**ANEXO II**

Abla.
Abrucena.
Alboloduy.
Alsodux (Montenegro).
Bayárcal.
Beires.
Canjáyar.
Fiñana.
Fondón.
Las Tres Villas.
Laujar de Andarax.
Nacimiento.
Ohanes.
Paterna del Río.
Rágol.
Aldeire.
Alpujarra de la Sierra.
Bérchules.
Bubión.
Busquístar.
Cáñar.
Capileira.
Dílar.
Dólar.
Dúrcal.
Ferreira.
Güejar-Sierra.
Huéneja.
Jerez del Marquesado.
Juviles.
La Tahá.
La Zubia.
Lanjarón.
Lanteira.
Lecrin.
Lugros.
Monachil.
Nevada.
Nigüelas.
Pampaneira.
Pórtugos.
Soportújar.
Trevélez.
Válor.

# MINISTERIO DE FOMENTO

**783** *REAL DECRETO 2661/1998, de 11 de diciembre, por el que se aprueba la «Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)».*

Las estructuras de hormigón constituyen elementos fundamentales de las obras de construcción en las que se integran, debido a su especial incidencia en la funcionalidad de las mismas.

En consecuencia, tales estructuras han de proyectarse y ejecutarse de manera que, sin olvidarse los criterios de economicidad, se cumplan los requisitos esenciales que les afectan directamente y, en particular, el relativo a resistencia mecánica y estabilidad.

Es por ello, entre otras causas, que las estructuras de hormigón son materia objeto de las reglamentaciones técnicas españolas desde principios de siglo.

El proyecto y ejecución de obras de hormigón estaba regulado, hasta ahora, por dos instrucciones, una relativa al hormigón en masa o armado (EH-91) —aprobada por Real Decreto 1039/1991, de 28 de junio—, y otra referida al hormigón pretensado (EP-93) —aprobada por Real Decreto 805/1993, de 28 de mayo—, teniendo ambas, sin embargo, numerosos aspectos comunes, pero sobre todo uno, el hormigón y el uso que se le da al mismo, básicamente, la ejecución de elementos estructurales.

Las tendencias que, tanto a nivel internacional como en el ámbito europeo, se han venido manifestando, entre otras las referidas a análisis estructural, estados límites, durabilidad, ejecución y control y, asimismo, otras más novedosas como las relativa a hormigón de alta resistencia, han motivado a la Comisión Permanente del Hormigón, de carácter interministerial, creada al amparo del Decreto 2987/1968, de 20 de septiembre, y reestructurada conforme a lo dispuesto en el Real Decreto 1177/1992, de 2 de octubre, para efectuar una propuesta de nueva «Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)» que actualiza y refunde las instrucciones precedentes en un único texto reglamentario, donde se regulan los aspectos relativos al proyecto y ejecución de estructuras y elementos estructurales de hormigón, tanto en masa como armado o pretensado.

En su virtud, a iniciativa de la Comisión Permanente del Hormigón, cumplidos los trámites establecidos en la Ley 50/1997, de 27 de noviembre, del Gobierno, y en el Real Decreto 1168/1995, de 7 de julio, por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas y en la Directiva 98/34/CE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 22 de junio, a propuesta del Ministro de Fomento y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día 11 de diciembre de 1998,

D I S P O N G O :

Artículo 1.

Se aprueba la «Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)» que figura como anejo a este Real Decreto.

Artículo 2.

El ámbito de aplicación de esta Instrucción comprende, con carácter obligatorio, todas las obras, tanto de las Administraciones públicas como las de carácter privado.

Disposición adicional única.

En lo relativo a los aspectos de prevención de riesgos laborales que deban tenerse en cuenta en el proyecto y la ejecución de estructuras y elementos estructurales de hormigón, se estará a lo dispuesto en la normativa específica sobre la materia y, en particular, a lo establecido en el Real Decreto 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.

Disposición transitoria única.

1. Los proyectos aprobados por las Administraciones públicas o visados por Colegios Profesionales antes de la fecha de entrada en vigor de este Real Decreto, se regirán por las instrucciones vigentes en el momento de la aprobación de aquéllos y podrán servir de base a la ejecución de las obras correspondientes, siempre que éstas se inicien antes de la entrada en vigor de este Real Decreto.

2. La ejecución de las obras comprendidas en el párrafo anterior se realizará de acuerdo con la instrucción vigente que le fuera de aplicación en el momento de la aprobación, pudiendo no obstante aplicar la nueva instrucción en aquellos puntos que no impliquen modificación del proyecto o del contrato.

3. Si las obras no se iniciaran en el plazo fijado en el apartado 1 de esta disposición transitoria, sus proyectos deberán ser modificados de acuerdo con los preceptos de esta instrucción.

4. Las obras que se encuentren iniciadas en la fecha de entrada en vigor de este Real Decreto continuarán ejecutándose con arreglo a la instrucción que les haya servido de base, salvo acuerdo entre las partes contratantes.

Disposición derogatoria única.

A la entrada en vigor de este Real Decreto quedan derogados:

a) El Real Decreto 824/1988, de 15 de julio, por el que se aprueba la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-88)» y la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado (EF-88)».

b) El Real Decreto 1039/1991, de 20 de junio, por el que se aprueba la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH.91)», y

c) El Real Decreto 805/1993, de 28 de mayo, por el que se aprueba la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93)».

Asimismo, quedan derogadas cuantas otras disposiciones de igual o inferior rango se opongan a lo establecido en el presente Real Decreto.

Disposición final primera.

Se faculta al Ministro de Fomento para dictar las disposiciones necesarias para el desarrollo y aplicación de lo dispuesto en este Real Decreto.

Disposición final segunda.

Este Real Decreto entrará en vigor el 1 de julio de 1999.

Dado en Madrid a 11 de diciembre de 1998.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Fomento,
RAFAEL ARIAS-SALGADO MONTALVO

**[En suplemento aparte se publica la «Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)»]**

## 784 *ORDEN de 16 de diciembre de 1998 por la que se regula el procedimiento abreviado de registro y matriculación de las motos náuticas.*

El constante auge de la náutica deportiva ha supuesto la aparición en nuestras playas y lugares de baño de una nueva actividad deportiva, la navegación de motos náuticas, que conlleva un incremento de los riesgos para la seguridad de la navegación y de la vida humana en el mar por el peligro potencial que su uso representa.

La fabricación en serie de las citadas embarcaciones, su adquisición en tiendas de importación y comercios especializados o entre particulares, la no obligatoriedad de su inscripción en el Registro Mercantil, dado su carácter deportivo, y la exención de documentos identificativos tales como la Patente de Navegación o el Rol de Despacho y Dotación, son razones que aconsejan una modulación del procedimiento general que para el registro y matriculación de buques prevé el Real Decreto 1027/1989, de 28 de julio, por el que se regula el abanderamiento, matriculación y registro marítimo.

A la vista de tales circunstancias, se ha considerado necesario establecer un procedimiento abreviado de registro y matriculación de las motos náuticas que, al tiempo que facilite su tramitación, consiga una mejor identificación de la moto en su navegación por las playas y lugares de baño y tenga en cuenta que su adquisición está exenta de los expedientes de autorización de construcción, que su propiedad no necesita acreditarse mediante escritura pública, que no precisan darse de baja en registros de procedencia, certificados ni tampoco inscripción en el Registro Mercantil.

Para facilitar a los usuarios los trámites de inscripción se prevé, finalmente, que puedan matricularse las motos náuticas en las Capitanías Marítimas de Primera Categoría, en listados informáticos dedicados exclusivamente a tal fin.

En virtud de lo expuesto, dispongo:

Artículo 1. *Objeto.*

Esta Orden tiene por objeto regular el procedimiento abreviado de matrícula, registro e identificación de las motos náuticas que se utilicen o vayan a utilizar en aguas marítimas en las que España ejerce soberanía, derechos soberanos o jurisdicción, con finalidad exclusivamente recreativa, pertenecientes a personas físicas o jurídicas españolas o extranjeras residentes en España y que deban matricularse en la Lista Sexta o Séptima del Registro de Matrícula de Buques, en atención a su explotación mercantil o particular.

Artículo 2. *Matrícula y asignación de la señal identificativa.*

En todas las Capitanías de Primera Categoría se abrirá un folio separado y exclusivo de carácter electrónico secuencial, dentro de las Listas Sexta y Séptima del Registro de Matrícula de Buques, para la inscripción de las motos náuticas.

Una vez matriculada la moto náutica en el folio y Lista que le corresponda, se le asignará una señal alfa-numérica que deberá llevar pintada o fijada al casco de la misma de forma indeleble, siendo sus caracteres de color blanco sobre cascos oscuros y negro sobre cascos blancos o claros, y de un tamaño no inferior a 10 centímetros de altura y de anchura proporcional.

La señal estará formada por números y grupos de letras separadas por guiones, según se expresa a continuación: La cifra 6 ó 7, según la moto se destine a uso particular o al alquiler, seguida del grupo de letras de la provincia marítima en cuya Capitanía de Primera Categoría se matricule, y a continuación el número del folio/año de inscripción.

Artículo 3. *Matrícula y entrega de la Licencia de Navegación.*

1. Los adquirentes o titulares de motos náuticas solicitarán su inscripción en la correspondiente lista y folio de la Capitanía Marítima de Primera Categoría que

BOLETÍN OFICIAL DEL ESTADO

AÑO CCCXXXIX • MIÉRCOLES 13 DE ENERO DE 1999 • SUPLEMENTO DEL NÚMERO 11

ESTE SUPLEMENTO CONSTA DE DOS FASCÍCULOS

# MINISTERIO DE FOMENTO

783 *REAL DECRETO 2661/1998, de 11 de diciembre, por el que se aprueba la «Instrucción de Hormigón Estructural (ECH)».*

ANEXO

MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA

# PARTE I
# Articulado

## Introducción

## CAPÍTULO I

### Artículo 1º Campo de aplicación de la Instrucción y consideraciones previas

La presente Instrucción es aplicable a las estructuras y elementos de hormigón estructural, incluyendo en esta definición el hormigón en masa, armado o pretensado, cuando la acción del pretensado se introduce mediante el empleo de armaduras activas de acero situadas dentro del canto del elemento.

Expresamente se excluyen del campo de aplicación de esta Instrucción:

- las estructuras realizadas con hormigones especiales, tales como los ligeros, los pesados, los refractarios y los compuestos con amiantos, serrines u otras sustancias análogas;
- las estructuras que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70°C;
- los elementos estructurales mixtos de hormigón y acero estructural y, en general, las estructuras mixtas de hormigón y otro material de distinta naturaleza, con función resistente; y
- las presas.

Para obras especiales, esta Instrucción será complemento de las reglamentaciones específicas aplicables a las mismas, y de no existir estas últimas, será de aplicación adoptándose las medidas o disposiciones derivadas de las características particulares de la propia obra y de su utilización.

Los forjados de hormigón armado o pretensado se regirán por lo establecido en la vigente Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado, en aquello que les sea específico, debiendo cumplir, por lo demás, los preceptos de esta Instrucción.

Esta Instrucción supone que el proyecto, construcción y control de las estructuras que constituyen su campo de aplicación serán llevados a cabo por técnicos y operarios con los conocimientos necesarios y la experiencia suficiente. Además, se da por hecho que dichas estructuras estarán destinadas al uso para el que hayan sido construidas y serán adecuadamente conservadas.

El Autor del Proyecto y la Dirección de la Obra, están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente Instrucción, pero, en uso de sus atribuciones, pueden, bajo su personal responsabilidad y previa justificación de que no se reducen los niveles de prestaciones, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, etc., diferentes.

En este sentido, y como opción alternativa a algunas de las especificaciones contenidas en esta Instrucción, en el Anejo nº 13 de la misma se incluye el Documento Nacional de Aplicación de la Norma Europea Experimental UNE-ENV-1992.1.1, con el objeto de hacer factible el uso de dicha norma, que en el momento de aprobarse esta Instrucción, tiene el carácter de experimental y de uso no obligatorio.

En el ámbito de esta Instrucción solo podrán utilizarse los productos de construcción (cementos, áridos, hormigones, aceros, etc.) legalmente comercializados en países que sean miembros de la Unión Europea o bien que sean parte en el Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, y estarán sujetos a lo previsto, en el Real Decreto 1630/1992, de 29 de diciembre (modificado por el Real Decreto 1328/1995, de 28 de julio), por el que se dictan disposiciones para la libre circulación de productos de construcción, en aplicación de la Directiva 89/106/CEE. En particular, en lo referente a los procedimientos especiales de reconocimiento, los productos estarán sujetos a lo dispuesto en el artículo 9 del citado Real Decreto.

#### 1.1. Certificación y distintivos

Esta Instrucción exige que los productos de construcción incluidos en su ámbito satisfagan un conjunto de especificaciones técnicas que se establecen, en general, por referencias a Reglamentos, Instrucciones, normas UNE-EN o UNE, etc. La finalidad de tal exigencia es la de garantizar la idoneidad de los productos para el uso al que se destinan.

Dichos productos se suministrarán a las obras acompañados, al menos, de la documentación que se establece en esta Instrucción, y que deberá ser modificada cuando sea operativa la obligatoriedad del marcado CE para los productos mencionados. Adicional y voluntariamente podrán incorporar un *Certificado* CC-EHE acreditativo de que los productos cumplen con las especificaciones obligatorias de esta Instrucción que le sean de aplicación; si éstas están establecidas exclusivamente por referencia a normas dicho *Certificado* CC-EHE podrá estar constituido por una certificación de conformidad con dichas normas.

El *Certificado* CC-EHE, acreditativo de la conformidad de un producto con las especificaciones obligatorias de esta Instrucción, podrá ser otorgado por:

- Los Organismos españoles -oficiales y privados- autorizados para realizar tareas de certificación y/o ensayos en el ámbito de los materiales, sistemas y procesos industriales, conforme al Real Decreto 2200/1995, de 28 de diciembre. El alcance de la certificación en este caso, estará limitado a los materiales, para los que tales Organismos posean la correspondiente acreditación.

- Las Administraciones Públicas (General del Estado y Autonómica) competentes en materia de construcción (obras públicas o edificación). El ejercicio de esta facultad podrá realizarse directamente por los correspondientes Centros Directivos o a través de Organismos administrativos designados por aquellos.

El procedimiento para la concesión y, en su caso, renovación del *Certificado* CC-EHE, cualquiera que sea quien lo emita, de entre los reseñados en los dos párrafos anteriores, se establecerá, por el certificador, sobre la base del cumplimiento de las exigencias que figuran en la Tabla 1.1.

**Tabla 1.1**

| | |
|---|---|
| Para el fabricante | Ensayo de muestras del producto tomadas en fábrica, en lospuntos de expedición.<br>Control continuo de la producción en fábrica.<br>Tener implantado un sistema de aseguramiento de la calidad según UNE-EN-ISO 9002. |
| Para el laboratorio de ensayos (propio del certificador o autorizado conforme al Real Decreto 2200/1995) | Ensayo inicial del producto.<br>Ensayo de muestras tomadas aleatoriamente en fábrica, mercado u obra. |
| Para el certificador | Inspección inicial de la fábrica y del control de producción en la misma.<br>Vigilancia, supervisión y evaluación continua del control de producción en fábrica.<br>Verificación estadística de la producción mediante contraste de los resultados de los ensayos realizados por el laboratorio antes mencionado y los resultados obtenidos por el fabricante.<br>Auditoría y vigilancia del sistema de aseguramiento de la calidad, según UNE-EN-ISO 9002, del fabricante.<br>Certificación de conformidad del producto con la Instrucción EHE, si procede.<br>Obligación de comunicar al Ministerio de Fomento (Secretaría General Técnica), la relación de las certificaciones de conformidad CC-EHE concedidas, así como de las renovadas y retiradas o anuladas por cada semestre natural cerrado. El certificador tendrá esta relación a disposición del público. |

El incumplimiento de alguna de las exigencias anteriores o de las especificaciones obligatorias exigidas a los productos de esta Instrucción serán causa de la retirada, anulación o denegación de la concesión del *Certificado* CC-EHE por parte del certificador, de acuerdo con sus normas de procedimiento.

Por otra parte la existencia en el mercado de productos de construcción de marcas, sellos, certificados de calidad, etc., en adelante *distintivos*, aconseja que se defina la forma de reconocer dichos *distintivos* como garantes de que los productos que los ostentan cumplen las especificaciones obligatorias que, de entre las establecidas en esta Instrucción, les sean de aplicación.

Así si un producto de construcción posee un *distintivo* que asegure el cumplimiento de las especificaciones obligatorias que se le exigen por esta Instrucción, se reconocerá como tal cuando dicho *distintivo* esté reconocido oficialmente por un Centro Directivo de las Administraciones Públicas (General del Estado o Autonómica) con competencias en el campo de la construcción (obras públicas o edificación).

Los referidos Centros Directivos velarán porque el *reconocimiento* de tales *distintivos* responda del cumplimiento de las especificaciones obligatorias establecidas en esta Instrucción, por parte de los correspondientes productos, y de que tanto el procedimiento de concesión como el de renovación y las causas de denegación o retirada del *distintivo* cumplan idénticas exigencias a las incluidas en la Tabla 1 y su párrafo posterior.

La relación de los *distintivos* que hayan sido objeto de *reconocimiento* o, en su caso, renovación o anulación, durante cada semestre natural cerrado, será comunicada al Ministerio de Fomento (Secretaria General Técnica) y el emisor del *distintivo* la tendrá a la disposición del público.

El Secretario General Técnico del Ministerio de Fomento resolverá la publicación en el Boletín Oficial del Estado, de las relaciones de *certificados* CC-EHE y *distintivos reconocidos*, para general conocimiento.

