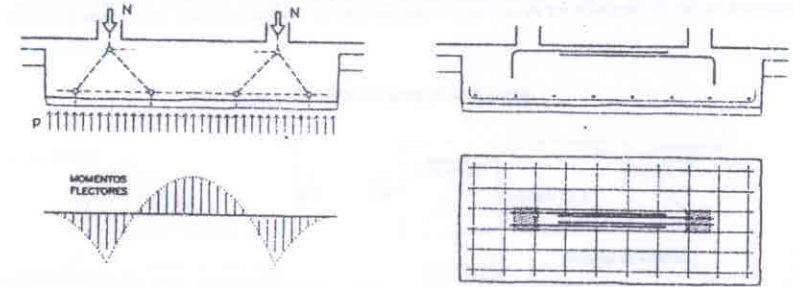


Figura 59.4 Zapatas para dos soportes

59.3 [Zapatas excéntricas²

Si no puede haber equilibrio entre la compresión del soporte y la reacción del terreno, como suele suceder en las zapatas de medianería, debe disponerse una estructura auxiliar, tal como una viga centradora,³ que recoja carga de otro punto de la estructura, habitualmente de otra zapata próxima, y que se arma con las reglas generales de vigas.]

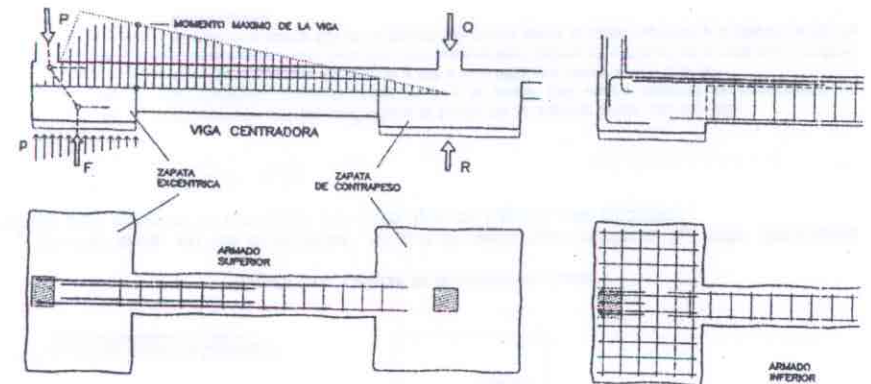


Figura 59.4 Viga centradora

¹ [En EHE no hay preceptos sobre zapatas combinadas, de uso frecuente en obras de arquitectura]

² [En EHE no hay preceptos sobre zapatas de medianería, ampliamente utilizadas en obras de arquitectura]

³ [Resulta conveniente incorporar en el modelo de análisis de la estructura la zapata y la viga centradora. Alternativamente, si el momento en el soporte no es imprescindible por equilibrio, se puede disponer la compresión del soporte del lado favorable, a tenor de la capacidad real del dispuesto. Si la reacción del terreno es una función triangular, usualmente se aceptan puntas 1,25 veces el valor de presión admisible en distribución uniforme]

59.5 [Pilote simple¹

Cuando se dispone un pilote² bajo un punto intermedio de un forjado, deberá calcularse éste para su carga y la reacción del pilote; si se dispone bajo un soporte, habrá que garantizar la transmisión de sollicitación de uno a otro, de manera similar a como se hace entre un tramo de soporte y el sucesivo.³

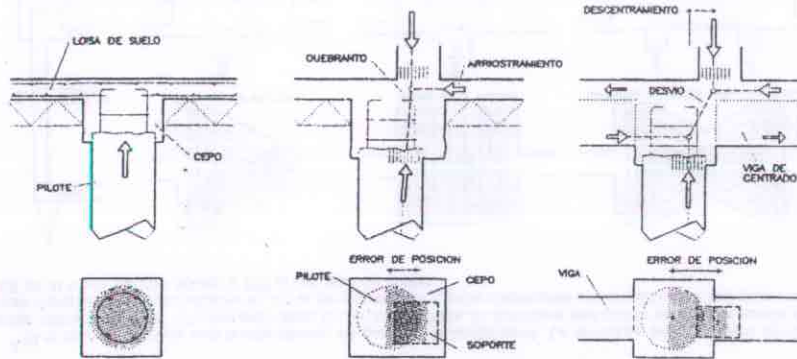


Figura 59.5 Soluciones de pilote simple

En general los pilotes se disponen con poca precisión, por lo que habrá que prever algún sistema que se ocupe de resolver la excentricidad inevitable,⁴ calculando el cepo y en su caso la viga centradora, tras constatar la posición real en que ha sido construido cada uno.]

59.6 [Sistemas de pilotes

Cuando, como en el caso de obras de arquitectura, se disponen varios pilotes para un mismo edificio, en general debe acudirse a una estructura intermedia de transición entre pilares y pilotes.

Si se disponen menos pilotes que pilares, deberá proyectarse un sistema de vigas puente o centradoras; en los puntos en que pilar y pilote estén próximos, se usará el modelo de *bielas y tirantes*⁵]

¹ [EHE no contiene ninguna restricción o cautela al respecto, lo que en algunos foros se interpreta como desautorización para usar esa solución, que, en obras de arquitectura, es posiblemente la más recomendable]

² Los pilotes se comprueban como soportes, considerando que el terreno impide, en buena medida, el pandeo. Los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se calcularán a partir de un diámetro eficaz:
 Diámetro teórico 0,35 0,45 0,65 0,85 0,95 m
 Diámetro eficaz 0,32 0,43 0,62 0,81 0,90 m

³ [El nudo de unión entre pilar y pilote, en donde, habitualmente, acomete además un forjado sanitario o una losa de suelo, se puede denominar *cepo*]

⁴ [Como por lo general la capacidad del pilote es del orden de la mitad de la que posee como pieza de hormigón, su reacción se puede disponer, en la dirección que interesa, al menos a un quinto de diámetro de su centro y en muchas ocasiones, cuando, su dimensión es holgada, a más. Si hay una *losa de suelo* corrida uniendo varios pilotes, ésta puede aportar cómodamente la componente horizontal que se necesita para producir el equilibrio, bastando comprobar que, si los errores de posición son aleatorios, estas componentes se cancelan entre sí. Debido a que en el soporte, si es de hormigón, se puede suponer, asimismo, aplicada la acción al menos a 1/20 de su centro y del lado conveniente, el conjunto puede dar cuenta de una excentricidad del orden de 0,3 a 0,4 del diámetro del pilote y más si se acude a un *cepo* de suficiente profundidad; si la excentricidad detectada es mayor, deberá acudirse a un sistema específico, tal como vigas centradoras. Ese recurso será prácticamente obligado si no hay *losa de suelo*, que es el elemento arriostrante por excelencia]

⁵ Véase el artículo 40.

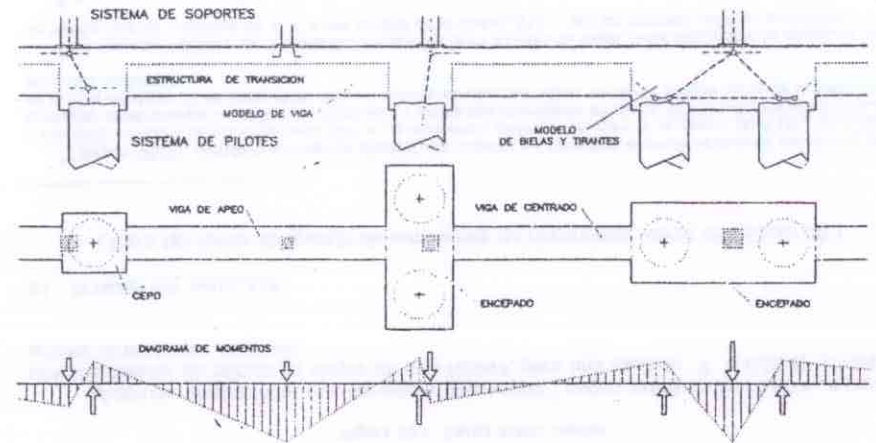


Figura 59.6 Estructura de transición entre pilares y pilotes

59.7 Encepados

Si en algún punto se disponen dos o más pilotes para un soporte,¹ la estructura de transición se conoce como *encepado*. El canto en el borde del encepado no será inferior a 0,40 m y en ningún punto al diámetro del pilote. Además, [salvo que se dispongan vigas] la distancia entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será inferior a 0,25 m.

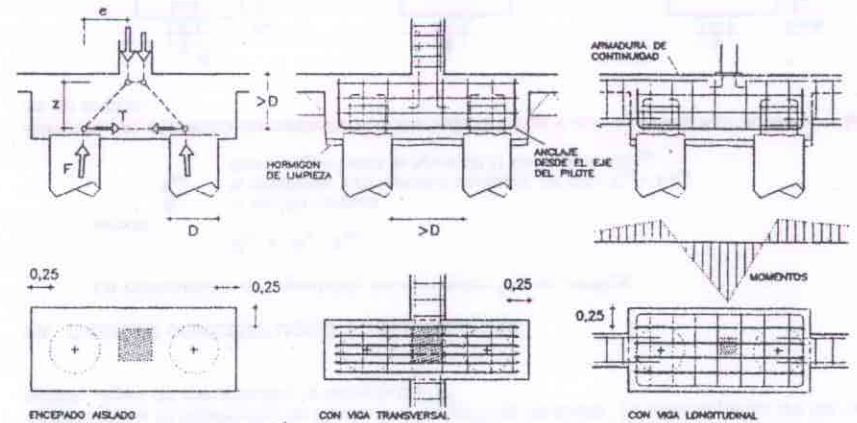


Figura 59.7 Encepado de dos pilotes

¹ [Obviamente para minimizar las sollicitaciones del encepado, los pilotes deben disponerse lo más próximos posible. En el caso de dos pilotes, para que el perímetro conjunto no sea inferior a la suma de los perímetros de ambos, éstos deben separarse entre sí al menos un diámetro]

En el caso de encepado de dos pilotes, el modelo de bielas para el cálculo de la tracción es el indicado en la figura 59.7. [Si no hay vigas en la dirección del encepado] la tracción inferior es:

$$T = F \cdot e / z$$

siendo:

- F la reacción del pilote más cargado
- e la distancia entre el centro de la reacción del pilote y el centro de la mitad del soporte
- z el brazo de palanca, igual a 0,85·d

[si hay vigas en la prolongación del encepado, al momento isostático F·e se puede restar el que resulta de la capacidad de la armadura superior de la viga en su encuentro con el encepado]

La armadura inferior se calculará a partir de una resistencia de cálculo no superior a 400 N/mm², se dispondrá [sobre los pilotes] sin reducir su sección en toda la longitud traccionada, y se anclará [si no hay vigas en prolongación del encepado] a partir del eje del pilote, por prolongación recta, en escuadra, o mediante armaduras transversales soldadas.¹

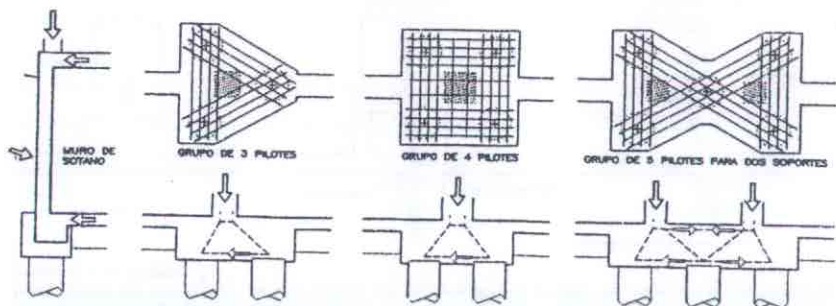
En dirección perpendicular al plano de los pilotes, el encepado de dos² se rige por las reglas de un pilote simple.

59.8 Losas de cimentación

El cálculo de la armadura longitudinal se hará considerando un momento equivalente, función de los momentos flectores y torsores.³

¹ Si el encepado no está arriostrado por losa de suelo (calificada generalmente como solera) o por vigas de centrado dispuestas transversalmente, debe poseer una armadura secundaria formada por: una armadura superior de sección 1/10 de la inferior, dispuesta a lo largo de todo el encepado; una armadura vertical formada por cercos cerrados que atan las anteriores, con una sección 4% de la sección de hormigón perpendicular a su dirección; y una armadura horizontal formada por cercos cerrados atando la vertical, de la misma sección.

² Si el encepado tiene tres o más pilotes, se procede análogamente. La armadura principal debe disponerse en bandas sobre los pilotes, complementándola con una cuadrícula de armadura secundaria de sección cuarta parte. Con cargas importantes, [poco usuales en obras de arquitectura], debe disponerse una armadura vertical para una tracción R/4,5 en el caso de tres pilotes y R/6 en el caso de cuatro.



³ [La denominación es clásica en la literatura de losas, pero no se trata de auténticos momentos torsores, en el sentido físico, sino más propiamente de momentos cruzados, que surgen matemáticamente al adoptar un sistema de coordenadas no coincidente con las direcciones principales de flexión. Véase la nota de 56]

59.9 Atado

[La estructura debe formar un conjunto bien atado. Cuando bajo el último forjado la longitud de los fustes de soporte sea elevada sin existir solera,] en zonas de sismicidad elevada es preceptiva la disposición de elementos específicos de atado [al nivel superior de las zapatas, ceptos, vigas de cimentación, o encepados].²

60. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS

La compresión es soportable en el macizo,³ si se verifica:

siendo:

$$N_d < A_c \cdot f_{cd}$$

A_c la sección cargada
 f_{cd} la resistencia a compresión multiaxial, de valor $f'_{cd} = k \cdot f_{cd}$ (con k según indica la figura 60.1) sin superar $3,3 \cdot f_{cd}$

siempre que el macizo no presente huecos bajo la carga y que su canto sea superior a la mitad de su ancho.

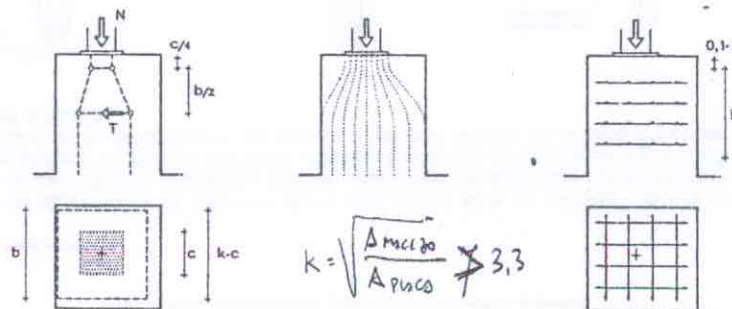


Figura 60.1 Carga sobre macizo

Además se dispondrá una armadura transversal,⁴ según indica la figura 60.1, a partir de una resistencia de cálculo no mayor de 400 N/mm², para una tracción $T = 0,25 \cdot N \cdot (1 - c/b)$ en ambas direcciones en planta.

61. ZONAS DE ANCLAJE

(Para las zonas de anclaje de armaduras de pretensado véase el artículo 40)

¹ [Según NSCE, cuando la aceleración sísmica sea superior a 0,08-g (básicamente Andalucía meridional, Murcia y Alicante), el atado puede extenderse sólo a los elementos perimetrales, pero si es mayor de 0,16-g (provincia de Granada) debe extenderse a todos los elementos y en las dos direcciones en planta. El elemento de atado más eficaz es la losa de suelo. Si no existe dicha losa de suelo y se disponen vigas, no tienen porqué trazarse exactamente de soporte a soporte]

² En vigas contratoras, de cimentación, encepados, y en su caso de atado, debe disponerse la armadura mínima de flexión que se establece en 42.3, a ser posible de al menos $\phi 12$, y con un intervalo máximo de 0,30 m.

³ Al tratarse de una región D, se calcula según el artículo 40.

⁴ [Se entiende si el macizo es exento; si se trata de una zapata enterrada, regutada por el artículo 59, puede no estar armada]

62. VIGAS DE GRAN CANTO

En el caso de una viga de un tramo con canto mayor¹ que el 70% de la luz, o en vigas continuas con canto mayor² que el 60% de la luz,³ debe disponerse una armadura de tirante entre cargas locales, para una tracción⁴:

$$T_o = 0,40 \cdot F_o \quad T_e = 0,16 \cdot F_i \quad T_l = 0,09 \cdot F_l$$

y una de continuidad, sobre cargas locales intermedias, repartida en una zona de profundidad no mayor de 0,6·L ni de 0,6·h, (véase figura 62.1), centrada con la posición de T_e para una tracción de valor 0,20·F_i a partir de una resistencia de cálculo no superior a 400 N/mm².