El proveedor de un producto que disponga de un *Certificado* CC-EHE o un *distintivo reconocido*, ambos en el sentido anteriormente expuesto, y desee que le sean aplicadas las consideraciones especiales que, en ciertos casos, otorga esta Instrucción deberá aportar la siguiente documentación:

- *Certificado* CC-EHE en vigor, expedido por Organismo autorizado o Autoridad competente, con una antigüedad inferior a dos años antes de la fecha del suministro del producto.
- Documento en vigor que acredite el reconocimiento por Autoridad competente del *distintivo reconocido*, expedido con una antigüedad inferior a dos años antes de la fecha del suministro del producto. En el caso en que el producto no llevara marcado el *distintivo reconocido*, deberá aportarse, asimismo, un documento en vigor, con antigüedad idéntica a la antes citada, que acredite la posesión del *distintivo reconocido*.

## Artículo 2º Definiciones

Los términos y vocablos utilizados en esta Instrucción tienen el significado normalmente asignado en el ámbito del Hormigón Estructural. En cualquier caso, en general, éstos se definen cuando aparecen por primera vez dentro de la Instrucción.

## Artículo 3º Unidades, convención de signos y notación

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

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

En el Anejo nº1 se incluye la notación más frecuentemente utilizada en esta Instrucción.

## Artículo 4º Documentos del Proyecto

### 4.1 Generalidades

En las obras que contraten o ejecuten las Administraciones Públicas se estará a lo dispuesto en la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, en el Reglamento General de Contratación del Estado y en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la Contratación de obras del Estado, vigentes.

Todo Proyecto comprenderá:

- Una Memoria en la que se describa el objeto de las obras que recogerá los antecedentes y situación previa a las mismas, las necesidades a satisfacer y la justificación de la solución adoptada, detallándose los factores de todo orden a tener en cuenta.
- Los planos de conjunto y de detalle necesarios para que la obra quede perfectamente definida, así como los que delimiten la ocupación de terrenos y la restitución de servidumbres y demás derechos reales, en su caso, y servicios afectados por su ejecución.
- El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares donde se hará la descripción de las obras y se regulará su ejecución con expresión de la forma en que está se llevará a cabo, de la medición de las unidades ejecutadas y el control de calidad y de las obligaciones de orden técnico que correspondan al contratista.
- Un estudio geotécnico de los terrenos sobre los que la obra se va a ejecutar, salvo cuando resulte incompatible con la naturaleza de la obra.
- Un presupuesto, integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios y de los descompuestos, en su caso, estado de mediciones y los detalles precisos para su valoración.
- Un programa de desarrollo de los trabajos o plan de obra de carácter indicativo con previsión, en su caso, del tiempo y coste.
- Las referencias de todo tipo en que se fundamentará el replanteo de la obra.

- Cuanta documentación venga prevista en normas de carácter legal o reglamentario.

En todo caso, los distintos documentos que en su conjunto constituyan un Anteproyecto, Estudio o Proyecto de cualquier clase deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo competente distinto del autor de aquéllos, los pueda interpretar y dirigir, con arreglo a los mismos.

## 4.2 Memoria

### 4.2.1 Normas generales

Serán factores que habrá que considerar en la Memoria, los sociales, económicos, estéticos y de impacto ambiental. Se presentarán asimismo la justificación adoptada,en sus aspectos técnico y económico, así como las características de todas y cada una de las obras proyectadas. Se indicarán en ella los datos previos, métodos de cálculo, modalidades de control previstas y ensayos efectuados, cuyos detalles y desarrollo se incluirán en anejos especiales.

También figurarán en otros anejos: el estudio del terreno de cimentación, los materiales y los ensayos realizados con los mismos, la justificación del cálculo y los precios adoptados, las bases fijadas para la valoración de las unidades de obra y de las partidas alzadas propuestas, el presupuesto de las obras y el importe previsible de las expropiaciones necesarias y de restablecimiento de servicio y servidumbres afectados, en su caso.

### 4.2.2 Anejo de Cálculo

En la Memoria de todos los Proyectos deberá figurar un Anejo de Cálculo, en donde se justifique razonadamente, con arreglo a las normas prescritas en esta Instrucción, el cumplimiento de las condiciones que se exigen a la estructura en su conjunto y a cada una de las partes en que puede suponerse dividida, con objeto de garantizar la seguridad y el buen servicio de la misma.

Su contenido y presentación deben ser tales que los cálculos puedan reproducirse por terceros. A tal efecto se incluirán:

a) Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real para transformarla en una ideal de cálculo, que se describirá detalladamente, indicando el tipo estructural adoptado para el conjunto y sus partes, incluyendo dimensiones, características mecánicas de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.

b) Las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula mediante las oportunas referencias a los planos o a los croquis suplementarios.

c) Las características resistentes y de deformación supuestas para los materiales de la estructura y, en su caso, para el terreno que la sustenta.

d) Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad a tener en cuenta en cada caso.

e) El análisis efectuado. En particular, se precisará si es estático o dinámico, lineal o no lineal, así como el tipo de discretización adoptada para la estructura (barras, elementos finitos, bandas finitas, etc.).

Cuando no se utilice la notación de esta Instrucción, se darán las equivalencias entre los símbolos empleados y los definidos en la misma. Si no es posible dar esta equivalencia se definirán detalladamente dichos símbolos.

### 4.2.3 Cálculos con ordenador

#### 4.2.3.1 Utilización de programas

Cuando se efectúen cálculos con ayuda de ordenador, el Anejo de Cálculo se complementará con apartados específicos que contengan las diferentes etapas resueltas con programas distintos, debiendo dichos apartados constituir unidades completas y ordenadas.

De cada programa utilizado se indicará su identificación, su objeto y su campo de aplicación.

#### 4.2.3.2 Presentación de datos y resultados

El listado de datos contendrá tanto los datos introducidos por el proyectista como los generados por el programa, de forma que queden definidas todas las características consideradas, debiendo contener indicaciones concretas sobre notación, unidades y criterios de signos de las magnitudes utilizadas.

El listado de salida definirá los resultados necesarios para justificar adecuadamente la solución obtenida.

## 4.3 Planos

Los planos deberán ser suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra, a cuyos efectos se podrán deducir también de ellos los planos auxiliares de obra o de taller y las mediciones que sirvan de base para las valoraciones pertinentes.

Las dimensiones en todos los planos se acotarán en metros y con dos cifras decimales, por lo menos. Como excepción, los diámetros de armaduras, tuberías, etc., se expresarán en milímetros, colocando detrás del símbolo Ø la cifra que corresponda.

Deberán poder efectuarse, salvo en casos especiales, las mediciones de todos los elementos sin utilizar más dimensiones que las acotadas. En particular, de no incluirse despiece detallado de las armaduras, deberán poder deducirse directamente de los planos todas las dimensiones geométricas de las mismas, mediante las oportunas notas o especificaciones complementarías que las definan inequívocamente.

Contendrán todos los detalles necesarios y, en particular, los detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo o de enlace.

Igualmente, cuando proceda, se harán indicaciones sobre las contraflechas que convenga establecer en los encofrados de acuerdo con el proceso de ejecución propuesto.

En cada plano de la estructura figurará un cuadro con la tipificación de los hormigones (de acuerdo con 39.2), las propiedades específicas para los mismos, así como las características resistentes de los aceros empleados en los elementos que define el plano. Asimismo, figurarán las modalidades de control previstas y los coeficientes de seguridad adoptados para el cálculo.

En el caso de hormigón pretensado deberá figurar el programa de tesado, de acuerdo con 67.8.2.

Corresponde al Proyectista fijar la resistencia mínima que debe poseer el hormigón de la pieza en el momento del tesado y anclaje de las armaduras, así como las tensiones máximas admisibles en dicho hormigón, en las diferentes etapas del proceso de tesado.

### 4.4 Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

A los efectos de regular la ejecución de las obras, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares deberá consignar, expresamente o por referencia a Instrucciones, Reglamentos o Normas las características que hayan de reunir los materiales y las distintas unidades de obra, las modalidades de control especificadas para los materiales y la ejecución y, en su caso, las tolerancias dimensionales de los elementos acabados. En ningún caso contendrán estos Pliegos declaraciones o cláusulas de carácter económico que deban figurar en el Pliego de Cláusulas Administrativas. En cualquier caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá, específicamente, los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse en obra:

- Tipo, clase resistente y características adicionales, en su caso, del cemento.
- Tipos de acero, tanto para armaduras activas como pasivas.
- Tipificación de los hormigones, de acuerdo con el formato indicado en 39.2.

Si, como es frecuente, para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán separadamente cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrán de ser empleados.

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

Cuando el proceso de ejecución de la obra requiera condiciones especiales, éstas deberán detallarse al máximo, indicándose entre ellas:

- disposición de cimbras y encofrados, cuando no sean los usuales;
- proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (de retracción, de hormigonado, etc.);
- proceso de tesado e inyección, en el caso de hormigón pretensado;
- proceso de desencofrado y descimbrado;
- tolerancias dimensionales.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares exigirá, cuando se estime oportuno, que en el lugar adecuado de la obra se coloque una placa que indique el valor máximo de la carga para la cual se propone la utilización de la estructura. La colocación de la citada placa puede resultar oportuna en obras en las que convenga llamar la atención del usuario sobre la magnitud de las cargas.

Igualmente detallará las formas de medición y valoración de las distintas unidades de obra y las de abono de las partidas alzadas, establecerá el plazo de garantía y especificará las normas y pruebas previstas para las recepciones.

### 4.5 Presupuesto

El Presupuesto estará integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios descompuestos, estados de cubicaciones o mediciones y los detalles precisos para su valoración.

El cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se basará en la determinación de los costes directos o indirectos precisos para su ejecución, sin incorporar, en ningún caso, el importe del Impuesto sobre el Valor Añadido que pueda gravar las entregas de bienes o prestaciones de servicios realizados.

Se considerarán costes directos:

- La mano de obra, con sus pluses, cargas y seguros sociales, que interviene directamente en la ejecución de la unidad de obra.
- Los materiales, a los precios resultantes a pie de obra, que queden integrados en la unidad de que se trate o que sean necesarios para su ejecución.

- Los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tengan lugar por el accionamiento o funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra.
- Los gastos de amortización y conservación de la maquinaria e instalaciones anteriormente citadas.

Se considerarán costes indirectos: los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para los trabajadores, laboratorios, etc., los del personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra, y los imprevistos. Todos estos gastos, excepto aquellos que figuran en el Presupuesto, valorados en unidades de obra o en partidas alzadas, se cifrarán en un porcentaje de los costes directos, igual para todas las unidades de obra, que adoptará, en cada caso, el técnico Autor del Proyecto a la vista de la naturaleza de la obra proyectada, de la importancia de su presupuesto y de su posible plazo de ejecución.

En particular deberá figurar de forma explícita el coste del control, obtenido de acuerdo con las modalidades adoptadas para el mismo.

Se denominará Presupuesto de Ejecución Material el resultado obtenido por la suma de los productos del número de cada unidad de obra por su precio unitario, y de las partidas alzadas.

En el caso de Obras de la Administración General del Estado o de sus Organismos Autónomos, se tendrán en cuenta, además, las normas complementarías de aplicación al cálculo de los precios unitarios que para los distintos Proyectos elaborados por sus servicios haya dictado cada Departamento Ministerial.

### 4.6 Programa de trabajo

El programa de trabajo especificará los plazos en los que deberán ser ejecutadas las distintas partes fundamentales en que pueda descomponerse la obra, determinándose los importes que corresponderá abonar al término de cada uno de aquéllos.

### 4.7 Modificaciones del Proyecto

En los casos en que el Proyecto experimente modificaciones a lo largo de la ejecución de la obra, se rectificarán convenientemente y antes de su ejecución, cuantas veces sea necesario, los cálculos, planos y demás documentos afectados por esas modificaciones, de tal manera que la obra terminada resulte exactamente definida en los documentos rectificados finales. Además, y para evitar confusiones, se cancelarán todos los documentos que hayan resultado modificados.

### 4.8 Aplicación preferente de la legislación de contratos de las Administraciones Públicas

En caso de presentarse cualquier conflicto o dificultad motivado por diferencias o posibles discrepancias entre la vigente legislación de contratos de las Administraciones Públicas y el contenido de la Instrucción, en lo que se refiere a este capítulo que puedan dar lugar a interpretaciones distintas o a colisión de disposiciones, se entenderá que prevalece siempre la referida legislación de contratos.

### 4.9 Documentación final de la obra

La Dirección de Obra entregará, a la Propiedad en el momento de finalizar aquella,al menos la siguiente documentación: una memoria que recoja las incidencias principales de su ejecución, una colección de planos que reflejen el estado final de la obra tal como ha sido construida así como una demostración documental de que se han cumplido las especificaciones que se prescriben en el Título 6º *Control* de esta Instrucción.

# TÍTULO I

# Bases de proyecto

## CAPÍTULO II

## Principios generales y Método de los Estados Límite

### Artículo 5º Requisitos esenciales

Una estructura debe ser proyectada y construida para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y el período de vida útil previsto en el proyecto, así como la agresividad del ambiente.

Una estructura debe, también, ser concebida de manera que las consecuencias de acciones excepcionales tales como explosiones o impactos, así como de errores, no produzcan daños desproporcionados en relación a la causa que los ha originado.

En síntesis, durante su vida útil, los requisitos esenciales a los que, al menos, debe dar respuesta, una estructura son: resistencia mecánica y estabilidad, seguridad en caso de incendio, higiene, salud y medio ambiente, y seguridad de uso.

Los anteriores requisitos se satisfarán mediante un proyecto correcto que incluya una adecuada selección de la solución estructural y de los materiales de construcción, una ejecución cuidadosa conforme al proyecto, un control adecuado del proyecto, de la ejecución y de la explotación así como un uso y mantenimiento apropiados.

### Artículo 6º Criterios de seguridad

#### 6.1 Principios

La seguridad de una estructura frente a un riesgo puede ser expresada en términos de la probabilidad global de fallo, que está ligada a un determinado índice de fiabilidad.

En la presente Instrucción se asegura la fiabilidad requerida adoptando el Método de los Estados Límite (Artículo 8º). Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de solicitación, de resistencia y dimensionales que intervienen en el cálculo. El valor de cálculo de una variable se obtiene a partir de su principal valor representativo, ponderándolo mediante su correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

Los coeficientes parciales de seguridad no tienen en cuenta la influencia de posibles errores humanos groseros. Estos fallos deben ser evitados mediante mecanismos adecuados de control de calidad que deberán abarcar todas las actividades relacionadas con el proyecto, la ejecución, el uso y el mantenimiento de una estructura.

#### 6.2 Comprobación estructural mediante procedimientos de cálculo

La comprobación estructural mediante cálculo representa una de las posibles medidas para garantizar la seguridad de una estructura y es el sistema que se propone en esta Instrucción.

#### 6.3 Comprobación estructural mediante ensayos

En casos donde las reglas de la presente Instrucción no sean suficientes o donde los resultados de ensayos pueden llevar a una economía significativa de una estructura, existe también la posibilidad de abordar el dimensionamiento estructural mediante ensayos.

Este procedimiento no está desarrollado explícitamente en esta Instrucción y por lo tanto deberá consultarse en la bibliografía especializada.

## Artículo 7º Situaciones de proyecto

Las situaciones de proyecto a considerar son las que se indican a continuación:

- Situaciones persistentes, que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura.
- Situaciones transitorias, como son las que se producen durante la construcción o reparación de la estructura.
- Situaciones accidentales, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura.

## Artículo 8º Bases de cálculo

### 8.1 El método de los Estados Límite

#### 8.1.1 Estados Límite

Se definen como Estados Límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

Generalmente, los Estados Límite se clasifican en:

- Estados Límite Últimos
- Estados Límite de Servicio

Debe comprobarse que una estructura no supere ninguno de los Estados Límite anteriormente definidos en cualquiera de las situaciones de proyecto indicadas en el Artículo 7º, considerando los valores de cálculo de las acciones, de las características de los materiales y de los datos geométricos.

El procedimiento de comprobación, para un cierto Estado Límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura o a parte de ella y, por otra, la respuesta de la estructura para la situación límite en estudio. El Estado Límite quedará garantizado si se verifica, con una fiabilidad aceptable, que la respuesta estructural no es inferior que el efecto de las acciones aplicadas.

Para la determinación del efecto de las acciones deben considerarse las acciones de cálculo combinadas según los criterios expuestos en el Capítulo III y los datos geométricos según se definen en el Artículo 16º y debe realizarse un análisis estructural de acuerdo con los criterios expuestos en el Capítulo V.

Para la determinación de la respuesta estructural deben considerarse los distintos criterios definidos en el Título 4º, teniendo en cuenta los valores de cálculo de los materiales y de los datos geométricos, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo IV.

La definición de las acciones actuantes en las estructuras se establece en las respectivas Instrucciones, Reglamentos, Normas Básicas, etc., relativas a acciones. En esta Instrucción se fijan, en general, dado que resultan imprescindibles para su utilización, reglas para la definición de los valores de cálculo de las acciones y sus combinaciones, siempre que las correspondientes Instrucciones de acciones no indiquen otra cosa.

#### 8.1.2 Estados Límite Últimos

La denominación de Estados Límite Últimos engloba todos aquellos que producen una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Como Estados Límite Últimos deben considerarse los debidos a:

- fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella;
- pérdida del equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido;
- fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

En la comprobación de los Estados Límite Últimos que consideran la rotura de una sección o elemento, se debe satisfacer la condición:

$$R_d \geq S_d$$

donde:

$R_d$ Valor de cálculo de la respuesta estructural.
$S_d$ Valor de cálculo del efecto de las acciones.

Para la evaluación del Estado Límite de Equilibrio (Artículo 41º) se debe satisfacer la condición:

$$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$$

donde:

$E_{d,estab}$ Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.

El Estado Límite de Fatiga (Artículo 48º) está relacionado con los daños que puede sufrir una estructura como consecuencia de solicitaciones variables repetidas.

En la comprobación del Estado Límite de Fatiga se debe satisfacer la condición:

$$R_F \geq S_F$$

donde:

$R_F$ Valor de cálculo de la resistencia a fatiga.
$S_F$ Valor de cálculo del efecto de las acciones de fatiga.

### 8.1.3 Estados Límite de Servicio

Se incluyen bajo la denominación de Estados Límite de Servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos.

En la comprobación de los Estados Límite de Servicio se debe satisfacer la condición:

$$C_d \geq E_d$$

donde:

$C_d$ Valor límite admisible para el Estado Límite a comprobar (deformaciones, vibraciones, abertura de fisura, etc.).
$E_d$ Valor de cálculo del efecto de las acciones (tensiones, nivel de vibración, abertura de fisura, etc.).

## 8.2 Bases de cálculo orientadas a la durabilidad

Antes de comenzar el proyecto, se deberá identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural.

Para conseguir una durabilidad adecuada, se deberá establecer en el proyecto, y en función del tipo de ambiente, una estrategia acorde con los criterios expuestos en el Capítulo VII.

### 8.2.1 Definición del tipo de ambiente

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El tipo de ambiente viene definido por la combinación de:

- una de las clases generales de exposición, frente a la corrosión de las armaduras, de acuerdo con 8.2.2.
- las clases específicas de exposición relativas a los otros procesos de degradación que procedan para cada caso, de entre las definidas en 8.2.3.

En el caso de que un elemento estructural esté sometido a alguna clase específica de exposición, en la designación del tipo de ambiente se deberán reflejar todas las clases, unidas mediante el signo de adición "+".

Cuando una estructura contenga elementos con diferentes tipos de ambiente, el proyectista deberá definir algunos grupos con los elementos estructurales que presenten características similares de exposición ambiental. Para ello, siempre que sea posible, se agruparán elementos del mismo tipo (por ejemplo, pilares, vigas de cubierta, cimentación, etc.), cuidando además que los criterios seguidos sean congruentes con los aspectos propios de la fase de ejecución.

Para cada grupo, se identificará la clase o, en su caso, la combinación de clases, que definen la agresividad del ambiente al que se encuentran sometidos sus elementos.

### 8.2.2 Clases generales de exposición ambiental en relación con la corrosión de armaduras

Todo elemento estructural está sometido a una única clase o subclase general de exposición.

A los efectos de esta Instrucción, se definen como clases generales de exposición las que se refieren exclusivamente a procesos relacionados con la corrosión de armaduras y se incluyen en la Tabla 8.2.2.

### 8.2.3 Clases específicas de exposición ambiental en relación con otros procesos de degradación distintos de la corrosión.

Además de las clases recogidas en 8.2.2, se establece otra serie de clases específicas de exposición que están relacionadas con otros procesos de deterioro del hormigón distintos de la corrosión de las armaduras (tabla 8.2.3.a).

Un elemento puede estar sometido a ninguna, a una o a varias clases específicas de exposición relativas a otros procesos de degradación del hormigón.

Por el contrario, un elemento no podrá estar sometido simultáneamente a más de una de las subclases definidas para cada clase específica de exposición.

En el caso de estructuras sometidas a ataque químico (clase Q), la agresividad se clasificará de acuerdo con los criterios recogidos en la tabla 8.2.3.b.

**Tabla. 8.2.2 Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras**

| CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN | | | | DESCRIPCIÓN | EJEMPLOS |
|---|---|---|---|---|---|
| Clase | Subclase | Designación | Tipo de proceso | | |
| no agresiva | | I | ninguno | - interiores de edificios, no sometidos a condensaciones<br>- elementos de hormigón en masa | - interiores de edificios, protegidos de la intemperie |
| normal | humedad alta | IIa | corrosión de origen diferente de los cloruros | - interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones<br>- exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.<br>- elementos enterrados o sumergidos. | - sótanos no ventilados<br>- cimentaciones<br>- tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm<br>- elementos de hormigón en cubiertas de edificios |
| | humedad media | IIb | corrosión de origen diferente de los cloruros | - exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm | - construcciones exteriores protegidas de la lluvia<br>- tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm |
| marina | aérea | IIIa | corrosión por cloruros | - elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar<br>- elemento exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km) | - edificaciones en las proximidades de la costa<br>- puentes en las proximidades de la costa<br>- zonas aéreas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral<br>- instalaciones portuarias |
| | sumergida | IIIb | corrosión por cloruros | - elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar | - zonas sumergidas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral<br>- cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar |
| | en zona de mareas | IIIc | corrosión por cloruros | - elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas | - zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral<br>- zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea |
| con cloruros de origen diferente del medio marino | | IV | corrosión por cloruros | - instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino<br>- superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. | - piscinas<br>- pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve<br>- estaciones de tratamiento de agua. |

**Tabla 8.2.3.a Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión**

| CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN | | | | DESCRIPCIÓN | EJEMPLOS |
|---|---|---|---|---|---|
| Clase | Subclase | Designación | Tipo de proceso | | |
| química agresiva | débil | Qa | ataque químico | - elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver Tabla 8.2.3.b) | - instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b.<br>- construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b. |
| | media | Qb | ataque químico | - elementos en contacto con agua de mar<br>- elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver Tabla 8.2.3.b) | - dolos, bloques y otros elementos para diques<br>- estructuras marinas, en general<br>- instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.<br>- construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3b.<br>- instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. |
| | fuerte | Qc | ataque químico | - elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver Tabla 8.2.3.b) | - instalaciones industriales,con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b.<br>- instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. |
| con heladas | sin sales fundentes | H | ataque hielo-deshielo | - elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5ºC | - construcciones en zonas de alta montaña<br>- estaciones invernales |
| | con sales fundentes | F | ataque por sales fundentes | - elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0ºC | - tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña |
| erosión | | E | abrasión cavitación | - elementos sometidos a desgaste superficial<br>- elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua | - pilas de puente en cauces muy torrenciales<br>- elementos de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes<br>- pavimentos de hormigón<br>- tuberías de alta presión |

**Tabla 8.2.3.b. Clasificación de la agresividad química**

| TIPO DE MEDIO AGRESIVO | PARÁMETROS | TIPO DE EXPOSICIÓN | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Qa | Qb | Qc |
| | | ATAQUE DÉBIL | ATAQUE MEDIO | ATAQUE FUERTE |
| AGUA | VALOR DEL pH | 6,5 - 5,5 | 5,5 - 4,5 | < 4,5 |
| | $CO_2$ AGRESIVO (mg $CO_2$/ l) | 15 - 40 | 40 - 100 | > 100 |
| | IÓN AMONIO (mg $NH_4^+$ / l) | 15 - 30 | 30 - 60 | > 60 |
| | IÓN MAGNESIO (mg $Mg^{2+}$ / l) | 300 - 1000 | 1000 - 3000 | > 3000 |
| | IÓN SULFATO (mg $SO_4^{2-}$ / l) | 200 - 600 | 600 - 3000 | > 3000 |
| | RESIDUO SECO (mg / l) | >150 | 50-150 | <50 |
| SUELO | GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY | > 20 | (*) | (*) |
| | IÓN SULFATO (mg $SO_4^{2-}$ / kg de suelo seco) | 2000 - 3000 | 3000-12000 | > 12000 |

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

# CAPÍTULO III

# Acciones

## Artículo 9º Clasificación de las acciones

Las acciones a considerar en el proyecto de una estructura o elemento estructural se pueden clasificar según los criterios siguientes:

- Clasificación por su naturaleza.
- Clasificación por su variación en el tiempo.
- Clasificación por su variación en el espacio.

### 9.1 Clasificación de las acciones por su naturaleza

Las acciones se pueden clasificar según su naturaleza en los siguientes grupos:

- Acciones directas. Son aquellas que se aplican directamente sobre la estructura. En este grupo se incluyen el peso propio de la estructura, las restantes cargas permanentes, las sobrecargas de uso, etc.

- Acciones indirectas. Son aquellas deformaciones o aceleraciones impuestas capaces de dar lugar, de un modo indirecto, a fuerzas. En

este grupo se incluyen los efectos debidos a la temperatura, asientos de la cimentación, acciones reológicas, acciones sísmicas, etc.

### 9.2 Clasificación de las acciones por su variación en el tiempo

Las acciones se pueden clasificar por su variación en el tiempo en los siguientes grupos:

- Acciones Permanentes (*G*). Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. Dentro de este grupo se engloban el peso propio de la estructura, de los elementos embebidos, accesorios y del equipamiento fijo.

- Acciones Permanentes de Valor no Constante ($G^*$). Son aquellas que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante. Dentro de este grupo se incluyen aquellas acciones cuya variación es función del tiempo transcurrido y se producen en un único sentido tendiendo a un valor límite, tales como las acciones reológicas, etc. El pretensado (*P*) puede considerarse de este tipo.

- Acciones Variables (*Q*). Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura. Dentro de este grupo se incluyen sobrecargas de uso, acciones climáticas, acciones debidas al proceso constructivo, etc.

- Acciones Accidentales (*A*). Son aquellas cuya posibilidad de actuación es pequeña pero de gran importancia. En este grupo se incluyen las acciones debidas a impactos, explosiones, etc. Los efectos sísmicos pueden considerarse de este tipo.

### 9.3 Clasificación de las acciones por su variación en el espacio

Las acciones se pueden clasificar según su variación en el espacio en los siguientes grupos:

- Acciones fijas. Son aquellas que se aplican siempre en la misma posición. Dentro de este grupo se incluyen básicamente las acciones debidas al peso propio de los elementos estructurales y funcionales.

- Acciones libres. Son aquellas cuya posición puede ser variable en la estructura. Dentro de este grupo se incluyen fundamentalmente las sobrecargas de uso.

## Artículo 10º Valores característicos de las acciones

### 10.1 Generalidades

El valor característico de una acción es su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un período de referencia, que tiene en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción.

### 10.2 Valores característicos de las acciones permanentes

Para las acciones permanentes en las cuales se prevean dispersiones importantes, o en aquellas que puedan tener una cierta variación durante el período de servicio de la estructura, se tomarán los valores característicos superior e inferior. En caso contrario es suficiente adoptar un único valor.

En general, para el peso propio de la estructura se adoptará como acción característica un único valor deducido de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios. Para los elementos de hormigón se tomarán las siguientes densidades:

Hormigón en masa: 2300 kg/m$^3$
Hormigón armado y pretensado: 2500 kg/m$^3$

### 10.3 Valores característicos de las acciones permanentes de valor no constante

Para la determinación de las acciones reológicas, se considerarán como valores característicos los correspondientes a las deformaciones de retracción y fluencia establecidos en el Artículo 39º.

### 10.4 Valores característicos de la acción del pretensado

#### 10.4.1 Consideraciones generales

En general las acciones debidas al pretensado en un elemento estructural se deducen de las fuerzas de pretensado de los tendones que constituyen su armadura activa. Estas acciones varían a lo largo de su trazado y en el transcurso del tiempo.

En cada tendón, por medio del gato o elemento de tesado utilizado, se aplica una fuerza, denominada fuerza de tesado, que a la salida del anclaje, del lado del hormigón, toma el valor de $P_o$, que vendrá limitado por los valores indicados en 20.2.1.

En cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza $\Delta P_i$ y las pérdidas diferidas de fuerza $\Delta P_{dif}$, según 20.2.2 y 20.2.3. A partir de los valores $P_o$, $\Delta P_i$

y $\Delta P_{dif}$ se calcula el valor característico de la fuerza de pretensado $P_k$ en cada sección y fase temporal según 10.4.2.

### 10.4.2 Valor característico de la fuerza de pretensado

El valor característico de la fuerza de pretensado en una sección y fase cualquiera es:

$$P_k = P_0 - \Delta P_l - \Delta P_{dif}$$

## Artículo 11º Valores representativos de las acciones

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la comprobación de los Estados Límite.

Una misma acción puede tener uno o varios valores representativos, según sea su tipo.

El valor representativo de una acción se obtiene afectando su valor característico, $F_k$, por un factor $\Psi_i$.

$$\Psi_i F_k$$

Como valor representativo de las acciones se tomarán los indicados en las Instrucciones o Normas de acciones vigentes.

## Artículo 12º Valores de cálculo de las acciones

Se define como valor de cálculo de una acción el obtenido como producto del valor representativo (Artículo 11º) por un coeficiente parcial de seguridad.

$$F_d = \gamma_f \Psi_i F_k$$

donde:

$F_d$ Valor de cálculo de la acción F.
$\gamma_f$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción considerada.

### 12.1 Estados Límite Últimos

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de los Estados Límite Últimos se adoptan los valores de la tabla 12.1.a, siempre que las Instrucciones correspondientes de acciones no establezcan otros criterios.

**Tabla 12.1.a. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos**

| TIPO DE ACCIÓN | Situación persistente o transitoria | | Situación accidental | |
|---|---|---|---|---|
| | Efecto favorable | Efecto desfavorable | Efecto favorable | Efecto desfavorable |
| Permanente | $\gamma_G = 1,00$ | $\gamma_G = 1,35$ | $\gamma_G = 1,00$ | $\gamma_G = 1,00$ |
| Pretensado | $\gamma_P = 1,00$ | $\gamma_P = 1,00$ | $\gamma_P = 1,00$ | $\gamma_P = 1,00$ |
| Permanente de valor no constante | $\gamma_{G^*} = 1,00$ | $\gamma_{G^*} = 1,50$ | $\gamma_{G^*} = 1,00$ | $\gamma_{G^*} = 1,00$ |
| Variable | $\gamma_Q = 0,00$ | $\gamma_Q = 1,50$ | $\gamma_Q = 0,00$ | $\gamma_Q = 1,00$ |
| Accidental | - | - | $\gamma_A = 1,00$ | $\gamma_A = 1,00$ |

Los coeficientes definidos en la tabla 12.1.a se corregirán de acuerdo con lo indicado en el Artículo 95º, dependiendo del nivel de control de ejecución adoptado.

En general, para las acciones permanentes, la obtención de su efecto favorable o desfavorable se determina ponderando todas las acciones del mismo origen con el mismo coeficiente, indicado en la tabla 12.1.a.

Cuando los resultados de una comprobación sean muy sensibles a las variaciones de la magnitud de la acción permanente, de una parte a otra de la estructura, las partes favorable y desfavorable de dicha acción se considerarán como acciones individuales. En particular, esto se aplica en la comprobación del Estado Límite de Equilibrio en el que para la parte favorable se adoptará un coeficiente $\gamma_G$=0,9 y para la parte desfavorable se adoptará un coeficiente $\gamma_G$=1,1, para situaciones de servicio, ó $\gamma_G$=0,95 para la parte favorable y $\gamma_G$=1,05 para la parte desfavorable, para situaciones de construcción.

Para la evaluación de los efectos locales del pretensado (zonas de anclaje, etc) se aplicará a los tendones un esfuerzo equivalente a la fuerza característica última del mismo.

### 12.2 Estados Límite de Servicio

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de los Estados Límite de Servicio se adoptan los valores de la tabla 12.2.

**Tabla 12.2. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio**

| TIPO DE ACCIÓN | | Efecto favorable | Efecto desfavorable |
|---|---|---|---|
| Permanente | | $\gamma_G = 1{,}00$ | $\gamma_G = 1{,}00$ |
| Pretensado | Armadura pretesa | $\gamma_P = 0{,}95$ | $\gamma_P = 1{,}05$ |
| | Armadura postesa | $\gamma_P = 0{,}90$ | $\gamma_P = 1{,}10$ |
| Permanente de valor no constante | | $\gamma_{G^*} = 1{,}00$ | $\gamma_{G^*} = 1{,}00$ |
| Variable | | $\gamma_Q = 0{,}00$ | $\gamma_Q = 1{,}00$ |

## Artículo 13º Combinación de acciones

### 13.1 Principios generales

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

### 13.2 Estados Límite Últimos

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j\geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones accidentales:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j\geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j\geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde:

| | |
|---|---|
| $G_{k,j}$ | Valor característico de las acciones permanentes |
| $G^*_{k,j}$ | Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante |
| $P_k$ | Valor característico de la acción del pretensado |
| $Q_{k,1}$ | Valor característico de la acción variable determinante |
| $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ | Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes |
| $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ | Valor representativo frecuente de la acción variable determinante |
| $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ | Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental |
| $A_k$ | Valor característico de la acción accidental |
| $A_{E,k}$ | Valor característico de la acción sísmica |

En las situaciones permanentes o transitorias, cuando la acción determinante $Q_{k,1}$ no sea obvia, se valorarán distintas posibilidades considerando diferentes acciones variables como determinantes.

Para estructuras de edificación, simplificadamente, para las distintas situaciones de proyecto, podrán seguirse los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias

a) Situaciones con una sola acción variable $Q_{k,1}$

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

b) Situaciones con dos o más acciones variables

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} 0{,}9 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i\geq 1} 0{,}8 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

El Estado Límite Último de Fatiga, en el estado actual del conocimiento, supone comprobaciones especiales que dependen del tipo de material considerado, elementos metálicos o de hormigón, lo que da lugar a los criterios particulares siguientes:

- Para la comprobación a fatiga de armaduras y dispositivos de anclaje se considerará exclusivamente la situación producida por la carga variable de fatiga, tomando un coeficiente de ponderación igual a la unidad.

- Para la comprobación a fatiga del hormigón se tendrán en cuenta las solicitaciones producidas por las cargas permanentes y la carga variable de fatiga, tomando un coeficiente de ponderación igual a la unidad para ambas acciones.

### 13.3 Estados Límite de Servicio

Para estos Estados Límite se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación poco probable

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + \sum_{j\geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + \sum_{j\geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + \sum_{j\geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En estructuras de edificación, simplificadamente, para las distintas situaciones de proyecto, podrán seguirse los siguientes criterios:

- Situación poco probable o frecuente

a) Situaciones con una sola acción variable $Q_{k,1}$

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

b) Situaciones con dos o más acciones variables $Q_{k,i}$

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + 0{,}9 \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

- Situación cuasipermanente

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + 0{,}6 \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

# CAPÍTULO IV

# Materiales y geometría

## Artículo 14º Principios

Tanto la determinación de la respuesta estructural como la evaluación del efecto de las acciones, deben realizarse utilizando valores de cálculo para las características de los materiales y para los datos geométricos de la estructura.