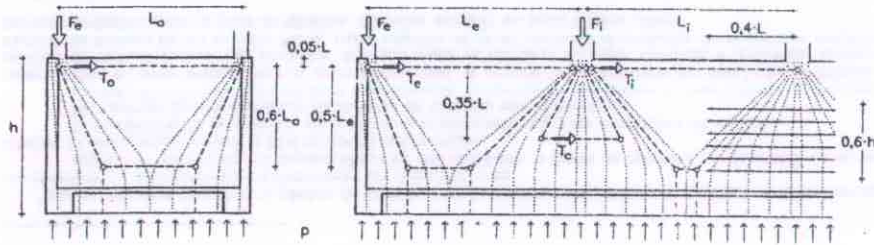


Figura 62.1 Muros de sótano

En ambas caras y direcciones se completará hasta una armadura al menos de sección 1% de la de hormigón.

En los extremos, la armadura se prolongará su longitud de anclaje a partir de la cara de la reacción local, doblándose en lazo bajo ella (véase figura 62.2)

Si la carga no acomete mediante una pieza de hormigón, [ni hay forjado a nivel del arranque de los soportes], debe comprobarse que la tensión de cálculo bajo la placa de apoyo no supera 0,7·f_{cd}

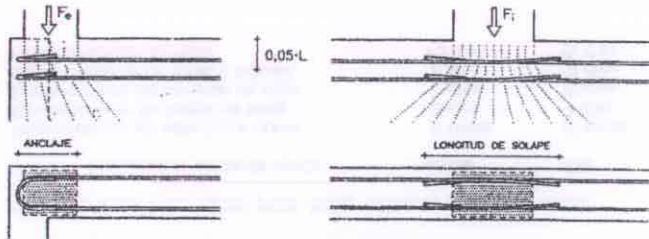


Figura 62.2 Detalles de vigas de gran canto

63. MÉNSULAS CORTAS

En las ménsulas sometidas a una carga puntual a una distancia v de la cara del soporte menor¹ que el canto útil d, en dicha sección, el canto útil c medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será al menos 0,5·d.

En la ménsula debe disponerse una armadura principal para soportar una tracción que alcanza el valor:

$$T = F \cdot e/z + H$$

siendo:

- e/z oblicuidad de la biela, de valor:
 - 0,7 si la ménsula se hormigona monolíticamente con el pilar²
 - 1,0 si la ménsula se hormigona sobre el pilar endurecido³
 - 1,7 ídem, pero con rugosidad débil en la superficie de hormigón endurecido

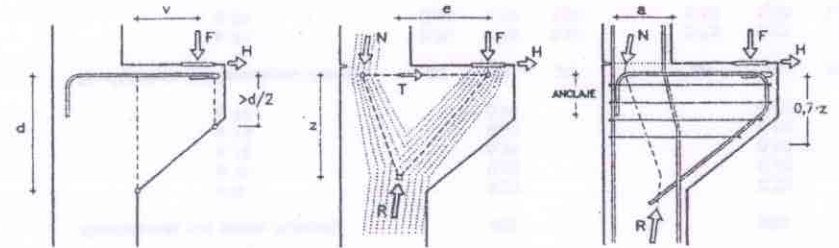


Figura 63.1 Ménsula corta

y cercos horizontales en los 2/3 superiores de z para una tracción total 0,2·F, en ambos casos, a partir de una resistencia de cálculo no superior a 400 N/mm².

Si la carga no acomete mediante una pieza de hormigón, debe comprobarse⁴ que la tensión bajo la placa de apoyo no supera 0,7·f_{cd}

64. EMPUJE AL VACÍO

Las tracciones que se producen debido a un cambio en la dirección de las tensiones, como sucede en quiebrós de zanca, cambio de canto en vigas, piezas de directriz curva o uniones de soporte a viga, deben resistirse mediante armaduras convenientemente ancladas.

¹ Se calculan como regiones D, según el artículo 40

² Para ello el canto d debe superar 1,6·a

³ Para ello el canto d debe superar 1,2·a

⁴ [Además, el tramo superior de soporte debe calcularse para las sollicitaciones que resulten del análisis, a partir del canto neto a, la armadura principal de la ménsula debe anclarse en el trasdós del soporte para la tracción vertical resultante del equilibrio, y el tramo de soporte a la altura de la ménsula debe comprobarse para la biela de quebranto que enlaza las de los fustes superior e inferior]

XIII. EJECUCIÓN

65. ENCOFRADOS Y APUNTALADOS

Los encofrados y apuntalados poseerán una resistencia y rigidez suficientes para soportar, sin asientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones procedentes del hormigonado y compactación, hasta que la estructura permita su retirada sin daños.¹

Como plazos razonables para dicha retirada, puede tomarse:

Temperatura ambiente media	cálida	tibia	fría
Desencofrado de soportes y muros	9 horas	15 horas	30 horas
Desencofrado de fondos de losas	2 días	4 días	8 días
Desencofrado de costeros de vigas	7 días	10 días	20 días
Desapuntalado de losas y torjados	7 días	10 días	20 días
Desapuntalado de vigas	10 días	15 días	28 días

66. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

Las armaduras² no incorporarán sustancias perjudiciales, como grasa o pintura, y se fijarán para que no varíe su posición³ durante el transporte, montaje y hormigonado.⁴

Los cercos o estribos se sujetarán a las armaduras principales, por ejemplo, mediante simple atado, pero una vez que la ferralla esté presentada, no debe usarse soldadura.

La disposición de la ferralla debe permitir un correcto hormigonado y envoltura de las armaduras.⁵ La distancia libre, horizontal y vertical, entre armaduras, debe ser al menos: 0,02 m, el diámetro de la mayor de ellas, y 1,25 veces el tamaño máximo del árido usado.⁶

¹ Los encofrados impedirán la pérdida de lechada. Los de madera se humedecerán para que no absorban agua del hormigón, y permitirán su entumecimiento sin complicaciones.

Antes de hormigonar, se limpiará el interior del encofrado, a través de aberturas provisionales en su parte inferior. El encofrado facilitará la libre retracción del hormigón.

El suministrador de puntales debe aportar sus características y las condiciones de su uso.

No pueden usarse elementos de aluminio en contacto con el hormigón.

La dirección de obra debe autorizar expresamente los productos que faciliten el desencofrado, que no deben dejar rastros, ni tener efectos dañinos sobre el hormigón, ni deslizar por la superficie del encofrado, ni dificultar el recibido de revestimientos. Los productos desencofrantes se aplicarán en capas continuas y uniformes, dentro del margen de tiempo de su eficacia. No se usará gasóleo, ni grasa corriente ni productos similares; son aceptables barnices antiadherentes a base de siliconas, o aceites solubles en agua o grasa diluida.

² La UNE 36831:97 versa sobre una posible sistematización de planillas de armado.

³ Las armaduras se asegurarán en su posición definitiva. Las dobladas deberán ir convenientemente envueltas por cercos o estribos en la zona del codo. Las armaduras se pueden fijar en taller mediante soldadura, (véase UNE 36832:97), u otros procedimientos garantizados, teniendo en cuenta las normas de buena práctica. La soldadura en el tajo exigirá la autorización expresa de la dirección de obra.





⁴ Se recuerda que no es conveniente mezclar aceros de distinta resistencia, por la confusión a que puede dar lugar.

⁵ El tamaño de los vibradores puede limitar las posibilidades. Si las armaduras se disponen en varias capas horizontales, para que se puedan computar como armaduras simples, deben disponerse alineadas en vertical, dejando espacio para el paso de un vibrador. En vigas puede ser recomendable disponerlas en vertical sin espacio entre ellas, pero entonces tendrán el tratamiento de grupo. A efectos de recubrimientos y separaciones, un grupo de dos armaduras se considera como una de diámetro 1,4 veces mayor; se pueden poner hasta tres juntas, con un diámetro equivalente 1,7 veces mayor. [En soportes no es nunca recomendable]

⁶ [En general es de 20 mm, por tanto la distancia horizontal deberá ser al menos 25 mm]

66.1 Doblado de armaduras

El doblado de las armaduras¹ se hará con un diámetro superior a:²

Tipo de elemento	Cercos	Patillas	Barras dobladas	
			B400S	B500S
				
φ 8	0,03	0,03	--	--
φ 10	0,03	0,04	--	--
φ 12	0,04	0,05	0,12	0,16
φ 14	--	0,06	0,14	0,18
φ 16	--	0,06	0,16	0,20
φ 20	--	0,14	0,20	0,24
φ 25	--	0,18	0,25	0,30

Diámetro mínimo de doblado (m)

66.2 Anclaje³

[En cada uno de sus extremos, toda armadura debe tener suficiente desarrollo para que pueda, por transferencia al hormigón a través de la superficie envolvente, alcanzar la tensión que se le supone, lo que de ordinario significa más longitud que la teóricamente imprescindible por su resistencia].

En armaduras simples,⁴ la longitud básica de anclaje⁵ tiene, en m, el valor:⁶

Resistencia del acero (N/mm ²)	400			500		
	φ 8	0,20			0,30	
φ 10	0,30			0,40		
φ 12	0,35			0,45		
φ 14	0,40			0,50		
φ 16	0,50			0,60		
Resistencia del hormigón (N/mm ²)	30	25	20	30	25	20
	φ 20	0,60	0,70	0,80	0,75	0,85
φ 25	0,90	1,10	1,20	1,15	1,30	1,60

¹ También las mallas, si el doblado se hace a más de cuatro diámetros del nudo; en otro caso el diámetro de doblado será de 20 diámetros.

² El doblado se hará en frío, mediante métodos mecánicos, con velocidad constante, y con la ayuda de mandriles, para conseguir curvatura constante. El enderezamiento de codos puede producir daños reales o potenciales en las armaduras. Si hay que desdoblar una armadura, por ejemplo, una espera, hay que comprobar que no resulta dañada.

³ [El anclaje de las armaduras no corresponde en rigor a ejecución, siendo un dato a tener en cuenta en el proyecto, antes de definir por completo el despiece de las armaduras; en versiones anteriores de EHE el anclaje figuraba dentro de un estado límite de adherencia. Las comprobaciones de adherencia han desaparecido de EHE]

⁴ Dos armaduras en contacto, que forman grupo, pueden terminar las dos al tiempo adoptando una longitud de anclaje 1,3-1, o bien considerando en la que se corta antes una longitud 1,2-1, siempre que su testa se distancie de la otra una longitud l, siendo l la longitud de anclaje correspondiente a una armadura simple; véase figura 66.1

⁵ La longitud básica de anclaje de una armadura es la necesaria para que, a tensión de adherencia constante en su superficie lateral, alcance toda la capacidad mecánica teórica, producto de su sección por la resistencia de cálculo del acero.

⁶ [Los valores son los mismos que los de la anterior versión; los de 20 N/mm² se han tomado de EH-91, ya que EHE los omite. Se necesitan al menos para el anclaje de esperas de soporte en zapatas de hormigón en mesa]

La longitud de anclaje¹ es el producto de la longitud básica² por:

- 0,7 si la armadura es vertical o forma un ángulo con la vertical inferior a 45°, o está situada en la mitad inferior de la sección, o a más de 0,30 m de la cara superior de una tongada de hormigonado,³
- A/A_r si la armadura real dispuesta A_r que se ancla, es mayor que la estrictamente necesaria A
- 0,7 si, en tracción, en el extremo posee una patilla⁴ o gancho,⁵ o, en cualquier caso⁶ si tiene una armadura soldada transversal,

sin poder adoptar para el producto de los dos últimos un valor menor⁷ de 1/3, y sin que la longitud resultante sea inferior a 10 φ ni a 0,15 m

En vigas debe continuarse hasta los apoyos una sección al menos un tercio de la necesaria para resistir el máximo momento positivo.⁸ Esta armadura se prolongará a partir de la cara del apoyo⁹ una longitud igual a la de anclaje.¹⁰

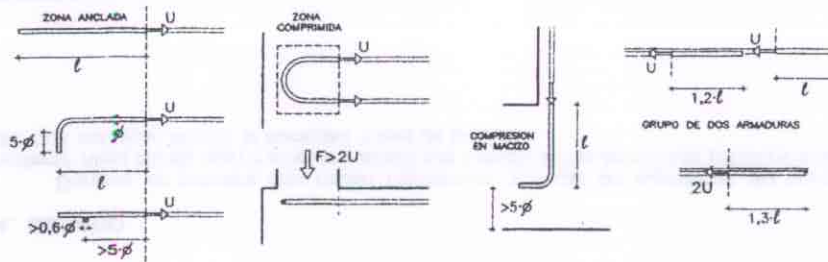


Figura 66.1 Longitud de anclaje

¹ [El texto original la denomina y denota como *net*]

² Incrementada en 10 φ cuando se considera acción sísmica u otra acción dinámica.

³ Es lo que se denomina *Posición I* o de adherencia buena; en otro caso, armaduras sensiblemente horizontales en la parte superior, sin esa reducción, se consideran de *Posición II* o de adherencia deficiente.

⁴ Se entiende una patilla o gancho normalizados, véase figura 66.1 [Cuando la armadura llega al extremo de una pieza con toda su tensión, la interpretación de la regla es adoptar la longitud que se pueda en prolongación, y la que falta, con una rebaja del 30%, en escuadra, y del lado y forma que conduzca al equilibrio del nudo]

⁵ Se entiende hacia adentro de la pieza, y en ese sentido no interesa rematar en patilla a compresión [salvo cuando se trata de patilla hacia afuera, una vez que la armadura ha entrado en un nudo o macizo; en ese caso es la solución más aconsejable]

⁶ [La posibilidad de unir dos extremos en tracción máxima con un lazo, sólo es posible cuando dentro de él esté garantizada una compresión mayor que la tracción entre ambas ramas del mismo]

⁷ En tracción; en compresión los dos tercios. [Es una novedad respecto a la anterior EH]

⁸ [No hay acuerdo en sí aquí, el término *apoyo* se refiere a extremo o a momento nulo, lo que dificulta su interpretación en un caso general; probablemente es lo segundo, y la regla valdría asimismo para momentos negativos, pero la costumbre ha institucionalizado que significa lo primero; de ahí que el texto original añada] en el caso de apoyos extremos y al menos un cuarto en los intermedios.

⁹ [La regla se ha venido enunciando hasta incluso EHE como "a partir del eje del apoyo", pero las figuras del texto original expresan claramente que, en nudos extremos a los que se llega en tracción, el anclaje se mide desde donde comienza la reacción, que es la cara del elemento de apoyo; en una unión rígida, un empotramiento, o en una sustentación extensa, tal como un muro de fábrica, no está bien definido lo que sea el *eje del apoyo*; en apoyos intermedios, a los que se llega en compresión, el Eurocódigo incluye una figura indicando que basta que la armadura rebasa la cara del elemento sustentante una longitud 10 φ]

¹⁰ [En apoyos en continuidad, debido a que dicha armadura no es necesaria desde el punto de vista resistente, y puede no usarse siquiera como armado a compresión, debe deducirse que A sería nula, y por tanto también nula la longitud de anclaje, salvo por la segunda cláusula que obliga a que sea al menos 10 φ o 0,15 m; como no está ni a tracción ni a compresión, no se sabe cómo interpretar la primera]

66.3 Empalme

Los empalmes¹ se dispondrán sólo donde lo indiquen los planos o la dirección de la obra, procurando siempre que queden alejados de las zonas de máxima tracción de la armadura.