## Artículo 15º Materiales

### 15.1 Valores característicos

A efectos de esta Instrucción, los valores característicos de la resistencia de los materiales (resistencia a compresión del hormigón y resistencia a compresión y tracción de los aceros) son los cuantiles correspondientes a una probabilidad 0,05.

En relación con la resistencia a tracción del hormigón, se utilizan dos valores característicos, uno superior y otro inferior, siendo el primero el cuantil asociado a una probabilidad de 0,95 y el segundo cuantil asociado a una probabilidad de 0,05. Estos valores característicos deben adoptarse alternativamente dependiendo de su influencia en el problema tratado.

Para la consideración de algunas propiedades utilizadas en el cálculo, se emplean como valores característicos los valores medios o nominales.

A los efectos de definir los valores característicos de las propiedades de fatiga de los materiales se siguen los criterios particulares definidos en el Artículo 48º.

### 15.2 Valores de cálculo

Los valores de cálculo de las propiedades de los materiales se obtienen a partir de los valores característicos divididos por un coeficiente parcial de seguridad.

### 15.3 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite Últimos son los que se indican en la tabla 15.3.

**Tabla 15.3. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos**

| Situación de proyecto | Hormigón $\gamma_c$ | Acero pasivo y activo $\gamma_s$ |
|---|---|---|
| Persistente o transitoria | 1,5 | 1,15 |
| Accidental | 1,3 | 1,0 |

Los coeficientes de la tabla 15.3 no son aplicables a la comprobación del Estado Límite Último de Fatiga, que se comprueba de acuerdo con los criterios establecidos en el Artículo 48º.

Para el estudio de los Estados Límite de Servicio se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores iguales a la unidad.

## Artículo 16º Geometría

### 16.1 Valores característicos y de cálculo

Se adoptarán como valores característicos y de cálculo de los datos geométricos, los valores nominales definidos en los planos de proyecto.

$$a_k = a_d = a_{nom}$$

En algunos casos, cuando las imprecisiones relativas a la geometría tengan un efecto significativo sobre la fiabilidad de la estructura, se tomará como valor de cálculo de los datos geométricos el siguiente:

$$a_d = a_{nom} + \Delta a$$

donde $\Delta a$ tiene en cuenta las posibles desviaciones desfavorables de los valores nominales, y se define de acuerdo con las tolerancias admitidas.

### 16.2 Imperfecciones

En los casos en los que resulte significativo el efecto de las imperfecciones geométricas, éstas se tendrán en cuenta para la evaluación del efecto de las acciones sobre la estructura.

# TÍTULO II
# Análisis estructural

## CAPÍTULO V
## Análisis estructural

### Artículo 17º Generalidades

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio.

### Artículo 18º Idealización de la estructura

#### 18.1 Modelos estructurales

Para la realización del análisis, se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado. El modelo elegido deberá ser capaz siempre de reproducir el comportamiento estructural dominante.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

### 18.2 Datos geométricos

#### 18.2.1 Ancho eficaz del ala en piezas lineales

En ausencia de una determinación más precisa, en vigas en T se supone, para las comprobaciones a nivel de sección, que las tensiones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas llamado ancho eficaz.

El ancho eficaz depende del tipo de viga (continua o simplemente apoyada), del modo de aplicación de las cargas, de la relación entre el espesor de las alas y el canto de la viga, de la existencia o no de cartabones, de la longitud de la viga entre puntos de momento nulo, de la anchura del nervio y, en fin, de la distancia entre nervios si se trata de un forjado de vigas múltiples.

El ancho eficaz realmente puede variar a lo largo de la directriz de la viga. Igualmente, el ancho eficaz puede variar en función del estado de fisuración o plastificación de los materiales y, por lo tanto, puede ser distinto en situaciones de servicio y en agotamiento.

Los puntos de momento nulo mencionados en el articulado pueden considerarse fijos, en la práctica, para todas las hipótesis realizadas. Pueden, asimismo, obtenerse a partir de las leyes de momentos debidas a cargas permanentes.

#### 18.2.2 Luces de cálculo

Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la distancia entre ejes de apoyo.

#### 18.2.3 Secciones transversales

#### 18.2.3.1 Consideraciones generales

El análisis global de la estructura se podrá realizar, en la mayoría de los casos, utilizando las secciones brutas de los elementos. En algunos casos, cuando se desee mayor precisión en la comprobación de los Estados Límite de Servicio, podrán utilizarse en el análisis las secciones neta u homogeneizada.

#### 18.2.3.2 Sección bruta

Se entiende por sección bruta la que resulta de las dimensiones reales de la pieza, sin deducir los espacios correspondientes a las armaduras.

#### 18.2.3.3 Sección neta

Se entiende por sección neta la obtenida a partir de la bruta deduciendo los huecos longitudinales practicados en el hormigón, tales como entubaciones o entalladuras para el paso de las armaduras activas o de sus anclajes y el área de las armaduras.

#### 18.2.3.4 Sección homogeneizada

Se entiende por sección homogeneizada la que se obtiene a partir de la sección neta definida en 18.2.3.3, al considerar el efecto de solidarización de las armaduras longitudinales adherentes y los distintos tipos de hormigón existentes.

#### 18.2.3.5 Sección fisurada

Se entiende por sección fisurada, 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.

## Artículo 19º Métodos de cálculo

### 19.1 Principios básicos

Las condiciones que, en principio, debe satisfacer todo análisis estructural son las de equilibrio y las de compatibilidad teniendo en cuenta el comportamiento tenso-deformacional de los materiales.

Generalmente, las condiciones de compatibilidad o las relaciones tenso-deformacionales de los materiales resultan difíciles de satisfacer estrictamente, por lo que pueden adoptarse soluciones en que estas condiciones se cumplan parcialmente, siempre que sean equilibradas y que se satisfagan *a posteriori* las condiciones de ductilidad apropiadas.

### 19.2 Tipos de análisis

El análisis global de una estructura puede llevarse a cabo de acuerdo con las metodologías siguientes:

- Análisis lineal
- Análisis no lineal
- Análisis lineal con redistribución limitada
- Análisis plástico.

#### 19.2.1 Análisis lineal

Es el que está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar la sección bruta de hormigón para el cálculo de las solicitaciones.

### 19.2.2 Análisis no lineal

Es el que tiene en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en su situación deformada.

El comportamiento no lineal hace que la respuesta estructural dependa de la historia de cargas. Por ello, para obtener la carga última es a menudo preciso proceder de forma incremental, recorriendo los rangos elástico, fisurado y previo al agotamiento.

El análisis no lineal requiere, para un nivel determinado de carga, un proceso iterativo en el que, tras sucesivos análisis lineales, se converge a una solución que satisface las condiciones de equilibrio, tenso-deformacionales y de compatibilidad. Estas condiciones se comprueban en un número determinado de secciones, dependiendo de la discretización, que deberá ser suficiente para garantizar que se representa adecuadamente la respuesta estructural.

El comportamiento no lineal lleva intrínseco la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad del capítulo IV no es aplicable directamente en el análisis no lineal.

### 19.2.3 Análisis lineal con redistribución limitada

Es aquél en el que los esfuerzos se determinan a partir de los obtenidos mediante un análisis lineal, como el descrito en 19.2.1, y posteriormente se efectúan redistribuciones que satisfacen las condiciones de equilibrio.

El análisis lineal con redistribución limitada exige unas condiciones de ductilidad adecuadas que garanticen las redistribuciones requeridas para las leyes de esfuerzos adoptadas.

### 19.2.4 Análisis plástico

Es aquel que está basado en un comportamiento plástico, elasto-plástico o rígido-plástico de los materiales y que cumple al menos uno de los teoremas básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior o el de unicidad.

## Artículo 20º Análisis estructural del pretensado

### 20.1 Consideraciones generales

### 20.1.1 Definición de pretensado

Se entiende por pretensado la aplicación controlada de una tensión al hormigón mediante el tesado de tendones de acero. Los tendones serán de acero de alta resistencia y pueden estar constituidos por alambres, cordones o barras.

En esta Instrucción no se consideran otras formas de pretensado.

### 20.1.2 Tipos de pretensado

De acuerdo con la situación del tendón respecto de la sección transversal, el pretensado puede ser:

(a) Interior. En este caso el tendón está situado en el interior de la sección transversal de hormigón.

(b) Exterior. En este caso el tendón está situado fuera del hormigón de la sección transversal y dentro del canto de la misma.

De acuerdo con el momento del tesado respecto del hormigonado del elemento, el pretensado puede ser:

(a) Con armaduras pretesas. El hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras en elementos fijos. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia, se liberan las armaduras de sus anclajes provisionales y, por adherencia, se transfiere al hormigón la fuerza previamente introducida en las armaduras.

(b) Con armaduras postesas. El hormigonado se realiza antes del tesado de las armaduras activas que normalmente se alojan en conductos o vainas. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia se procede al tesado y anclaje de las armaduras.

Desde el punto de vista de las condiciones de adherencia del tendón, el pretensado puede ser:

(a) Adherente. Este es el caso del pretensado con armadura pretesa o con armadura postesa en el que, después del tesado, se procede a ejecutar una inyección con un material que proporciona una adherencia adecuada entre la armadura y el hormigón del elemento (Artículo 36.2).

(b) No adherente. Este es el caso del pretensado con armadura postesa en el que se utilizan como sistemas de protección de las armaduras, inyecciones que no crean adherencia entre ésta y el hormigón del elemento (Artículo 36.3).

## 20.2 Fuerza de pretensado

### 20.2.1 Limitación de la fuerza

La fuerza de tesado $P_0$ ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión $\sigma_{p0}$ no mayor, en cualquier punto, que el menor de los dos valores siguientes:

$$0{,}75\, f_{p\max k}$$

$$0{,}90\, f_{pk}$$

donde:

$f_{p\max k}$ Carga unitaria máxima característica.
$f_{pk}$ Límite elástico característico.

De forma temporal, esta tensión podrá aumentarse hasta el menor de los valores siguientes:

$$0{,}85\, f_{p\max k}$$

$$0{,}95\, f_{pk}$$

siempre que, al anclar las armaduras en el hormigón, se produzca una reducción conveniente de la tensión para que se cumpla la limitación del párrafo anterior.

### 20.2.2 Pérdidas en piezas con armaduras postesas

#### 20.2.2.1 Valoración de las pérdidas instantáneas de fuerza

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_I = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3$$

donde:

$\Delta P_1$ Pérdidas de fuerza, en la sección en estudio, por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado.
$\Delta P_2$ Pérdidas de fuerza, en la sección en estudio, por penetración de cuñas en los anclajes.
$\Delta P_3$ Pérdidas de fuerza, en la sección en estudio, por acortamiento elástico del hormigón.

##### 20.2.2.1.1 Pérdidas de fuerza por rozamiento

Las pérdidas teóricas de fuerza por rozamiento entre las armaduras y las vainas o conductos de pretensado, dependen de la variación angular total $\alpha$, del trazado del tendón entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en tal sección; de la distancia $x$ entre estas dos secciones; del coeficiente $\mu$ de rozamiento en curva y del coeficiente $K$ de rozamiento en recta, o rozamiento parásito. Estas pérdidas se valorarán a partir de la fuerza de tesado $P_0$.

Las pérdidas por rozamiento en cada sección pueden evaluarse mediante la expresión:

$$\Delta P_1 = P_0\left[1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)}\right]$$

donde:

$\mu$ Coeficiente de rozamiento en curva.
$\alpha$ Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas), medidas en radianes, que describe el tendón en la distancia $x$. Debe recordarse que el trazado de los tendones puede ser una curva alabeada debiendo entonces evaluarse $\alpha$ en el espacio.
$K$ Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal.
$x$ Distancia, en metros, entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en la misma (ver figura 20.2.2.1).

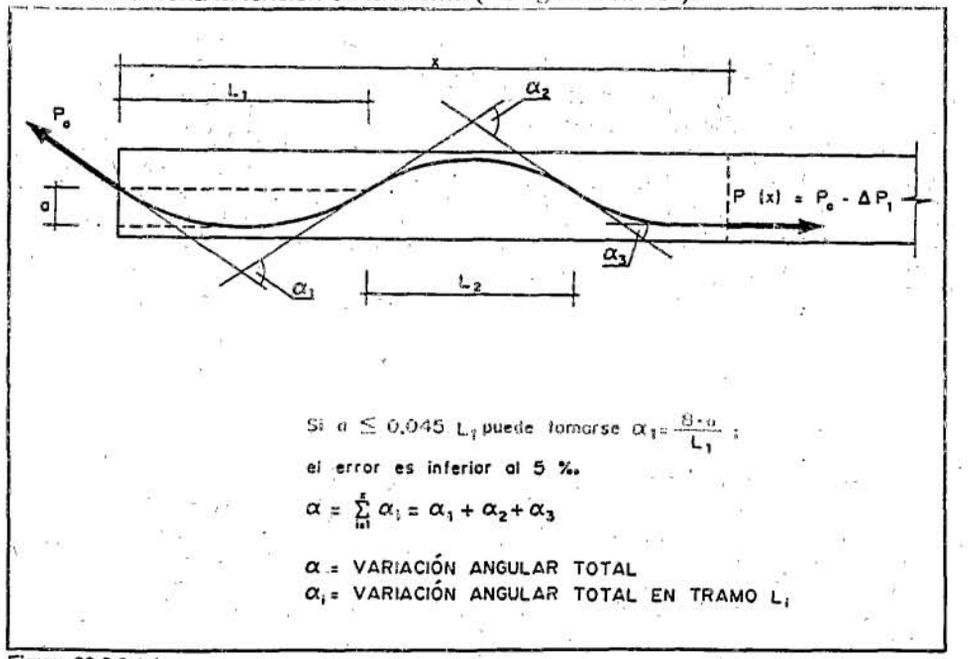



Figura 20.2.2.1.1

Los datos correspondientes a los valores de $\mu$ y de $K$ deben definirse experimentalmente, habida cuenta del procedimiento de pretensado utilizado. A falta de datos concretos pueden utilizarse los valores experimentales sancionados por la práctica.

#### 20.2.2.1.2 Pérdidas por penetración de cuñas

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida de fuerza por penetración de cuñas, $\Delta P_2$, puede deducirse mediante la expresión:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} E_p A_p$$

donde:

$a$ Penetración de la cuña.
$L$ Longitud total del tendón recto.
$E_p$ Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.
$A_p$ Sección de la armadura activa.

En los demás casos de tendones rectos, y en todos los casos de trazados curvos, la valoración de la pérdida de tensión por penetración de cuñas se hará teniendo en cuenta los rozamientos en los conductos. Para ello podrán considerarse las posibles variaciones de $\mu$ y de K al destesar el tendón, respecto a los valores que aparecen al tesar.

#### 20.2.2.1.3 Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

En el caso de armaduras constituidas por varios tendones que se van tesando sucesivamente, al tesar cada tendón se produce un nuevo acortamiento elástico del hormigón que descarga, en la parte proporcional correspondiente a este acortamiento, a los anteriormente anclados.

Cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas, $\Delta P_3$, se podrá calcular, si los tendones se tesan sucesivamente en una sola operación, admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento uniforme, función del número $n$ de los mismos que se tesan sucesivamente, mediante la expresión:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{A_p E_p}{E_{cj}}$$

donde:

$A_p$ Sección total de la armadura activa.
$\sigma_{cp}$ Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza $P_0$-$\Delta P_1$-$\Delta P_2$ y los esfuerzos debidos a las acciones existentes en el momento del tesado.
$E_p$ Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.
$E_{cj}$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad $j$ correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

### 20.2.2.2 Pérdidas diferidas de pretensado

Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras.

La fluencia del hormigón y la relajación del acero están influenciadas por las propias pérdidas y, por lo tanto, resulta imprescindible considerar este efecto interactivo.

Siempre que no se realice un estudio más detallado de la interacción de estos fenómenos, las pérdidas diferidas pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t,t_0)\sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t,t_0) + 0{,}80\Delta\sigma_{pr}}{1 + n\frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right)(1 + \chi\varphi(t,t_0))} A_p$$

donde:

$y_p$ Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección.
$n$ Coeficiente de equivalencia = $E_p/E_{cm}$.
$\varphi(t,t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_0$) (ver 39.8).
$\varepsilon_{cs}$ Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado (ver 39.7).
$\sigma_{cp}$ Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta.
$\Delta\sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{pr} = \rho_1 \frac{P_{kl}}{A_p}$$

siendo $\rho_1$ el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito (ver 38.9) y $A_p$ el área total de las armaduras activas. $P_{kl}$ es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.
$A_c$ Área de la sección de hormigón.
$I_c$ Inercia de la sección de hormigón.
$\chi$ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse $\chi$=0,80.

### 20.2.3 Pérdidas de fuerza en piezas con armaduras pretesas

Para armaduras pretesas, las pérdidas a considerar desde el momento de tesar hasta la transferencia de la fuerza de tesado al hormigón son:

a) penetración de cuñas
b) relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
c) relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
d) dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
e) retracción anterior a la transferencia
f) acortamiento elástico instantáneo al transferir.

Las pérdidas diferidas posteriores a la transferencia se obtendrán de igual forma que en armaduras postesas, utilizando los valores de retracción y relajación que se producen después de la transferencia.

## 20.3 Efectos estructurales del pretensado

Los efectos estructurales del pretensado pueden representarse utilizando tanto un conjunto de fuerzas equivalentes autoequilibradas, como un conjunto de deformaciones impuestas. Ambos métodos conducen a los mismos resultados.

### 20.3.1 Modelización de los efectos del pretensado mediante fuerzas equivalentes

El sistema de fuerzas equivalentes se obtiene del equilibrio del cable y está formado por:

- Fuerzas y momentos concentrados en los anclajes.
- Fuerzas normales a los tendones, resultantes de la curvatura y cambios de dirección de los mismos.
- Fuerzas tangenciales debidas al rozamiento.