Los empalmes² pueden realizarse por solapado,³ por dispositivos mecánicos, o por soldadura.⁴ En mallas la longitud de solapado no será inferior a 15 φ ni a 0,20 m

67. ARMADURAS DE PRETENSADO [Véase anejo P]

68. FABRICACIÓN DE HORMIGÓN

[Para montar una central o fabricar el hormigón en obra, consulte el anejo F]

69. RECEPCIÓN DEL HORMIGÓN

Cada bombona de hormigón⁵ irá acompañada de una hoja⁶ de suministro, que indique:

- Nombre y localización de la central, número de serie del suministro y fecha de entrega.
- Nombre del peticionario y del receptor, identificación del camión y persona que descarga
- Definición del hormigón, con:
 - identificación de proyecto, tal como HA25/B/20/l, contenido de cemento en kg por metro cúbico ±15 kg, relación de agua a cemento ±0,02
 - tipo, clase y marca del cemento
 - tipo de aditivo,⁸ y procedencia y cantidad de adición,⁹ o indicación de que no tiene
- Cantidad de la carga, en metros cúbicos de hormigón fresco
- Hora límite para el uso del hormigón

¹ [En obras de arquitectura es rarísimo tener que empalmar armaduras; la longitud comercial con la que están disponibles, de 12 m, suele ser suficiente; el problema habitual es cortar, no empalmar; en mallas es más usual]

² [El solapado entre las armaduras de un fuste de soporte y las esperas del inferior o de una zapata, no tiene carácter de empalme, debido a que las solicitaciones bajo las esperas son muy diferentes a las del fuste y en rigor no se produce transferencia de tensión, salvo en el caso de las traccionadas que mantienen su tensión a un lado y otro del solapado, lo que sucede raras veces y casi exclusivamente en las de zapata]

³ Las armaduras solapadas deben disponerse una al lado de la otra, con una separación menor de 4 φ, (y si están en tracción, mayor de lo indicado en 66), con armaduras transversales de igual sección a la solapada. La longitud de solapado en compresión es igual a la longitud de anclaje, y en tracción es ese valor multiplicado por el factor:

Separación entre solapos	Fracción de armaduras solapadas respecto al total					Mallas
	< 10 φ	1/5	1/4	1/3	1/2	
> 10 φ	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,7

Los solapados de varias armaduras en tracción deben traslaparse al menos su longitud de anclaje. (El texto original incluye reglas especiales para empalme de grupos por solapado)

⁴ O por ensayos que demuestren una resistencia a rotura no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas, y un deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas inferior a 0,1 mm. El empalme por soldadura se describe en UNE36832:97, no pudiéndose hacer en armaduras galvanizadas, tramos curvados, o con clima adverso.

⁵ Antes de comenzar el suministro, el peticionario podrá pedir al suministrador una demostración satisfactoria de que los materiales componentes del hormigón cumplen los requisitos de esta EHE.

⁶ Las hojas irán firmadas por persona física, serán custodiadas por el contratista, estarán a disposición de la dirección de obra, y se incluirán en la documentación final de la misma.

⁷ Si se pide por dosificación, deberá indicarse el contenido de cemento por metro cúbico, la relación de agua a cemento con una tolerancia de ±0,02 y el tipo de ambiente (artículo 8), y consistencia y tamaño máximo del árido.

⁸ Con la denominación según UNE-EN-934-2:98

⁹ Cenizas volantes o humo de sílice

En esta operación no se puede añadir agua,¹ pero sí aditivo fluidificante.²

70. VERTIDO DEL HORMIGÓN

No se debe usar el hormigón que acuse un principio de fraguado. El hormigonado se hará con la conformidad de la dirección de obra, y [en caso de hormigón armado], tras revisión de las armaduras en su posición definitiva, evitando la disgregación de la mezcla, y por tongadas que permitan bien su compactación.³

71. JUNTAS DE HORMIGONADO

Las juntas de hormigonado se situarán a ser posible perpendiculares a las tensiones de compresión, lejos de donde hay tracciones elevadas, asegurando una unión lo más íntima posible entre el hormigón antiguo y el nuevo.⁴

72. HORMIGONADO EN TIEMPO FRÍO

El hormigón fresco no estará a menos de +5°C, ni debe verterse sobre lo que esté a menos de 0°C, o cuando se prevea que, en las siguientes 48 horas, la temperatura ambiente pueda descender⁵ de 0°C.

73. HORMIGONADO EN TIEMPO CALUROSO

Los encofrados deben protegerse en lo posible del soleamiento, y el hormigón recién vertido también así como del viento. Con temperatura ambiente superior a 40°C o viento excesivo, el hormigonado exige medidas especiales, que deben ser expresamente ordenadas por la dirección de obra.

74. CURADO

Durante los primeros días deben mantenerse húmedas las superficies del hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado o mediante recubrimientos plásticos o de otro tipo, que consigan retener la humedad inicial de la masa.

¹ Una vez recibido el hormigón y extraído del camión, el suministrador no es responsable de la consistencia, resistencia o calidad en general del hormigón si a éste se añade agua u otro material.

² Debe hacerse a través del equipo dosificador del camión, y reamasando el hormigón no menos de 1 min/m³ ni 5 min.

³ El medio de compactación se adecuará a su consistencia, (para plástica vibrado normal, y para fluida simple picado con barra) sin dejar huecos, y sin segregación, hasta que la pasta refluya y deje de salir aire. Los vibradores de superficie limitan el espesor de cada tongada a 0,20 m. Los vibradores de molde o encofrado deben evitar la formación de capas de menor resistencia. El revibrado del hormigón deberá ser objeto de aprobación por parte de la dirección de obra.

⁴ Antes de reanudar el hormigonado, se retirará la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto, usando chorro de arena, cepillo de alambre o un chorro de agua y aire, sin usar productos corrosivos, eliminando en su caso las partes dañadas por el hielo. Si la junta es entre hormigones fabricados con distinto tipo de cemento, al hacer el cambio de éste se limpiarán cuidadosamente los utensilios de trabajo.

⁵ En otro caso se adoptarán medidas para que, durante el fraguado y primer endurecimiento, no se produzcan deterioros. Los anticongelantes, siempre autorizados por la dirección de obra, nunca deben contener ión cloro.

En obras de arquitectura,¹ el número conveniente de días de curado es del orden de:

Ambiente Temperatura ambiente media	normal		marino	
	tibia	fría	tibia	fría
No expuesto al sol ni al viento	2	3	3	4
Expuesto moderadamente al sol o viento	2	4	3	5
Muy expuesto al sol con viento fuerte	3	-	4	-

75. DESENCOFRADO

El apuntalado y los encofrados se retirarán cuidadosamente,² cuando la estructura tenga suficiente capacidad resistente,³ teniendo en cuenta las condiciones ambientales (por ejemplo, heladas) y la necesidad de medidas de protección tras su retirada.

76. ACABADO DE SUPERFICIES

Las superficies vistas no presentarán coqueas o irregularidades que perjudiquen al comportamiento de la obra o su aspecto exterior.

77. ELEMENTOS PREFABRICADOS

Los nudos con y entre elementos prefabricados⁴ deberán asegurar la correcta transmisión de los esfuerzos entre las piezas, teniendo en cuenta las tolerancias de dimensión esperables, y sin originar solicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos.⁵

78. INYECCIÓN

[Véase anejo I]

79. Otras observaciones

Deberá cuidarse que los detalles y procesos constructivos sean compatibles con las suposiciones de cálculo, sobre todo en lo relativo a los enlaces especiales (articulaciones, apoyos simples, etc.).

Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier carga estática o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados. Cuando se den fases sucesivas de apuntalado, de pretensado o de puesta en carga, puede ser necesario determinar las solicitaciones correspondientes a las fases intermedias.

¹ [En general conviene curar hasta que se alcance el 70% de la capacidad resistente proyectada. La tabla es una reelaboración de los criterios de comentarios de EHE para obras de arquitectura, en las que se necesita la capacidad definitiva muchos meses después de hormigonar, y en las que se pueden ser más tolerantes en este aspecto]

² Cuando los elementos sean de cierta importancia, pueden usarse cuñas, cajas de arena, o gatos para lograr una entrada en carga gradual de la estructura.

³ [La capacidad resistente de los elementos flectados es muy poco dependiente de la resistencia del hormigón; en estas piezas un desencofrado temprano afecta fundamentalmente a las deformaciones diferidas]

⁴ Deberá estudiarse con cuidado el trasiego de las piezas prefabricadas, junto con las medidas necesarias para garantizar la seguridad y la precisión de engarce, incluso durante el endurecimiento de las uniones construidas en obra. Si hay alguna modificación sustancial, deberá quedar reflejada en la documentación complementaria de obra.

⁵ Las juntas no deben presentar irregularidades que impidan la transmisión de una tensión uniforme de compresión; no es aceptable corregirlas mediante enlucido con mortero de cemento. Si se usa soldadura, el calor desprendido no debe producir daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.

XIV .. XVI CONTROL

80. GENERALIDADES

El objetivo de estos capítulos es el control¹ de recepción que, en nombre del promotor, se dirige a verificar que la obra terminada tiene las características esperadas,² de acuerdo con esta norma y lo descrito en el proyecto. Debe entenderse que las aprobaciones derivadas del control están condicionadas al buen funcionamiento de la obra durante los plazos convenidos.

81. CONTROL DE LOS COMPONENTES DEL HORMIGÓN

Si el hormigón, fabricado en central, está en posesión de un *distintivo reconocido*,³ no es necesario controlar sus materiales componentes.

[Para el control de los componentes, véase anejo C]

82. CONTROL DEL HORMIGÓN

83. Consistencia

Al menos, siempre que se tomen probetas para determinar la resistencia, se harán pruebas de consistencia.⁴ El hormigón es aceptable⁵ si la media de los dos valores obtenidos en cada prueba está en el rango siguiente.⁶

Blanda	5 .. 10 cm
Fluida	8 .. 17 cm

85. Durabilidad

En el caso de hormigón fabricado en obra, el responsable de la fabricación aportará a la dirección de obra registros, firmados por persona física, documentando el contenido de cemento y la relación de agua a cemento empleadas.

¹ El control interno es el llevado a cabo por el mismo que realiza la tarea encomendada, por ejemplo, del proyecto el proyectista, o de la obra el contratista, subcontratista o proveedor de una de sus unidades. El control externo, es el que, para cada tarea, lo realiza un profesional independiente de la misma, tal como la dirección de obra respecto a la ejecución, verificando las medidas de control interno y estableciendo procedimientos adicionales de control.

² Existe el control de proyecto, para comprobar la adecuación del mismo al objetivo del encargo, y, en el proceso de obra, el control de materiales, comprobando que son acordes a lo definido en el proyecto, y de ejecución, comprobando que se respetan las condiciones establecidas en el proyecto, así como las recogidas en esta norma.

³ Tal como un Sello o Marca de Calidad oficial, o un CC-EHE.

⁴ Se conoce como "cono de Abrams", definido en UNE 83313:90

⁵ En obras de arquitectura se recomienda que el asiento supere 6 cm. El texto original contiene cláusulas para consistencia seca (0 .. 2 cm) y plástica (3 .. 5 cm)

⁶ Si el hormigón está fabricado a ple de obra, y es rechazado por consistencia, debería cambiarse la dosificación. Si el Pliego de Condiciones especifica un valor numérico, A, de consistencia entre 3 y 7 cm, el asiento deberá estar en el rango de $A \pm 2$ cm; y si se especifica entre 8 y 12 cm deberá estar en el rango $A \pm 3$ cm.

[Nota: el contenido del artículo 84, introductorio de la resistencia, se ha fundido con el 88]

86. Ensayos para validar una dosificación

Si se va a fabricar un hormigón del que no se posee experiencia,¹ por cada dosificación que se desee establecer, se tomarán al menos tres probetas de cuatro amasadas distintas. De cada amasada se determinará la media. La resistencia² media de la de las cuatro amasadas, debe dar esperanzas de que, con la dispersión habitual, la característica de obra puede alcanzar el valor de proyecto.

87. Ensayos para caracterizar la resistencia

Cuando el hormigón se fabrique en obra, y no se tenga experiencia previa, de cada tipo de hormigón se tomarán probetas de seis amasadas diferentes, calculando el valor medio correspondiente a cada amasada. La dosificación se puede dar por válida si el menor valor obtenido supera la resistencia característica en el margen que lo separa del siguiente.³

88. Control de resistencia

El control de resistencia de cada parte de una estructura,⁴ podrá ser:

1. **Total**, cuando se determine la resistencia de todas las amasadas.⁵ A partir de esos resultados, se determinará el valor de la resistencia característica real, que corresponde al fractil 5% de su distribución.⁶ La resistencia así determinada debe superar el 90% de la característica prevista en el proyecto.⁷

2. **Reducido**, sin determinar explícitamente resistencia de ninguna amasada, basándose, indirectamente, en el uso de una dosificación tipo, comprobando su regularidad a través de la *consistencia*, que se determinará en todas las amasadas.⁸

Este nivel de control sólo puede utilizarse⁹ en edificios de viviendas con luces inferiores a 6,0 m, bien de una o dos plantas, o bien en los elementos de flexión de los de hasta cuatro plantas, siempre que el ambiente no sea ni marino (III) ni expuesto a cloruros (IV).

¹ Para validar una dosificación, en ambiente marino o en presencia de cloruros, deberían hacerse ensayos de penetración de agua; la codificación del ensayo está en fase experimental, véase UNE 83309:90 EXP.

² Se entiende sobre probetas cilíndricas de 0,15 x 0,30 m, tomadas, curadas y rotas a compresión a 28 días según UNE 83300:84, 83301:91, 83303:84 y 83304:84.

³ La expresión exacta es: $x_1 + x_2 - x_3 \geq f_{ck}$ siendo x_1 el menor; x_2 , x_3 son los siguientes en orden ascendente.

⁴ Para obras de arquitectura, los laboratorios deben cumplir lo establecido en R.D. 1230/1989 de octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan.

⁵ La resistencia de la amasada es la media de las tensiones de rotura obtenidas en las probetas de dicha amasada. [Usualmente se toman sólo dos, por lo que es la *semisuma*, pero nada impide hacerlo con más]

⁶ [Cuando se trate de una sola amasada, su resistencia es directamente la característica]

⁷ Si no supera el 100% del valor de la resistencia característica, aunque el hormigón se acepte, son de aplicación las sanciones contractuales que se hayan incluido en el Pliego de Condiciones para ese caso.

⁸ [El texto original indica que se hagan no menos de cuatro determinaciones de consistencia espaciadas regularmente a lo largo del día; pero en las obras de arquitectura a las que está destinado este tipo de control, pueden no utilizar cuatro bombonas en el día; controlarías todas, sea cual sea el número, es insuperable]

⁹ Como se indica en 39, en las partes sometidas a este tipo de control, se adoptará [sea cual fuere la combinación de acciones] una resistencia de cálculo no superior a 10 N/mm² [lo que es tanto como decir que, si el hormigón se supone que es HA25, el coeficiente de seguridad del material es de 2,5 en vez de 1,5 que es lo habitual; tal baja de resistencia de cálculo es inofensiva para elementos a flexión, y en soportes de una o dos plantas, casi seguro dimensionados por mínimo, cabe esperar que tampoco les afecte]

3. **Estadístico**, determinando la resistencia de unas cuantas amasadas de esa parte, pero no de todas. Salvo excepción justificada, se dividirá la parte de obra en lotes que, en función del tipo de elemento, no deben rebasar ninguno de los valores siguientes:

	Volumen	Tiempo de hormigonado	Superficie construida	Número de plantas
Elementos comprimidos	100 m ³	2 semanas	500 m ²	2
Elementos flectados	100 m ³	2 semanas	1000 m ²	2
Elementos macizos	100 m ³	1 semana	-	-

Se determinará la resistencia de al menos² dos amasadas por lote,³ tomándolas al azar.⁴ El hormigón es aceptable si las resistencias de las dos amasadas⁵ se encuentran en la horquilla⁶ siguiente:

Fabricado en central		HM 20	HA 25	
Clase A	Con Sello	20 .. 26	24 .. 31	
	Sin Sello	20 .. 26	25 .. 32	
Clase B		21 .. 31	26 .. 39	
Clase C		22 .. 36	28 .. 45	
Fabricado en obra		24 ..	30 ..	(N/mm ²)

La aceptación podrá hacerse con cualquier clase igual o inferior a la usada en la anterior aceptación. Puede ascenderse de clase, tras cinco lotes con una dispersión (diferencia entre los valores de resistencia de las dos amasadas) no mayor que la de la horquilla de la clase deseada.

Si el hormigón no es aceptado, puede recalcularse la parte afectada de la estructura, a partir de la resistencia estimada.⁷

¹ Si la central de hormigonado tiene Sello de Calidad, los límites pueden elevarse al doble, mientras el hormigón sea aceptable; si hay algún rechazo, se volverá al límite simple, hasta que el hormigón vuelva a ser aceptable en cuatro lotes sucesivos.

² [En soportes lo más rentable es el control más intenso posible. En general una sola bomba da para todos los soportes de una planta, por lo que el control estadístico es, automáticamente, total, planta a planta. En forjados, losas, vigas, incluso zapatas, lo más rentable es el control menos intenso posible, por lo que no es recomendable tomar probetas de más de dos amasadas por lote, adoptando para éste el mayor tamaño que se pueda.]