El valor de las fuerzas y momentos concentrados en los anclajes se deduce del valor de la fuerza de pretensado en dichos puntos, calculada de acuerdo con el apartado 20.2, de la geometría del cable, y de la geometría de la zona de anclajes (ver figura 20.3.1).

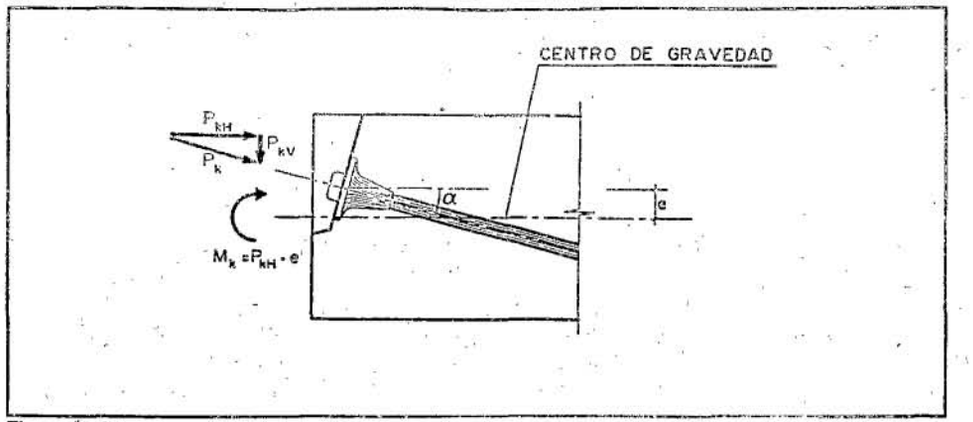



Figura 20.3.1

Para el caso específico de vigas, con simetría respecto a un plano vertical, en el anclaje existirá una componente horizontal y otra vertical de la fuerza de pretensado y un momento flector, cuyas expresiones vendrán dadas por:

$$P_{k,H} = P_k \cos\alpha$$
$$P_{k,V} = P_k \operatorname{sen}\alpha$$
$$M_k = P_{k,H}\, e$$

donde:

$\alpha$ Ángulo que forma el trazado del pretensado respecto de la directriz del elemento, en el anclaje.
$P_k$ Fuerza en el tendón según 20.2.
$e$ Excentricidad del tendón respecto del centro de gravedad de la sección.

Las fuerzas normales distribuidas a lo largo del tendón, $n(x)$, son función de la fuerza de pretensado y de la curvatura del tendón en cada punto, $1/r(x)$. Las fuerzas tangenciales, $t(x)$, son proporcionales a las normales a través del coeficiente de rozamiento $\mu$, según:

$$n(x) = \frac{P_k(x)}{r(x)} \quad ; \quad t(x) = -\mu\, n(x)$$

### 20.3.2 Modelización de los efectos del pretensado mediante deformaciones impuestas

Alternativamente, en el caso de elementos lineales, los efectos estructurales del pretensado se pueden introducir mediante la aplicación de deformaciones y curvaturas impuestas que, en cada sección, vendrán dadas por:

$$\varepsilon_p = \frac{P_k}{E_c A_c}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_p = \frac{P_k e}{E_c I_c}$$

donde:

$\varepsilon_p$ Deformación axil debida al pretensado.
$E_c$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón.
$A_c$ Área de la sección de hormigón.
$I_c$ Inercia de la sección de hormigón.
$e$ Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección de hormigón.

### 20.3.3 Esfuerzos isostáticos e hiperestáticos del pretensado

Los esfuerzos estructurales debidos al pretensado tradicionalmente se definen distinguiendo entre:

- Esfuerzos isostáticos
- Esfuerzos hiperestáticos

Los esfuerzos isostáticos dependen de la fuerza de pretensado y de la excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección, y pueden analizarse a nivel de sección. Los esfuerzos hiperestáticos dependen, en general, del trazado del pretensado, de las condiciones de rigidez y de las condiciones de apoyo de la estructura y deben analizarse a nivel de estructura.

La suma de los esfuerzos isostático e hiperestático de pretensado es igual a los esfuerzos totales producidos por el pretensado.

Cuando se compruebe el Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales de secciones con armadura adherente, de acuerdo con los criterios expuestos en el Artículo 42º, los esfuerzos de cálculo deben incluir la parte hiperestática del efecto estructural del pretensado considerando su valor de acuerdo con los criterios del apartado 13.2. La parte isostática del pretensado se considera, al evaluar la capacidad resistente de la sección, teniendo en cuenta la predeformación correspondiente en la armadura activa adherente.

## Artículo 21º Estructuras reticulares planas

### 21.1 Generalidades

Para el cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas podrá utilizarse cualquiera de los métodos indicados en el Artículo 19º.

### 21.2 Análisis lineal

El análisis lineal es especialmente adecuado para Estados Límite de Servicio aunque también es válido para Estados Límite Últimos en vigas continuas, pórticos intraslacionales y para obtener esfuerzos de primer orden en pórticos traslacionales, en los que los efectos de segundo orden sean despreciables, de acuerdo con lo establecido en el Artículo 43º.

### 21.3 Análisis no lineal

#### 21.3.1 Generalidades

El análisis no lineal se puede utilizar tanto para comprobaciones en Estado Límite Último como para comprobaciones en Estados Límite de Servicio.

#### 21.3.2 Niveles y modelos de análisis

Los modelos de análisis no lineal aplicables a vigas y pórticos pueden agruparse en tres niveles, de mayor a menor complejidad: micromodelos para estudios locales, modelos multicapa de análisis seccional no lineal y modelos basados en el concepto de rótulas plásticas.

Para el análisis de este tipo de estructuras es suficiente la utilización de modelos seccionales o los basados en el concepto de rótula plástica.

#### 21.3.3 Modelos de comportamiento de los materiales

Para el caso de pórticos y vigas se aceptarán modelos constitutivos uniaxiales para los materiales, esto es, en los que no se tenga en cuenta la influencia de tensiones transversales a la directriz de la pieza ni en la rigidez ni en la resistencia longitudinal.

#### 21.3.4 Método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden

El método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden es aquel 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.

Dada la interacción existente entre las distintas causas de no linealidad, para obtener de forma realista la respuesta estructural y en particular la carga última, es preciso utilizar diagramas tensión-deformación que representen de forma adecuada el comportamiento instantáneo y diferido de los materiales, tanto en situaciones de servicio como bajo niveles elevados de carga.

### 21.3.5 Métodos simplificados de análisis en teoría de segundo orden

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

### 21.4 Análisis lineal con redistribución limitada

Para la comprobación de los Estados Límite Últimos puede adoptarse como ley de esfuerzos, equilibrada con los esfuerzos exteriores, una que se obtiene partiendo de la determinada en un cálculo lineal a la que, posteriormente, se le aplican redistribuciones (incrementos o disminuciones).

Simplificadamente, y salvo justificación especial, para dinteles de estructuras sensiblemente intraslacionales, se puede admitir una redistribución de los momentos flectores de hasta un 15 por 100 del máximo momento negativo, siempre que la profundidad de la fibra neutra de la sección sobre el soporte, sometida al momento redistribuido, en Estado Límite Último, sea inferior a $0{,}45d$.

### 21.5 Análisis plástico

La aplicación de este método es válida para la comprobación de Estados Límite Últimos y para estructuras poco sensibles a los efectos de segundo orden.

Debe comprobarse que las rotaciones plásticas requeridas en las rótulas plásticas, para el mecanismo supuesto, son menores que las rotaciones plásticas límite $\theta_u$ de los elementos estructurales afectados.

## Artículo 22º Placas

### 22.1 Generalidades

Este artículo es aplicable a placas macizas sometidas a flexión en las dos direcciones, con o sin pretensado. También se incluyen en este apartado las placas nervadas, aligeradas y alveolares siempre que su comportamiento, en cuanto a rigidez se refiere, sea asimilable al de una placa maciza.

Para que un elemento bidireccional sea considerado como una placa, debe cumplirse que la luz mínima sea mayor que cuatro veces el espesor medio de la placa.

Se incluyen en este apartado las placas sobre apoyos continuos o aislados.

Para el cálculo de las solicitaciones de placas podrá utilizarse cualquiera de los métodos indicados en el Artículo 19º.

### 22.2 Análisis lineal

El análisis lineal es válido tanto para los Estados Límite de Servicio como para los Estados Límite Últimos.

Los momentos con gradientes pronunciados en zonas localizadas (por ejemplo, bajo cargas concentradas o apoyos) pueden distribuirse en un área de ancho conveniente, siempre que se cumplan las condiciones de equilibrio.

### 22.3 Análisis no lineal

El análisis no lineal se puede utilizar tanto para las comprobaciones en Estados Límite de Servicio como en Estados Límite Últimos.

Pueden utilizarse modelos multicapa o bien relaciones momento-curvatura, combinados con la hipótesis de Kirchhoff.

Podrán considerarse, en el comportamiento del hormigón, los estados biaxiales de tensión, la fisuración en varias direcciones, la orientación de las armaduras y la contribución del hormigón traccionado entre fisuras cuyo efecto puede ser especialmente notable en Estados Límite de Servicio.

### 22.4 Métodos simplificados para placas sobre apoyos aislados

#### 22.4.1 Generalidades

Los procedimientos que se exponen en este apartado son aplicables para el cálculo de esfuerzos en Estados Límite Últimos de las estructuras constituidas por placas 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 de hormigón armado con o sin capitel.

Para cargas verticales pueden utilizarse los dos métodos simplificados de cálculo de esfuerzos que se describen en 22.4.3 ó 22.4.4, según las características tipológicas del forjado.

Para cargas horizontales sólo es válido el método propuesto en 22.4.4 siempre que se utilicen unas características de rigidez de los elementos del forjado compatibles con el fenómeno de transmisión de momentos entre el soporte y la placa y se cumplan las condiciones específicas de disposición geométrica en planta de los soportes, en lo que se refiere a su alineación y su simetría en planta.

### 22.4.2 Definiciones

**Capitel:** ensanchamiento del extremo superior de un soporte que sirve de unión entre éste y la placa. Puede existir o no.

**Ábaco:** zona de una placa alrededor de un soporte o de su capitel, que se resalta o, si se trata de placa aligerada, se maciza con o sin resalto. En las placas macizas puede no existir y, si existe, puede ir acompañado de capitel. En las placas aligeradas su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompañado o no de capitel (figura 22.4.2.a).

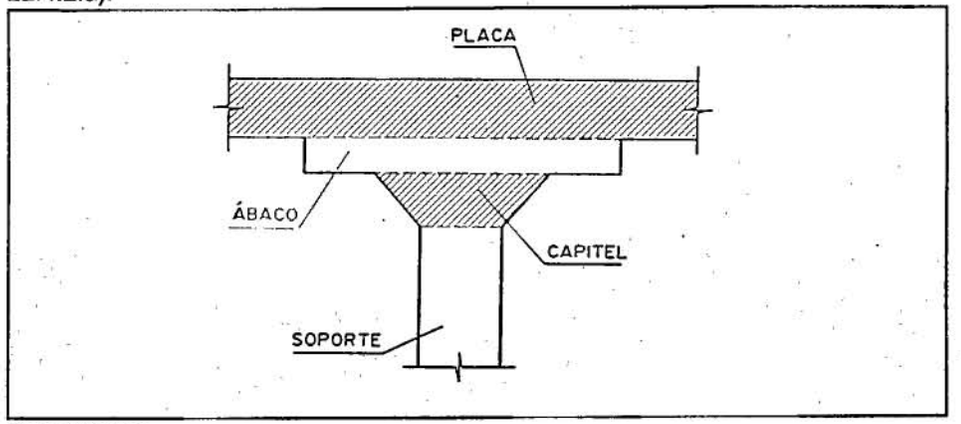



Figura 22.4.2.a

**Recuadro:** zona rectangular de placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Para una dirección dada, puede ser interior o exterior (figura 22.4.2.b).

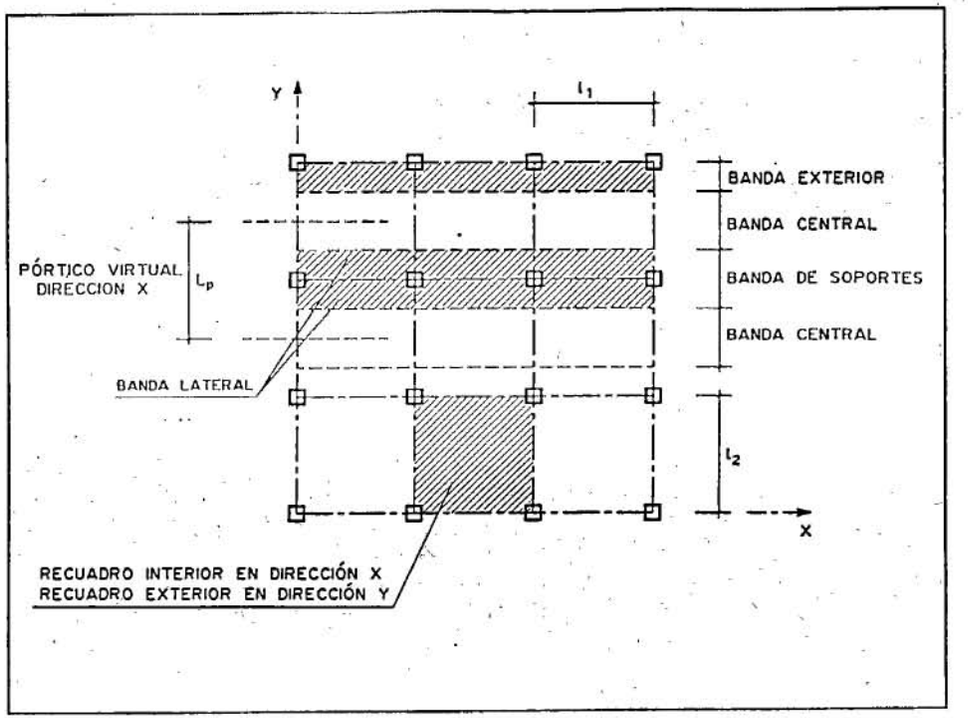



Figura 22.4.2.b

**Recuadro interior:** aquel que, en la dirección considerada, queda situado entre otros dos recuadros.

**Recuadro exterior:** aquel que, en la dirección considerada, no tiene recuadro contiguo a uno de los lados.

**Recuadro de esquina:** aquel que no tiene recuadro contiguo en dos de sus lados.

**Luz:** distancia entre dos líneas paralelas y consecutivas de soportes. También se llama a cada una de las dimensiones $l_1$ y $l_2$ del recuadro.

**Banda de soportes:** es una banda de forjado con ancho a cada lado del soporte igual a $0{,}25L_2$. Las bandas de soporte incluyen las vigas, en caso de existir.

**Banda central:** es la limitada por dos bandas de soportes.

**Pórtico virtual:** elemento ideal que se adopta para el cálculo de la placa según una dirección dada. Está constituido por una fila de soportes y dinteles de sección igual a la de la zona de placa limitada lateralmente por los ejes más separados de los recuadros adyacentes a la fila de soportes considerados, es decir, que dicha zona comprende una banda de soportes y dos semibandas centrales, una a cada lado.

### 22.4.3 Método directo

Para cargas verticales, estas placas pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales que resulten siempre que se cumplan las limitaciones indicadas en 22.4.3.1.

La determinación de los esfuerzos de la placa y los soportes en los diferentes pórticos virtuales podrá realizarse simplificadamente de acuerdo con 22.4.3.2.

#### 22.4.3.1 Campo de aplicación

Para que sea de aplicación este método deberán cumplirse las siguientes condiciones:

a) La malla definida en planta por los soportes, será sensiblemente ortogonal.
Se entiende por malla sensiblemente ortogonal aquélla en la que ningún soporte se desvíe, respecto a la línea de ejes que define al pórtico considerado, más del 10 por 100 de la luz normal al mismo correspondiente a la dirección en que se produce la desviación (figura 22.4.3.1).

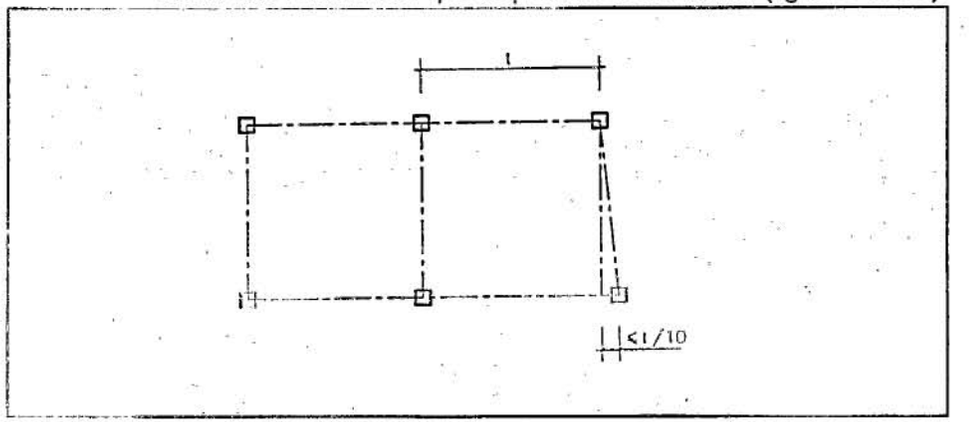



Figura 22.4.3.1

b) La relación entre el lado mayor y menor del recuadro no debe ser mayor que 2.

c) La diferencia entre luces de vanos consecutivos no debe ser mayor que un tercio de la luz del vano mayor.

d) La sobrecarga debe ser uniformemente distribuida y no mayor que 2 veces la carga permanente.

e) Deberán existir tres vanos como mínimo en cada dirección.