³ [Si el lote se hormigona con una sola amasada no puede hacerse control estadístico: es total. Si se hormigona con dos, trae cuenta interpretar los resultados de cada una como control total de cada parte.]

⁴ Si el lote abarca dos plantas, al menos se tomará una de cada.

⁵ Si se han tomado probetas de tres amasadas, o cuatro amasadas (número obligado si se aspira a clasificar estadísticamente el hormigón como HA30), se procederá a determinar la resistencia estimada como indica la nota final de esta página; el hormigón es aceptable si ese valor supera el 90% de la resistencia característica de proyecto. [La tabla del texto presenta la conclusión de estas reglas, para el caso, más usual, de 2 amasadas por lote, y hormigones habituales.]

⁶ [La mínima no debe estar por debajo del valor inferior de la horquilla; la máxima no debe rebasar el superior.]

⁷ La resistencia estimada del lote tiene el valor:
 $f_{est} = x_{min} \cdot K_N$
 siendo: x_{min} la resistencia de la amasada que la tenga menor
 K_N coeficiente que toma el valor:

		2 amasadas		3 amasadas		4 amasadas		
		r	K _N	r	K _N	r	K _N	
Fabricado en central	Clase A	Con Sello	0,29	0,93	0,31	0,95	0,34	0,97
		Sin Sello	0,29	0,90	0,31	0,92	0,34	0,94
	Clase B		0,40	0,85	0,46	0,88	0,49	0,90
	Clase C		0,50	0,81	0,57	0,85	0,61	0,88
Fabricado en obra			0,75		0,80		0,84	

Para hormigón de central, la "clase" debe elegirse de manera que el valor obtenido de r sea menor que el especificado para ella, siendo r el recorrido relativo, igual a la diferencia entre la resistencia máxima y mínima de la amasada, partida por la media de todas ellas. Podrá ascenderse de clase tras cinco lotes sucesivos en los que el valor de r sea menor que el de la clase a la que se aspira.

Alternativamente o en paralelo¹ pueden realizarse ensayos complementarios,² decidiéndose dar por aceptable la estructura, o la baja de seguridad, u ordenándose su protección,³ demolición o refuerzo.

89. Ensayos complementarios

Para estimar la resistencia en condiciones inhabituales,⁴ o cuando los resultados del control de resistencia sean adversos, puede acudirse a:⁵

- la fabricación y rotura de probetas conservándolas en condiciones lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentra el hormigón cuya resistencia se pretende estimar,
- la rotura de probetas testigo extraídas⁶ del hormigón endurecido,⁷
- otros métodos no destructivos fiables.⁸

90. CONTROL DEL ACERO

Toda partida de acero⁹ debe acopiarse acompañada de la garantía del fabricante, firmada por persona física. Si el acero no es del tipo certificado, el control debe hacerse antes de hormigonar; si es del tipo certificado, el control debe hacerse antes de entregar la obra.

El control puede ser:

- Reducido, dirigido a obras que incluyan poco acero,¹⁰ o cuando existan dificultades para realizar ensayos completos, pero exigiéndose a cambio que el acero sea del tipo certificado.¹¹

¹ [En general, en soportes suele ser más barato reforzar que hacer ensayos complementarios, que además, como es el caso de probetas testigo, puede dejar el elemento en precario. Los forjados, losas, zancas, soleras, rampas, forjados reticulados, vigas, y los elementos masivos, como zapatas, riostras, encepados y muros, son muy poco sensibles a la resistencia del hormigón, por lo que lo recomendable es comenzar por recalcularlos, en la esperanza, más que probado, de que salgan bien parados.]

² [El más usual es la rotura de alguna probeta adicional, que se ha tomado con las otras, conservada sin romper. Nótese que, en obras de arquitectura, la resistencia definitiva no se necesita más que al cabo de varios meses, por lo que no hay problema en medir a una edad superior a los clásicos 28 días. Si el hormigón alcanza la resistencia prevista, desde el punto de vista técnico, importa poco cuándo lo consiga.]

³ [Puesto que la resistencia del hormigón es indicador indirecto de otras cualidades, cuando ésta no es esencial, y se ha elegido por durabilidad, la baja de resistencia debe interpretarse en clave de protección, no de refuerzo; cuanto más baje la resistencia mejor debe ser la pintura.]

⁴ Por ejemplo por problemas de helada, (artículo 72) o en fases intermedias de obra, para garantizar desahucados o tesados (artículo 75).

⁵ Las "pruebas de carga" se detallan en el artículo 99

⁶ UNE 83302:84

⁷ El sistema es desaconsejable cuando dicha extracción afecta de un modo sensible a la capacidad resistente del elemento en estudio, hasta el punto de resultar un riesgo inaceptable [como suele ser en soportes]. En estos casos, puede acudirse a un apeo o refuerzo previo.

⁸ Como el de "rebote" o esclerómetro (UNE 83307:88) o "ultrasonidos" (UNE 83306:86); deben usarse como complemento de los demás y debidamente correlacionados con ellos.

⁹ El material de la misma designación, aunque puede ser de varios diámetros, suministrado de una vez.

¹⁰ Y cuando sólo se use acero pasivo, no pretensado [Esto no incluye el caso en el que en obra se acopien elementos que vengan ya pretensados, como es el caso de viguetas.]

¹¹ Además, la resistencia de cálculo será no superior a 260 N/mm² para acero B400 ni a 325 N/mm² para B500.

Si, en dos veces por partida, la sección equivalente es al menos el 95,5% de la nominal el acero se aceptará; si sólo sale en una, se tomarán cuatro nuevas muestras, debiendo cumplir todas ellas.

Mediante inspección en obra, no se deben detectar grietas o fisuras en las zonas de doblado.

2. Normal

En dos probetas de cada lote,¹ se determinará que la sección equivalente es al menos el 95,5% de la nominal, con igual criterio de aceptación que en el control reducido.

En dos probetas de cada lote se comprobará que el resalto de las armaduras corrugadas está en el rango establecido por el certificado de adherencia, y que cumplen las condiciones del ensayo de doblado-desdoblado; si alguna no lo cumple, se tomarán otras cuatro, debiendo cumplir en todas ellas.

En una probeta de cada diámetro y partida,² durante dos veces en el transcurso de la obra,³ se comprobará⁴ tensión del límite elástico, carga de rotura, y alargamiento en rotura.⁵

91 .. 94 Control de accesorios de pretensado

(Véase anejo P)

95. CONTROL DE LA EJECUCIÓN

Corresponde al promotor y a la dirección de obra la responsabilidad de asegurar la realización del control de la ejecución. Para ello la obra se dividirá en *lotes* sin rebasar en cada uno ni 500 m² construidos ni dos plantas sucesivas.

En obras de arquitectura el control suele ser de tipo⁶ *normal*, llevándose a cabo dos revisiones de la obra por lote.

En cada una de las revisiones se controlará el conjunto de las condiciones de proyecto y exigidas por esta norma. Un posible listado⁷ de las operaciones de revisión es:

1. **Previo al comienzo de obra:** los planos corresponden a la versión definitiva, existencia de libro de órdenes, plan de control, existencia de archivos para certificados de materiales y para hojas de suministro, replanteo de parcela, planimetría y altimetría, medianerías.

¹ De hasta 40.000 kg de una misma partida si el acero es de tipo certificado y de hasta 20.000 kg si no lo es.

² En mallas electrosoldadas se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado, incluyendo además la resistencia al arrancamiento del nudo soldado (UNE 36462:80)

³ [Según todos los indicios, el control puede hacerse por obra, y no necesariamente por estructura]

⁴ El texto original incluye además las prescripciones cuando en obra vayan a darse empalmes por soldadura.

⁵ Si se registra algún fallo, todas las armaduras de ese diámetro existentes en obra, y las que faltan por recibir, se clasificarán en lotes de no más de 20.000 kg. Cada lote se controlará a través de dos probetas; si alguna no cumple se comprobarán todas las características de nuevo sobre 18 probetas, debiendo la media de las dos más bajas superar el valor garantizado y todas el 95% de dicho valor.

⁶ En obras sencillas cabe hacer un control de ejecución *reducido*, sin un seguimiento continuo de la obra, pero con, al menos, una revisión de la obra por lote. Con control reducido, los coeficientes de seguridad aplicados a las acciones son 1,6 para las permanentes y 1,8 para las variables, del orden de un 10% mayores que con el normal.

En obras especiales cabe plantearse un control de ejecución *intenso*, con al menos tres revisiones por lote, pero además el constructor debe poseer un control interno, supervisado externamente, y la ferralla debe realizarse en una instalación industrial permanente, con un sistema de certificación voluntario. Con este tipo de control, los coeficientes de seguridad aplicados a las acciones son de 1,35 para las permanentes y 1,5 para las variables, del orden de un 10% menores que con el normal.

⁷ [El texto original presenta una lista sedicentemente orientativa, demasiado genérica, y en ocasiones poco aplicable a obras de arquitectura. La que aparece aquí es, con el mismo criterio, una recreación del autor]

2. **En cimentación:** identificación del terreno supuesto firme, plano de asiento de cada zapata, hormigón de limpieza, recubrimientos, posición real de cada pilote.

3. **En general:** cotas y niveles, replanteo de huecos, pasatubos, placas de arranque, disposición y longitud de esperas, revisión de armaduras, recubrimientos, número, disposición y diámetro de armaduras longitudinales, separación entre armaduras, en vigas y forjados puntas de negativos hacia adentro, diámetro e intervalo de estribos, estanquidad y limpieza de encofrados.

4. **Hormigones vistos:** textura de encofrado, distanciadores y separadores, berenjenos y estanquidad de collanines.

5. **Zapatas:** disposición de conectores, conexión de toma de tierra.

6. **Muros de sótano:** separadores exteriores e interiores, juntas de hormigonado, esperas, huecos y pasatubos.

7. **Losa de suelo:** pendientes, polietileno y encachado, esperas de escaleras, fosos de ascensor.

8. **Soportes:** sección, aplomado, calidad del hormigón en cabeza, daños en esquinas superiores; nivel de collarín en soporte metálico

9. **Vigas de descuelgue:** ancho del nervio, enlace a soportes, pasatubos.

10. **Vigas planas:** canto del estribo, ancho de macizado, enlace de viguetas a vigas, huecos, pasatubos, disposición de armaduras en planta.

11. **Forjados:** contraste con la Autorización de Uso utilizada, identificación de viguetas, líneas de sopandado, espesor total y sobre bovedilla.

12. **Hormigonado:** tiempo de transporte, condiciones de vertido, condiciones climáticas adversas, calor, frío, viento, sol, compactación y curado, plazo de desencofrado, plazo de desapuntalado.

13. **Revisión:** fisuras de retracción, fisuras de tracción, daños, plomos y niveles.

96. TOLERANCIAS

El proyectista deberá adoptar y definir un sistema de tolerancias,¹ que se recogerá en la documentación de proyecto.² En el Pliego de Condiciones deberán quedar establecidas las decisiones³ a seguir en cada caso si se rebasa el margen previsto.⁴

97. CONTROL DE TESADO

(Véase anejo P)

98. CONTROL DE INYECCIÓN

(Véase anejo I)

¹ [Por ejemplo, puede decirse que la tolerancia de aplomado de soportes es del 15% para un soporte en particular, pero de sólo el 1% para el conjunto de los de cada planta, ponderando el de cada uno con su compresión]

² [Aunque cabe hacerlo en el Pliego, en muchos casos es preferible reflejar el margen de tolerancia en el plano, junto con la cota nominal, o en el cuadro de características de los elementos]

³ [Las tolerancias están en su mayor parte condicionadas por la construcción del resto de unidades de obra]

⁴ El texto original contiene un anejo como propuesta de un sistema de descripción de tolerancias [aunque está basado en márgenes sobre las propias cotas estructurales, sin dependencia de las condiciones que imponen o permiten el resto de elementos constructivos]

99. PRUEBAS DE CARGA

Si, aun habiéndose proyectado y contruido según lo previsto, existen dudas razonables sobre la seguridad, funcionalidad o durabilidad de la estructura, la dirección de obra puede ordenar la realización de ensayos complementarios,¹ tales como pruebas de carga,² en las que nunca deben darse fisuras imprevistas ni que puedan comprometer la seguridad o durabilidad.

Cuando se use una prueba de carga exclusivamente³ para obtener información complementaria, debido por ejemplo a incidencias en la construcción, en la prueba no se superará la carga de servicio. En general la prueba de carga es satisfactoria si:

- las flechas no superan lo previsto
- las medidas experimentales de todo tipo (descensos, giros) no se desvían de lo calculado en el proyecto de la prueba de carga en más de un 15%
- la flecha residual, tras la descarga, es lo suficientemente pequeña para como concluir que la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico

Cuando se use una prueba de carga como medio para medir la capacidad de carga⁴ de una estructura construida, se deberá llegar al 85% de la de cálculo. Se debe concluir que la estructura tiene suficiente capacidad para la carga supuesta si la flecha resulta ser inferior a $L^2/20000 h$, siendo L la luz de cálculo y h el canto del tramo o el doble del vuelo.⁵

Existen además otro tipo de ensayos no destructivos, como gammagrafía, sondas magnéticas o ultrasonidos,⁶ que permiten detectar la posición real de las armaduras, la mayor o menor permeabilidad del hormigón o la existencia de coqueas, que son de gran ayuda en la peritación de una estructura ya construida.⁷

ÍNDICE

	Página
I. INTRODUCCIÓN	3
II. BASES DE CÁLCULO	5
Situaciones de proyecto	5
El método de los estados límite	5
III. ACCIONES Y SEGURIDAD	6
Coeficientes de seguridad	7
IV. MATERIALES Y GEOMETRÍA	8
V. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	9
Luces y secciones	11
Pórticos	13
Losas	13
VI. DURABILIDAD	18
VIII. DATOS DE LOS MATERIALES	20
IX. BIELAS Y TIRANTES	22
X. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	25
Flexión más compresión	25
Inestabilidad	28
Cortante	31
Punzonado	37
XI. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	41
Flechas	43
XII. ELEMENTOS ESTRUCTURALES	46
Muros de hormigón en masa	46
Vigas [planas]	47
Losas	55
Cimentación	56
Vigas de gran canto	64
XIII. EJECUCIÓN	66
Anclaje	67
Recepción del hormigón	69
XIV. CONTROL	72
Control del hormigón	72
Control del acero	75
Control de la ejecución	76

¹ [Si no estaban previstos en el Pliego ni incluidos en mediciones, y su realización supone un costo adicional, la decisión tiene que ser razonada]

² Este tipo de pruebas requiere, para que los resultados sean operativos, que, antes de efectuarla, quede reflejado por escrito no sólo lo que se va a hacer, sino qué se espera que suceda, cómo se van a interpretar los resultados y qué decisión se tomará en cada caso.

³ El texto original contiene información acerca de las pruebas de carga obligatorias que imponen algunos reglamentos, como los de puentes de carretera y ferrocarril.

⁴ Este tipo de prueba requiere que su realización se haga por una empresa especializada. El proyecto, aparte de lo indicado con carácter general, debe definir con la mayor precisión posible, qué, cómo y cuándo medir, así como los medios de seguridad en el transcurso de la prueba. Para elementos a flexión conviene que:

- los elementos tengan al menos dos meses de edad, o que se haya alcanzado la resistencia de proyecto,
- disponer previamente al ensayo cargas para reproducir el valor total de las permanentes,
- efectuar las lecturas iniciales justo antes del ensayo,
- disponer la carga en al menos cuatro escalones, evitando impactos,
- hacer una lectura 24 horas después de que se haya colocado la carga total de ensayo, inmediatamente hacer la descarga, y 24 horas después hacer la lectura final,
- llevar un registro de temperatura y humedad existentes durante el ensayo.

⁵ Si la flecha supera ese valor, la residual, en la lectura final, deberá ser inferior al 25% de la flecha. Si aun esta condición no se cumple, si, tras 72 horas, con un nuevo ciclo de carga y descarga, se llega a una flecha residual inferior al 20% de la alcanzada en la segunda carga, el ensayo puede darse por satisfactorio.

⁶ Por su dificultad, conviene encomendar a una empresa especializada la realización e interpretación de resultados de este tipo de pruebas.

⁷ [Si se conoce con exactitud la posición de las armaduras, en la peritación puede prescindirse del coeficiente 1,15 de seguridad del acero, que se introduce en los cálculos precisamente por la indeterminación de esa posición. De igual manera, puede reducirse prudentemente el coeficiente de seguridad aplicable a las acciones, en tanto en cuanto no hay indeterminación en el valor de las que están presentes]