#### 22.4.3.2 Esfuerzos en las secciones críticas

Los momentos flectores en las secciones críticas, en cada dirección, se determinarán a partir del momento $M_0$ definido a continuación:

$$M_0 = \frac{(g_d + q_d) l_p l_1^2}{8} \text{ donde:}$$

$g_d$ Carga permanente de cálculo aplicada en el recuadro estudiado.
$q_d$ Sobrecarga de cálculo aplicada en el recuadro estudiado.
$l_1$ Distancia entre ejes de soportes en la dirección en la que se calculan los momentos.
$l_p$ Anchura del pórtico virtual analizado.

Los momentos de las secciones críticas en apoyos y vanos se definen como un porcentaje del momento $M_0$, de acuerdo con los valores definidos en la tabla 22.4.3.2.

Tabla 22.4.3.2

| | Caso A | Caso B | Caso C |
|---|---|---|---|
| Momento negativo en apoyo exterior | 30% | 0% | 65% |
| Momento positivo en vano | 52% | 63% | 35% |
| Momento negativo en apoyo interior | 70% | 75% | 65% |

Caso A: Placa elásticamente empotrada en los soportes de borde.
Caso B: Placa apoyada en el borde.
Caso C: Placa perfectamente empotrada en ambos bordes, o con continuidad en ambos apoyos (vano intermedio).

Para apoyos interiores se tomará como momento en el apoyo el mayor de los dos determinados según ambos vanos contiguos.

En el caso de vanos extremos encuadrados en el caso A de la tabla 22.4.3.2, la viga o zuncho de borde debe calcularse para soportar por torsión una fracción del momento considerado en el extremo de la placa.

En el caso de vanos extremos encuadrados en el caso A de la tabla 22.4.3.2, los soportes de apoyo deben dimensionarse para resistir el momento considerado en el extremo de la placa.

Los soportes interiores se dimensionarán para resistir un momento desequilibrado definido de acuerdo con la siguiente expresión:

$$M_d = 0{,}07((g_d+0{,}5q_d)l_{p1}l_{11}^2 - g_d l_{p2}l_{12}^2)$$

donde:

$l_{11}$, $l_{12}$ Dimensiones $l_1$, correspondientes a los vanos contiguos del soporte estudiado
$l_{p1}$, $l_{p2}$ Dimensiones $l_p$, correspondientes a los vanos contiguos del soporte estudiado

A cada tramo de soporte, superior o inferior, se le asignará una fracción del momento a resistir, proporcional a su rigidez.

### 22.4.4 Método de los pórticos virtuales

Para cargas verticales y horizontales, estas placas pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales que resulten siempre que se cumplan las limitaciones indicadas en 22.4.4.1.

La definición de las características de las barras que representan la placa y los soportes se obtendrán de acuerdo con los criterios expuestos en 22.4.4.2.

La determinación de los esfuerzos de la placa y de los soportes se realizará calculando los pórticos equivalentes resultantes para todas las hipótesis de carga y teniendo en cuenta las combinaciones más desfavorables.

#### 22.4.4.1 Campo de aplicación

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

- asimetrías notables en planta o en alzado (de geometría y rigidez).
- existencia de brochales.
- estructuras sensiblemente traslacionales.
- existencia de elementos de rigidización transversal (pantallas, núcleos).
- acciones no gravitatorias en estructuras no uniformes.
- fuerte descompensación de cargas o de luces.

#### 22.4.4.2 Características de rigidez de las vigas y soportes del pórtico virtual

Para cargas verticales se seguirán los siguientes criterios:

- Para la definición de la inercia de las vigas que representan la placa se considerará la inercia bruta correspondiente al ancho total del pórtico virtual teniendo en cuenta la variación de rigidez existente a lo largo de la barra.
- Para la definición de la inercia de los soportes, teniendo en cuenta el efecto producido por el atado torsional conferido transversalmente por la placa, se considerará una rigidez equivalente $K_{eq}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t}$$

donde:

$K_c$ Rigidez bruta del soporte.
$K_t$ Rigidez de los elementos de atado torsional (figuras 22.4.4.2.a y b). Se define como elemento de atado torsional del soporte, la porción de placa de ancho igual a la dimensión $c_1$ del soporte o del capitel y de longitud igual al ancho del pórtico virtual.

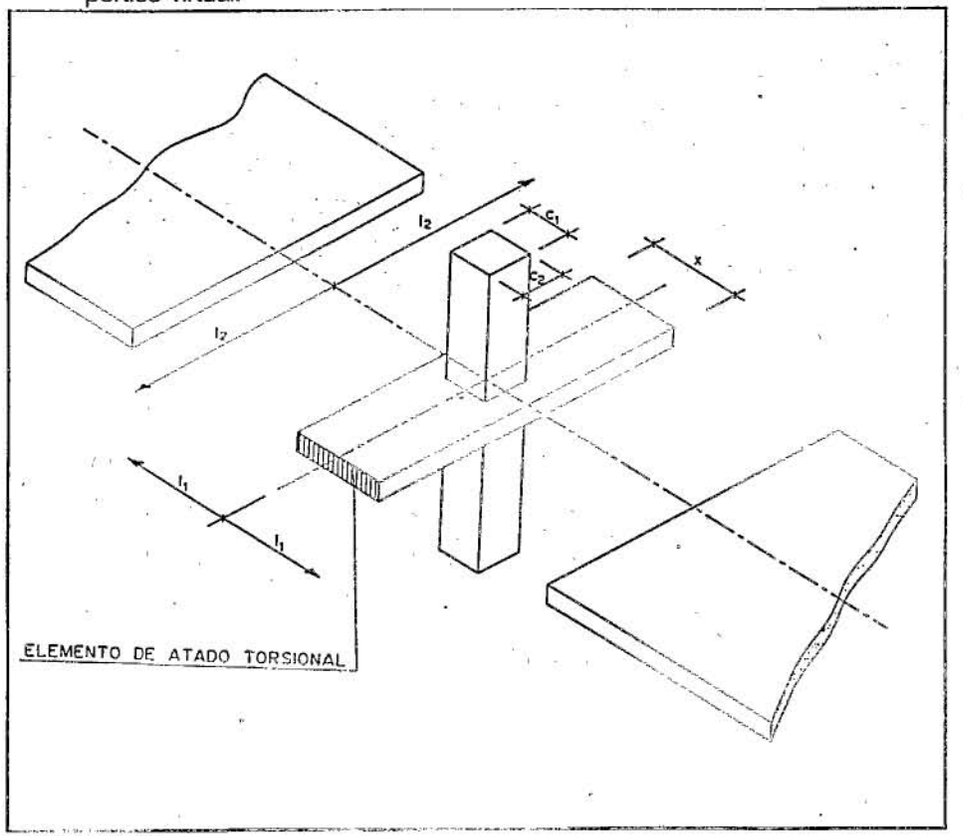



Figura 22.4.4.2.a

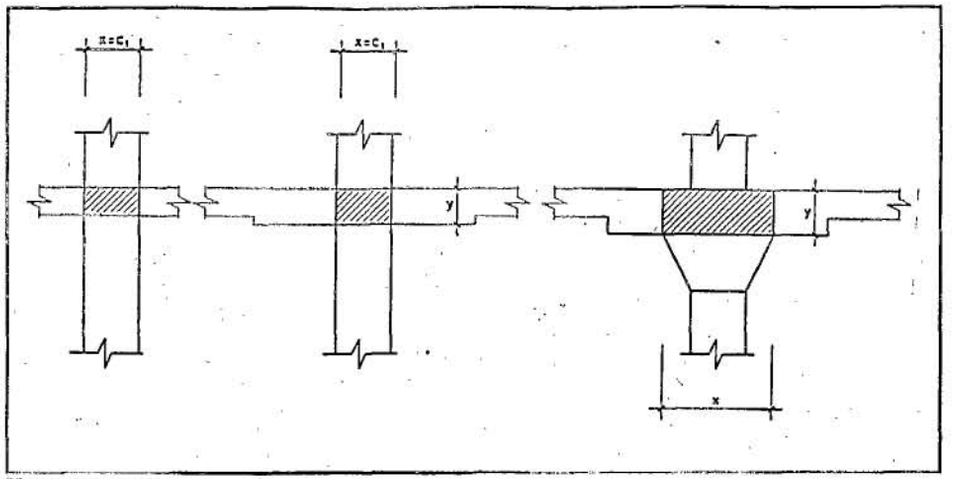



Figura 22.4.4.2.b

$$K_t=\sum\left(\frac{9E_cC}{l_2\left(1-\frac{c_2}{l_2}\right)^3}\right)$$

donde:

$E_c$ Módulo de deformación longitudinal del hormigó.
$C$ Rigidez a torsión del elemento de atado torsional.
$l_2$ Dimensión transversal del recuadro adyacente al soporte considerado.
$c_2$ Dimensión perpendicular al pórtico virtual del soporte considerado.

Para pórticos interiores, $K_t$ resulta de la suma de la rigidez torsional de los elementos de atado torsional existentes a ambos lados del soporte considerado. Para pórticos exteriores, $K_t$ es la rigidez a torsión del elemento de atado torsional del único recuadro adyacente al soporte considerado.

Para la definición de $C$ puede adoptarse la siguiente expresión (figura 22.4.4.2.b)

$$C=\left(1-0{,}63\frac{x}{y}\right)x^3\frac{y}{3}\quad ,\ siendo\ x<y$$

Para cargas horizontales se seguirán los siguientes criterios:

- Para la definición de la inercia de las vigas que representan la placa se considerará la inercia bruta correspondiente a un ancho igual al 35 por 100 del ancho del pórtico equivalente, teniendo en cuenta la variación de rigidez existente a lo largo de la barra.
- Para la definición de la inercia de los soportes se seguirán los criterios expuestos para cargas verticales.

### 22.4.5 Criterios de distribución de momentos en la placa

La distribución de momentos debidos a cargas verticales en las secciones críticas, apoyos y vano, a lo largo de la placa, obtenidos según los procedimientos indicados en 22.4.3 y 22.4.4, se realizará de acuerdo con los criterios definidos en las tablas 22.4.5.a y b.

**Tabla 22.4.5.a**

| Momentos negativos | En soporte interior | En soporte exterior |
|---|---|---|
| Banda de soportes | 75% | 100% |
| Banda central | 25% | 20% |

**Tabla 22.4.5.b**

| Momentos positivos | En ambos casos |
|---|---|
| Banda de soportes | 60% |
| Banda central | 40% |

Los momentos debidos a cargas horizontales deberán ser absorbidos en el ancho de la banda de soportes.

### 22.4.6 Criterios de distribución de momentos entre la placa y los soportes

Cuando en la unión entre losa y soporte actúe un momento $M_d$, se supondrá que se transmite al soporte por flexión una fracción del mismo igual a $kM_d$ y la fracción restante $(1-k)M_d$ se transmite por tensiones tangenciales. Para la definición del coeficiente $k$ pueden tomarse, simplificadamente, los valores indicados en la tabla 22.4.6

**Tabla 22.4.6**

| $c_1/c'_2$ | 0,5 | 1,0 | 2,0 | 3,0 |
|---|---|---|---|---|
| $k$ | 0,55 | 0,40 | 0,30 | 0,20 |

donde:

$c_1$ Dimensión del soporte paralela a la excentricidad de la carga o a la dirección del pórtico virtual analizado.
$c'_2$ Dimensión del soporte perpendicular a la excentricidad de la carga o a la dirección del pórtico virtual analizado, en soportes interiores o de esquina, y dos veces tal dimensión en soportes de fachada.

Para resistir la parte de momento $kM_d$, transmitido por flexión, deberá disponerse en la placa la armadura necesaria concentrada en un ancho igual al ancho del soporte más 1,5 veces el canto de la placa o ábaco a cada lado.

La fracción $(1-k)M_d$ deberá ser absorbida por torsión, en el zuncho o viga de borde o atado torsional. Asimismo esta fracción de momento deberá ser tenida en cuenta en la distribución de tensiones tangenciales en el perímetro de punzonamiento (Artículo 46º).

## Artículo 23º Membranas y láminas

### 23.1 Generalidades

Se llaman 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.

### 23.2 Tipos de análisis estructural

Para la determinación de esfuerzos y deformaciones, así como para el estudio de la estabilidad de las láminas, se podrá utilizar el análisis lineal, siendo de aplicación todas las hipótesis generales de la elasticidad y las simplificaciones particulares que, para el cálculo clásico de las estructuras laminares, ha sancionado la experiencia. A tales efectos, se supondrá el hormigón sin armar ni fisurar.

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

También es aplicable el análisis no lineal. En tal caso podrán incluirse los efectos de estados multiaxiales de tensiones en la rigidez y la resistencia del hormigón.

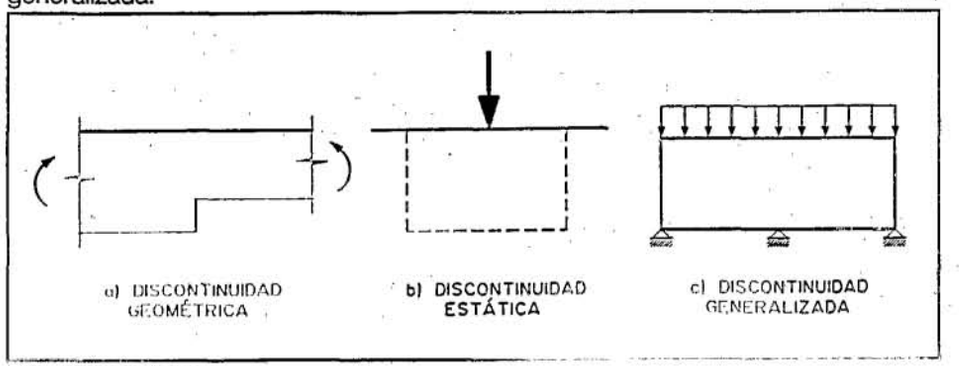
No se admitirá el cálculo plástico para la determinación de esfuerzos, salvo que se justifique convenientemente su aplicación al caso particular estudiado.

## Artículo 24º Regiones D

### 24.1 Generalidades

Son regiones D (regiones de discontinuidad) las estructuras o partes de una estructura en las que no sea válida la teoría general de flexión, es decir, donde no sean aplicables las hipótesis de Bernouilli-Navier o Kirchhoff. Por el contrario, las estructuras o partes de las mismas en que se cumplen dichas hipótesis se denominan regiones B.

Las regiones D existen en una estructura cuando se producen cambios bruscos de geometría (discontinuidad geométrica, figura 24.1.a), o en zonas de aplicación de cargas concentradas y reacciones (discontinuidad estática, figura 24.1.b). Igualmente, una región D puede estar constituida por una estructura en su conjunto debido a su forma o proporciones (discontinuidad generalizada). Las vigas de gran canto o ménsulas cortas (figura 24.1.c) son ejemplos de discontinuidad generalizada.




Figuras 24.1.a, b y c

### 24.2 Tipos de análisis estructural

Se admiten como métodos de análisis de esfuerzos los siguientes:

a) Análisis lineal
b) Método de las bielas y tirantes
c) Análisis no lineal

### 24.2.1 Análisis lineal

Puede adoptarse la teoría de la elasticidad. El análisis proporciona el campo de tensiones principales y de deformaciones. 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.

El análisis lineal es válido tanto para comportamiento en servicio como para Estados Límite Últimos.

### 24.2.2 Método de las bielas y tirantes

Este método consiste en sustituir la estructura, o la parte de la estructura que constituya la región D, por una estructura de barras articuladas, generalmente plana o en algunos casos espacial, que representa su comportamiento. 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.

El modelo debe equilibrar los esfuerzos exteriores existentes en la frontera de la región D, cuando se trata de una zona de la estructura, las cargas exteriores actuantes y las reacciones de apoyo, en el caso de una estructura con discontinuidad generalizada. Este tipo de modelos, que suponen un comportamiento plástico perfecto, satisfacen los requerimientos del teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad y, una vez decidido el modelo, el de unicidad de la solución.

Este método permite la comprobación de las condiciones de la estructura en Estado Límite Último, para las distintas combinaciones de acciones establecidas en el Artículo 13º, si se verifican las condiciones de las bielas, los tirantes y los nudos, de acuerdo con los criterios establecidos en el Artículo 40º.

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Servicio, especialmente la fisuración, no se realizan explícitamente, pero pueden considerarse satisfechas si el modelo se orienta con los resultados de un análisis lineal y se cumplen las condiciones para los tirantes establecidas en el Artículo 40º.

### 24.2.3 Análisis no lineal

Para un análisis más refinado, pueden tenerse en cuenta las relaciones tenso-deformacionales no lineales de los materiales bajo estados multiaxiales de carga, utilizando un método numérico adecuado. En este caso, el análisis resulta satisfactorio para los Estados Límite de Servicio y Últimos.

## Artículo 25º Análisis en el tiempo

### 25.1 Consideraciones generales

El análisis en el tiempo permite obtener los efectos estructurales de la fluencia, retracción y envejecimiento del hormigón, y de la relajación del acero de pretensado. Dichos efectos pueden ser deformaciones y desplazamientos diferidos, así como variaciones en el valor o en la distribución de esfuerzos, reacciones o tensiones.

El análisis se pueden plantear a distintos niveles :

I Análisis paso a paso en el tiempo o método general.
II Método del módulo ajustado a la edad, también conocido como método del coeficiente de envejecimiento.
III Fórmulas simplificadas basadas en la aplicación del método del coeficiente de envejecimiento a casos particulares.

En relación con los fenómenos reológicos, las hipótesis generales válidas para cualquiera de estos procedimientos son:

- La fluencia se considera independiente de la retracción.
- Para cada tipo de hormigón de una sección se podrán adoptar unos valores medios de fluencia y retracción, despreciando, por tanto, las diferencias que puedan producirse entre diferentes puntos.
- La deformación de fluencia es proporcional a la tensión que la produce (fluencia lineal).
- Se acepta el principio de superposición de Boltzmann para evaluar la deformación total debida a acciones aplicadas a distintas edades.
- Estas hipótesis son válidas 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.

### 25.2 Método general

Para la aplicación del método general, paso a paso, son de aplicación las siguientes hipótesis:

a) La ecuación constitutiva del hormigón en el tiempo es:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t)} + \varphi(t,t_0)\frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{E_c(t)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_r(t,t_0)$$

En esta ecuación, el primer término representa la deformación instantánea debida a una tensión aplicada en $t_0$. El segundo término representa la fluencia debida a dicha tensión. El tercer término representa la suma de las deformaciones instantánea y de fluencia de la variación de tensiones que se

producen en el instante $t_i$. Por último, el cuarto término representa la deformación de retracción.

b) Para los distintos aceros se considera un comportamiento lineal frente a cargas instantáneas.

Para aceros de pretensado con tensiones superiores a $0,5f_{pmax}$ se tendrá en cuenta la relajación y el hecho de que ésta se produce a deformación variable.

c) Se considera que existe adherencia perfecta entre el hormigón y las armaduras adherentes y entre los distintos hormigones que pudieran existir en la sección.

d) En el caso de elementos lineales, se considera válida la hipótesis de deformación plana de las secciones.

e) Se deben verificar las condiciones de equilibrio a nivel de cualquier sección.

f) Se debe verificar el equilibrio a nivel de estructura teniendo en cuenta las condiciones de apoyo.

### 25.3 Método del coeficiente de envejecimiento

Para la aplicación del método del coeficiente de envejecimiento son válidas las hipótesis planteadas en 25.2 con las siguientes simplificaciones adicionales:

a) La deformación producida por la variación de tensión del hormigón a lo largo del tiempo podrá tomarse igual a la que produciría dicho incremento de tensión, aplicado en un instante intermedio y mantenido constante.

$$\int_{\tau=t_0}^{t} (1+\varphi(t,\tau))d\sigma(\tau) = (1+\chi(t,t_0)\varphi(t,t_0))\Delta\sigma_{t_0-t}$$

donde $\chi$ es el coeficiente de envejecimiento. El valor de $\chi$ puede determinarse, para cualquier instante, mediante un cálculo paso a paso y puede tomarse igual a 0,80 para tiempo infinito.

b) La relajación a deformación variable podrá evaluarse de forma simplificada, a tiempo infinito, como la relajación a longitud constante multiplicada por un factor reductor igual a 0,80.

### 25.4 Simplificaciones

A partir de las expresiones expuestas en 25.3 es posible deducir una serie de fórmulas simplificadas, despreciando, según el caso, la diferencia entre características homogeneizadas a tiempo cero y a tiempo infinito o despreciando el efecto hiperestático de las deformaciones impuestas.

# TÍTULO III

# Propiedades tecnológicas de los materiales

## CAPÍTULO VI

## Materiales

### Artículo 26º Cementos

#### 26.1 Cementos utilizables

En el marco de la presente Instrucción, podrán utilizarse aquellos cementos que cumplan la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos, correspondan a la clase resistente 32,5 o superior y cumplan las limitaciones establecidas en la tabla 26.1. El cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que al mismo se exigen en el Artículo 30º.

Tabla 26.1

| Tipo de hormigón | Tipo de cemento |
|---|---|
| Hormigón en masa | Cementos comunes<br>Cementos para usos especiales |
| Hormigón armado | Cementos comunes |
| Hormigón pretensado | Cementos comunes de los tipos CEM I y CEM II/A-D |

Los cementos comunes y los cementos para usos especiales se encuentran normalizados en la UNE 80301:96 y la UNE 80307:96, respectivamente.

En la tabla 26.1, la utilización permitida a los cementos comunes, para cada tipo de hormigón, se debe considerar extendida a los cementos blancos (UNE 80305:96) y a los cementos con características adicionales (de resistencia a sulfatos y/o al agua de mar, según la UNE 80303:96, y de bajo calor de hidratación, según la UNE 80306:96) correspondientes al mismo tipo y clase resistente que aquéllos.

Cuando el cemento se utilice como producto de inyección se tendrá en cuenta lo prescrito en 36.2.

El empleo del cemento de aluminato de calcio deberá ser objeto, en cada caso, de estudio especial, exponiendo las razones que aconsejan su uso y observándose las especificaciones contenidas en el Anejo nº 4.

Con respecto al contenido de ión cloruro, se tendrá en cuenta lo expuesto en 30.1.

A los efectos de la presente Instrucción, se consideran cementos de endurecimiento lento los de clase resistente 32,5, de endurecimiento normal los de clases 32,5R y 42,5 y de endurecimiento rápido los de clases 42,5R, 52,5 y 52,5R.

### 26.2 Suministro

A la entrega del cemento, el suministrador acompañará un albarán con los datos exigidos por la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos, que establece las condiciones de suministro e identificación que deben satisfacer los cementos para su recepción.

Cuando el suministro se realice en sacos, el cemento se recibirá en los mismos envases cerrados en que fue expedido de fábrica, punto de expedición, centro de distribución o almacén de distribución.

El cemento no llegará a la obra u otras instalaciones de uso excesivamente caliente. Se recomienda que, si su manipulación se va a realizar por medios mecánicos, su temperatura no exceda de 70 ºC, y si se va a realizar a mano, no exceda de 40ºC.

Cuando se prevea que puede presentarse el fenómeno del falso fraguado, deberá comprobarse, con anterioridad al empleo del cemento, que éste no presenta tendencia a experimentar dicho fenómeno, realizándose esta determinación según la UNE 80114:96.

### 26.3 Almacenamiento

Cuando el suministro se realice en sacos, éstos se almacenarán en sitio ventilado y defendido, tanto de la intemperie como de la humedad del suelo y de las paredes. Si el suministro se realiza a granel, el almacenamiento se llevará a cabo en silos o recipientes que lo aíslen de la humedad.

Aún en el caso de que las condiciones de conservación sean buenas, el almacenamiento del cemento no debe ser muy prolongado, ya que puede meteorizarse. El almacenamiento máximo aconsejable es de tres meses, dos meses y un mes, respectivamente, para las clases resistentes 32,5, 42,5 y 52,5. Si el período de almacenamiento es superior, se comprobará que las características del cemento continúan siendo adecuadas. Para ello, dentro de los veinte días anteriores a su empleo, se realizarán los ensayos de determinación de principio y fin de fraguado y resistencia mecánica inicial a 7 días (si la clase es 32,5) ó 2 días (todas las demás clases) sobre una muestra representativa del cemento almacenado, sin excluir los terrones que hayan podido formarse.

De cualquier modo, salvo en los casos en que el nuevo período de fraguado resulte incompatible con las condiciones particulares de la obra, la sanción definitiva acerca de la idoneidad del cemento en el momento de su utilización vendrá dada por los resultados que se obtengan al determinar, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 88º, la resistencia mecánica a 28 días del hormigón con él fabricado.

## Artículo 27º Agua

El agua utilizada, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, no debe contener ningún ingrediente dañino en cantidades tales que afecten a las propiedades del hormigón o a la protección de las armaduras frente a la corrosión. En general, podrán emplearse todas las aguas sancionadas como aceptables por la práctica.

Cuando no se posean antecedentes de su utilización, o en caso de duda, deberán analizarse las aguas, y salvo justificación especial de que no alteran perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón, deberán cumplir las siguientes condiciones:

| | |
|---|---|
| - exponente de hidrógeno pH (UNE 7234:71) | $\geq 5$ |
| - sustancias disueltas (UNE 7130:58) | $\leq$ 15 gramos por litro (15.000 p.p.m) |
| - sulfatos, expresados en $SO_4^{=}$ (UNE 7131:58), excepto para el cemento SR en que se eleva este límite a 5 gramos por litro (5.000 p.p.m) | $\leq$ 1 gramo por litro (1.000 p.p.m) |

- ión cloruro, $Cl^-$ (UNE 7178:60):
  - Para hormigón pretensado — ≤ 1 gramo por litro (1.000 p.p.m)
  - Para hormigón armado u hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración — ≤ 3 gramos por litro (3.000 p.p.m)
- hidratos de carbono (UNE 7132:58) — 0
- sustancias orgánicas solubles en éter (UNE 7235:71) — ≤ 15 gramos por litro (15.000 p.p.m)

realizándose la toma de muestras según la UNE 7236:71 y los análisis por los métodos de las normas indicadas.

Podrán, sin embargo, emplearse aguas de mar o aguas salinas análogas para el amasado o curado de hormigones que no tengan armadura alguna. Salvo estudios especiales, se prohíbe expresamente el empleo de estas aguas para el amasado o curado de hormigón armado o pretensado.

Con respecto al contenido de ión cloruro, se tendrá en cuenta lo previsto en 30.1.

## Artículo 28º Áridos

### 28.1 Generalidades

La naturaleza de los áridos y su preparación serán tales que permitan garantizar la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón, así como las restantes características que se exijan a éste en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Como áridos para la fabricación de hormigones pueden emplearse arenas y gravas existentes en yacimientos naturales, rocas machacadas o escorias siderúrgicas apropiadas, así como otros productos cuyo empleo se encuentre sancionado por la práctica o resulte aconsejable como consecuencia de estudios realizados en laboratorio. En cualquier caso, el suministrador de áridos garantizará documentalmente el cumplimiento de las especificaciones que se indican en 28.3 hasta la recepción de éstos.

Cuando no se tengan antecedentes sobre la naturaleza de los áridos disponibles, o se vayan a emplear para otras aplicaciones distintas de las ya sancionadas por la práctica, se realizarán ensayos de identificación mediante análisis mineralógicos, petrográficos, físicos o químicos, según convenga a cada caso.

En el caso de utilizar escorias siderúrgicas como árido, se comprobará previamente que son estables, es decir, que no contienen silicatos inestables ni compuestos ferrosos.

Se prohíbe el empleo de áridos que contengan sulfuros oxidables.

Los áridos deben ser transportados y acopiados de manera que se evite su segregación y contaminación, debiendo mantener las características granulométricas de cada una de sus fracciones hasta su incorporación a la mezcla.

Por su parte, el fabricante de hormigón, que está obligado a emplear áridos que cumplan las especificaciones señaladas en 28.3, deberá en caso de duda, realizar los correspondientes ensayos.

### 28.2 Designación y tamaños del árido

Los áridos se designarán por su tamaño mínimo *d* y máximo *D* en mm, de acuerdo con la siguiente expresión: árido *d/D*.

Se denomina tamaño máximo *D* de un árido la mínima abertura de tamiz UNE EN 933-2:96 por el que pase más del 90% en peso (% desclasificados superiores a *D* menor que el 10%), cuando además pase el total por el tamiz de abertura doble (% desclasificados superiores a 2*D* igual al 0%). Se denomina tamaño mínimo *d* de un árido, la máxima abertura de tamiz UNE EN 933-2:96 por el que pase menos del 10% en peso (% desclasificados inferiores a *d* menor que el 10%). Véase tabla 28.2.

**Tabla 28.2 Límites para los desclasificados superiores e inferiores**

| Desclasificados superiores (% retenido, en peso) | | Desclasificados inferiores (% que pasa, en peso) |
|---|---|---|
| tamiz 2 *D* | tamiz *D* | tamiz *d* |
| 0 % | < 10 % | < 10 % |

Se entiende por *arena* o *árido fino*, el árido o fracción del mismo que pasa por un tamiz de 4 mm de luz de malla (tamiz 4 UNE EN 933-2:96); por *grava* o *árido grueso*, el que resulta retenido por dicho tamiz, y por *árido total* (o simplemente *árido* cuando no haya lugar a confusiones), aquel que, de por sí o por mezcla, posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere.

El tamaño máximo de un árido grueso será menor que las dimensiones siguientes:

a) 0,8 de la distancia horizontal libre entre vainas o armaduras que no formen grupo, o entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo mayor que 45° con la dirección de hormigonado.

b) 1,25 de la distancia entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo no mayor que 45° con la dirección de hormigonado.

c) 0,25 de la dimensión mínima de la pieza, excepto en los casos siguientes:

- Losa superior de los forjados, donde el tamaño máximo del árido será menor que 0,4 veces el espesor mínimo.
- Piezas de ejecución muy cuidada (caso de prefabricación en taller) y aquellos elementos en los que el efecto pared del encofrado sea reducido (forjados que se encofran por una sola cara), en cuyo caso será menor que 0,33 veces el espesor mínimo.

## 28.3 Prescripciones y ensayos

Además de lo indicado en 28.1 los áridos deberán cumplir las condiciones que a continuación se indican.

### 28.3.1 Condiciones físico-químicas

La cantidad de sustancias perjudiciales que pueden presentar los áridos no excederá de los límites indicados en la tabla 28.3.1.

**Tabla 28.3.1 Limitaciones a las sustancias perjudiciales**

| SUSTANCIAS PERJUDICIALES | | Cantidad máxima en % del peso total de la muestra | |
|---|---|---|---|
| | | Árido fino | Árido grueso |
| Terrones de arcilla, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7133:58 | | 1,00 | 0,25 |
| Partículas blandas, determinadas con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7134:58 | | – | 5,00 |
| Material retenido por el tamiz 0,063 UNE EN 933-2:96 y que flota en un líquido de peso específico 2, determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7244:71 | | 0,50 | 1,00 |
| Compuestos totales de azufre expresados en $SO^{=}_3$ y referidos al árido seco, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE EN 1744-1:98 | | 1,00 | 1,00 |
| Sulfatos solubles en ácidos, expresados en $SO^{=}_3$ y referidos al árido seco, determinados según el método de ensayo indicado en la UNE EN 1744-1:98 | | 0,80 | 0,80 |
| Cloruros expresados en $Cl^-$ y referidos al árido seco, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE EN 1744-1:98 | hormigón armado u hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración | 0,05 | 0,05 |
| | hormigón pretensado | 0,03 | 0,03 |

Con respecto al contenido de ión cloruro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 30.1.

No se utilizarán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE EN 1744-1:98, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

No se utilizarán áridos finos cuyo equivalente de arena (EAV), determinado "a vista" (UNE 83131:90) sea inferior a:

a) 75, para obras sometidas a la clase general de exposición I, IIa ó IIb y que no estén sometidas a ninguna clase específica de exposición. Véanse las tablas 8.2.2 y 8.2.3.a.

b) 80, el resto de los casos.

No obstante lo anterior, aquellas arenas procedentes del machaqueo de rocas calizas, entendiendo como tales aquellas rocas sedimentarias carbonáticas que contienen al menos un 50% de calcita, que no cumplan la especificación del equivalente de arena, podrán ser aceptadas como válidas siempre que el valor de azul de metileno (UNE EN 933-9:98) sea igual o inferior a 0,60 gramos de azul por cada 100 gramos de finos, para obras sometidas a clases generales de exposición I, IIa ó

IIb y que no estén sometidas a ninguna clase específica de exposición, o bien igual o inferior a 0,30 gramos de azul por cada 100 gramos de finos para los restantes casos.

Lo indicado en el párrafo anterior para el árido de machaqueo calizo se podrá extender a los áridos procedentes del machaqueo de rocas dolomíticas, siempre que se haya comprobado mediante el examen petrográfico y mediante el ensayo descrito en la UNE 146507:98 EX Parte 2 (determinación de la reactividad álcali-carbonato) que no presenta reactividad potencial álcali-carbonato.

Los áridos no presentarán reactividad potencial con los alcalinos del hormigón (procedentes del cemento o de otros componentes). Para su comprobación se realizará, en primer lugar, un estudio petrográfico, del cual se obtendrá información sobre el tipo de reactividad que, en su caso, puedan presentar.

Si del estudio petrográfico del árido se deduce la posibilidad de que presente reactividad álcali-sílice o álcali-silicato, se debe realizar el ensayo descrito en la UNE 146507:98 EX Parte 1 (determinación de la reactividad álcali-sílice y álcali-silicato), o el ensayo descrito en la UNE 146508:98 EX (método acelerado en probetas de mortero).

Si del estudio petrográfico del árido se deduce la posibilidad de que presente reactividad álcali-carbonato, se debe realizar el ensayo descrito en la UNE 146507:98 EX Parte 2 (determinación de la reactividad álcali-carbonato).

### 28.3.2 Condiciones físico-mecánicas

Se cumplirán las siguientes limitaciones:

- Friabilidad de la arena (FA) ≤ 40
  Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE EN 1097-1:97 (ensayo micro-Deval)

- Resistencia al desgaste de la grava ≤ 40
  Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE EN 1097-2:98 (ensayo de Los Ángeles)

- Absorción de agua por los áridos ≤ 5%
  Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83133:90 y la UNE 83134:90

La pérdida de peso máxima experimentada por los áridos al ser sometidos a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato magnésico (método de ensayo UNE EN 1367-2:98) no será superior a la que se indica en la tabla 28.3.2.

Este ensayo, cuyo principal objeto es conocer la resistencia del árido a la helada, sólo se realizará cuando así lo indique el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Tabla 28.3.2

| Áridos | Pérdida de peso con sulfato magnésico |
|---|---|
| Finos | 15% |
| Gruesos | 18% |

### 28.3.3 Granulometría y forma del árido

La cantidad de finos que pasan por el tamiz 0,063 UNE EN 933-2:96, expresada en porcentaje del peso total de la muestra, no excederá los valores de la tabla 28.3.3.a.

Lo indicado en el presente apartado para el árido de machaqueo calizo se podrá extender a los áridos procedentes del machaqueo de rocas dolomíticas, siempre que se haya comprobado mediante el examen petrográfico y mediante el ensayo descrito en UNE 146507-2:98 EX (determinación de la reactividad álcali-carbonato) que no presentan reactividad potencial con los álcalis del cemento.

La curva granulométrica del árido fino deberá estar comprendida dentro del huso definido en la tabla 28.3.3.b. Las arenas que no cumplan con las limitaciones establecidas en este huso podrán utilizarse en hormigones si se justifica experimentalmente que las propiedades relevantes de éstos son, al menos, iguales que las de los hormigones hechos con los mismos componentes, pero sustituyendo la arena por una que cumpla el huso.

El huso granulométrico así definido se expone en la figura 28.3.3.

La forma del árido grueso se expresará mediante su coeficiente de forma o bien mediante su índice de lajas, debiendo cumplir al menos las prescripciones relativas a uno de los dos, según se indica a continuación.

El coeficiente de forma del árido grueso, determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7238:71, no debe ser inferior a 0,20. Se entiende por coeficiente de forma $\alpha$ de un árido, el obtenido a partir de un conjunto de $n$ granos representativos de dicho árido, mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{V_1 + V_2 + .... + V_n}{\frac{\pi}{6}(d_1^3 + d_2^3 + .... + d_n^3)}$$

donde:

$\alpha$ Coeficiente de forma
$V_i$ Volumen de cada grano
$d_i$ La mayor dimensión de cada grano, es decir, la distancia entre los dos planos paralelos y tangentes a ese grano que estén más alejados entre sí de entre todos los que sea posible trazar.

**Tabla 28.3.3.a Contenido máximo de finos en el árido**

| ÁRIDO | PORCENTAJE MÁXIMO QUE PASA POR EL TAMIZ 0,063 mm | TIPOS DE ÁRIDOS |
|---|---|---|
| Grueso | 1% | - Áridos redondeados<br>- Áridos de machaqueo no calizos |
| | 2% | - Áridos de machaqueo calizos |
| Fino | 6% | - Áridos redondeados<br>- Áridos de machaqueo no calizos para obras sometidas a las clases generales de exposición IIIa, IIIb, IIIc, IV o bien a alguna clase específica de exposición (1) |
| | 10% | - Áridos de machaqueo calizos para obras sometidas a las clases generales de exposición IIIa, IIIb, IIIc, IV o bien a alguna clase específica de exposición (1)<br>- Áridos de machaqueo no calizos para obras sometidas a las clases generales de exposición I, IIa o IIb y no sometidas a ninguna clase específica de exposición (1) |
| | 15% | - Áridos de machaqueo calizos para obras sometidas a las clases generales de exposición I, IIa o IIb y no sometidas a ninguna clase específica de exposición (1) |

(1) Véanse las tablas 8.2.2 y 8.2.3.a.

**Tabla 28.3.3.b Huso granulométrico del árido fino**

| Límites | Material retenido acumulado, en % en peso, en los tamices | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 4 mm | 2 mm | 1mm | 0,5 mm | 0,25 mm | 0,125 mm | 0,063 mm |
| Superior | 0 | 4 | 16 | 40 | 70 | 92 | (1) |
| Inferior | 20 | 38 | 60 | 82 | 94 | 100 | 100 |

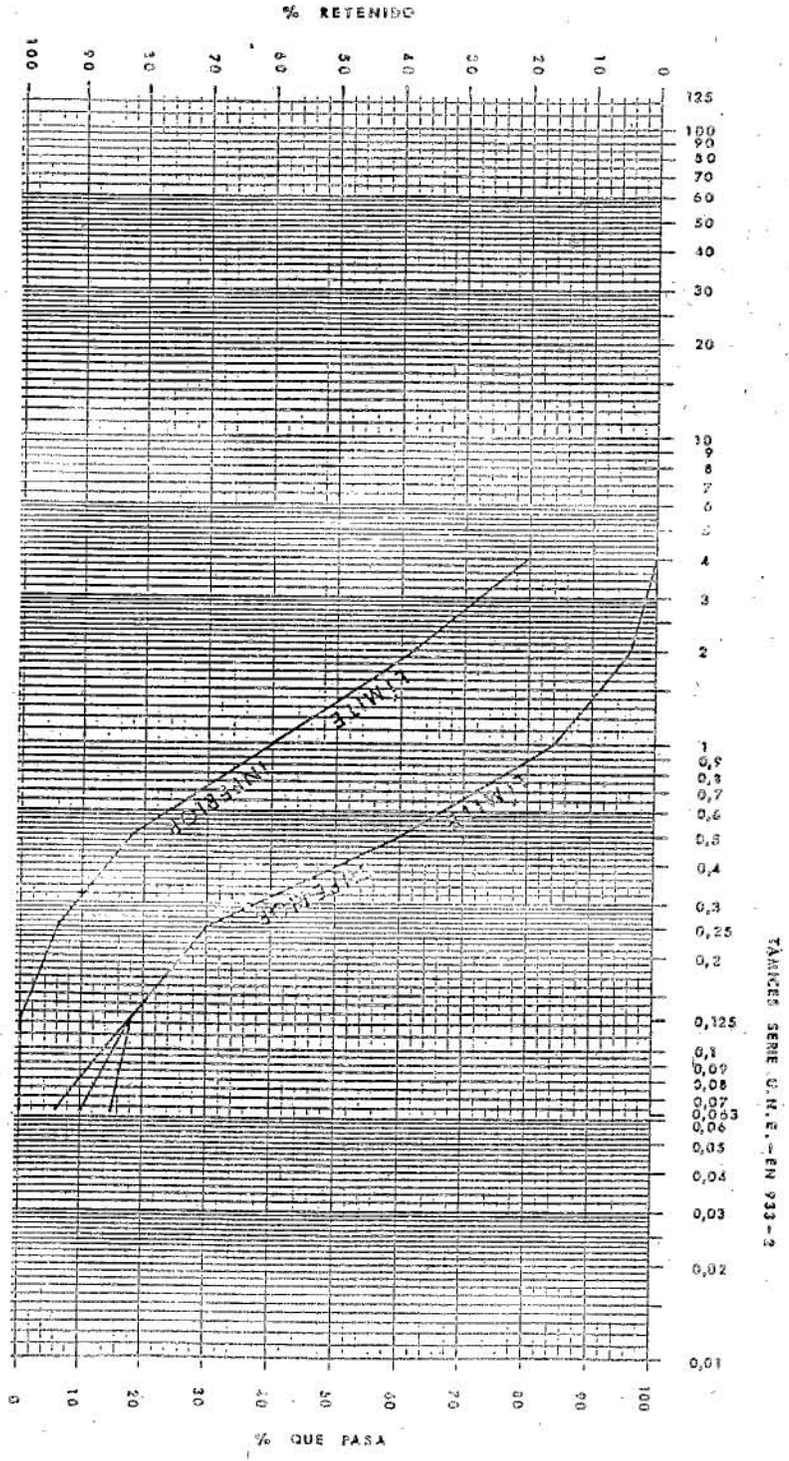



Figura 28.3.3. Huso granulométrico del árido fino

(1) Este valor será el que corresponda de acuerdo con la tabla 28.3.3.a:

- 94% para:
  - Áridos redondeados.
  - Áridos de machaqueo no calizos para obras sometidas a la clase general de exposición IIIa, IIIb, IIIc, IV o bien que estén sometidas a alguna clase específica de exposición.
- 90% para:
  - Áridos de machaqueo calizos para obras sometidas a la clase general de exposición IIIa, IIIb, IIIc ó IV o bien que estén sometidas a alguna clase específica de exposición.
  - Áridos de machaqueo no calizos para obras sometidas a la clase general de exposición I, IIa ó IIb y que no estén sometidas a ninguna clase específica de exposición.
- 85% para
  - Áridos de machaqueo calizos para obras sometidas a la clase general de exposición I, IIa ó IIb y que no estén sometidas a ninguna clase específica de exposición.

El índice de lajas del árido grueso, determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE EN 933-3:97, debe ser inferior a 35. Se entiende por índice de lajas de un árido el porcentaje en peso de áridos considerados como lajas con arreglo al método de ensayo indicado.

En caso de que el árido incumpla ambos límites, el empleo del mismo vendrá supeditado a la realización de ensayos previos en laboratorio.

### 28.4 Suministro

Antes de comenzar el suministro, el peticionario podrá exigir al suministrador una demostración satisfactoria de que los áridos a suministrar cumplen los requisitos establecidos en 28.3.

El suministrador notificará al peticionario cualquier cambio en la producción que pueda afectar a la validez de la información dada.

Cada carga de árido irá acompañada de una hoja de suministro que estará en todo momento a disposición de la Dirección de Obra, y en la que figuren, como mínimo, los datos siguientes:

- Nombre del suministrador.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la cantera.
- Fecha de entrega.
- Nombre del peticionario.
- Tipo de árido.
- Cantidad de árido suministrado.
- Designación del árido (d/D).
- Identificación del lugar de suministro.

### 28.5 Almacenamiento

Los áridos deberán almacenarse de tal forma que queden protegidos de una posible contaminación por el ambiente y, especialmente, por el terreno, no debiendo mezclarse de forma incontrolada las distintas fracciones granulométricas.

Deberán también adoptarse las necesarias precauciones para eliminar en lo posible la segregación, tanto durante el almacenamiento como durante el transporte.

## Artículo 29º Otros componentes del hormigón

También pueden utilizarse como componentes del hormigón los aditivos y adiciones, siempre que se justifique mediante los oportunos ensayos, que la sustancia agregada en las proporciones y condiciones previstas produce el efecto deseado sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón ni representar peligro para la durabilidad del hormigón ni para la corrosión de las armaduras.

Con respecto al contenido de ión cloruro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 30.1.

El empleo de adiciones no podrá hacerse en ningún caso sin el conocimiento del peticionario y la expresa autorización de la Dirección de Obra. En cuanto a los aditivos, se estará a lo dispuesto en 69.2.8.

### 29.1 Aditivos

Aditivos son aquellas sustancias o productos que, incorporados al hormigón antes del amasado (o durante el mismo o en el transcurso de un amasado suplementario) en una proporción no superior al 5% del peso del cemento, producen la modificación deseada, en estado fresco o endurecido, de alguna de sus características, de sus propiedades habituales o de su comportamiento.

En los hormigones armados o pretensados no podrán utilizarse como aditivos el cloruro cálcico ni en general productos en cuya composición intervengan cloruros, sulfuros, sulfitos u otros componentes químicos que puedan ocasionar o favorecer la corrosión de las armaduras.

En los elementos pretensados mediante armaduras ancladas exclusivamente por adherencia, no podrán utilizarse aditivos que tengan carácter de aireantes.

En los documentos de origen, figurará la designación del aditivo de acuerdo con lo indicado en la UNE EN 934-2:98, así como el certificado de garantía del fabricante de que las características y especialmente el comportamiento del aditivo, agregado en las proporciones y condiciones previstas, son tales que produce la función principal deseada sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón, ni representar peligro para las armaduras.

Los aditivos se transportarán y almacenarán de manera que se evite su contaminación y que sus propiedades no se vean afectadas por factores físicos o químicos (heladas, altas temperaturas, etc.). El fabricante suministrará el aditivo correctamente etiquetado, según la UNE 83275:89 EX.

Los aditivos que modifiquen el comportamiento reológico del hormigón deberán cumplir la UNE EN 934-2:98. Los aditivos que modifiquen el tiempo de fraguado deberán cumplir la UNE EN 934-2:98.

### 29.2 Adiciones

Adiciones son aquellos materiales inorgánicos, puzolánicos o con hidraulicidad latente que, finamente divididos, pueden ser añadidos al hormigón con el fin de mejorar alguna de sus propiedades o conferirle características especiales. La presente Instrucción recoge únicamente la utilización de las cenizas volantes y el humo de sílice como adiciones al hormigón en el momento de su fabricación.

Con la única excepción del humo de sílice, se prohíbe el uso de adiciones de cualquier tipo, y en particular, las cenizas volantes, como componentes del hormigón pretensado.

Las cenizas volantes son los residuos sólidos que se recogen por precipitación electrostática o por captación mecánica de los polvos que acompañan a los gases de combustión de los quemadores de centrales termoeléctricas alimentadas por carbones pulverizados.

El humo de sílice es un subproducto que se origina en la reducción de cuarzo de elevada pureza con carbón en hornos eléctricos de arco para la producción de silicio y ferrosilicio.

Se podrán utilizar cenizas volantes o humo de sílice como adición en el momento de la fabricación del hormigón, únicamente cuando se utilice cemento tipo CEM I.

En estructuras de edificación, la cantidad máxima de cenizas volantes adicionadas no excederá del 35% del peso de cemento, mientras que la cantidad máxima de humo de sílice adicionado no excederá del 10% del peso de cemento. La cantidad mínima de cemento se especifica en 37.3.2.

#### 29.2.1 Prescripciones y ensayos de las cenizas volantes

Las cenizas volantes no podrán contener elementos perjudiciales en cantidades tales que puedan afectar a la durabilidad del hormigón o causar fenómenos de corrosión de las armaduras. Además deberán cumplir las siguientes especificaciones de acuerdo con la UNE EN 450:95:

| | |
|---|---|
| - Anhídrido sulfúrico ($SO_3$), según la UNE EN 196-2:96 | ≤ 3,0% |
| - Cloruros ($Cl^-$), según la UNE 80217:91 | ≤ 0,10% |
| - Óxido de calcio libre, según la UNE EN 451-1:95 | ≤ 1% |
| - Pérdida al fuego, según la UNE EN 196-2:96 | ≤ 5,0% |
| - Finura, según la UNE EN 451-2:95 | |
| Cantidad retenida por el tamiz 45 $\mu$m | ≤ 40% |
| - Índice de actividad, según la UNE EN 196-1:96 | |
| a los 28 días | > 75% |
| a los 90 días | > 85% |
| - Expansión por el método de las agujas, según la UNE EN 196-3:96 | < 10 mm |

La especificación relativa a la expansión sólo debe tenerse en cuenta si el contenido en óxido de calcio libre supera el 1% sin sobrepasar el 2,5%.

Los resultados de los análisis y de los ensayos previos estarán a disposición de la Dirección de Obra.

#### 29.2.2 Prescripciones y ensayos del humo de sílice

El humo de sílice no podrá contener elementos perjudiciales en cantidades tales que puedan afectar a la durabilidad del hormigón o causar fenómenos de corrosión de las armaduras. Además, deberá cumplir las siguientes especificaciones:

| | |
|---|---|
| - Óxido de silicio ($SiO_2$), según la UNE EN 196-2:96 | ≥ 85% |
| - Cloruros ($Cl^-$) según la UNE 80217:91 | < 0,10% |
| - Pérdida al fuego, según la UNE EN 196-2:96 | < 5% |
| - Índice de actividad, según la UNE EN 196-1:96 | > 100% |

Los resultados de los análisis y de los ensayos previos estarán a disposición de la Dirección de Obra.

#### 29.2.3 Suministro y almacenamiento

Para las cenizas volantes o el humo de sílice suministrados a granel se emplearán equipos similares a los utilizados para el cemento, debiéndose almacenar en recipientes y silos impermeables que los protejan de la humedad y de la contaminación, los cuales estarán perfectamente identificados para evitar posibles errores de dosificación.

El suministrador de la adición la identificará y garantizará documentalmente el cumplimiento de las características especificadas en 29.2.1 ó 29.2.2, según que la adición empleada sea ceniza volante o humo de sílice.

## Artículo 30º Hormigones

### 30.1 Composición

La composición elegida para la preparación de las mezclas destinadas a la construcción de estructuras o elementos estructurales deberá estudiarse previamente, con el fin de asegurarse de que es capaz de proporcionar hormigones cuyas características mecánicas, reológicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto. Estos estudios se realizarán teniendo en cuenta, en todo lo posible, las condiciones de la obra real (diámetros, características superficiales y distribución de armaduras, modo de compactación, dimensiones de las piezas, etc.).

Los componentes del hormigón deberán cumplir las prescripciones incluidas en los Artículos 26º, 27º, 28º y 29º. Además, el ión cloruro total aportado por los componentes no excederá de los siguientes límites (véase 37.4):

| | |
|---|---|
| - Obras de hormigón pretensado | 0,2% del peso del cemento |
| - Obras de hormigón armado u obras de hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración | 0,4% del peso del cemento |

### 30.2 Condiciones de calidad

Las condiciones o características de calidad exigidas al hormigón se especificarán en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, siendo siempre necesario indicar las referentes a su resistencia a compresión, su consistencia, tamaño máximo del árido, el tipo de ambiente a que va a estar expuesto, y, cuando sea preciso, las referentes a prescripciones relativas a aditivos y adiciones, resistencia a tracción del hormigón, absorción, peso específico, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo, etc.

Tales condiciones deberán ser satisfechas por todas las unidades de producto componentes del total, entendiéndose por unidad de producto la cantidad de hormigón fabricada de una sola vez. Normalmente se asociará el concepto de unidad de producto a la amasada, si bien, en algún caso y a efectos de control, se podrá tomar en su lugar la cantidad de hormigón fabricado en un intervalo de tiempo determinado y en las mismas condiciones esenciales. En esta Instrucción se emplea la palabra "amasada" como equivalente a unidad de producto.

A los efectos de esta Instrucción, cualquier característica de calidad medible de una amasada, vendrá expresada por el valor medio de un número de determinaciones (igual o superior a dos) de la característica de calidad en cuestión, realizadas sobre partes o porciones de la amasada.

### 30.3 Características mecánicas

Las características mecánicas de los hormigones empleados en las estructuras, deberán cumplir las condiciones impuestas en el Artículo 39º.

La resistencia del hormigón a compresión, a los efectos de esta Instrucción, se refiere a la resistencia de la unidad de producto o amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayo de rotura a compresión, en número igual o superior a dos, realizados sobre probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de 28 días de edad, fabricadas a partir de la amasada, conservadas con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83301:91, refrentadas según la UNE 83303:84 y rotas por compresión, según el método de ensayo indicado en la UNE 83304:84.

En algunas obras en las que el hormigón no vaya a estar sometido a solicitaciones en los tres primeros meses a partir de su puesta en obra, podrá referirse la resistencia a compresión a la edad de 90 días.

En ciertas obras o en alguna de sus partes, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares puede exigir la determinación de las resistencias a tracción o a flexotracción del hormigón, mediante ensayos normalizados.

A efectos de la presente Instrucción, se consideran hormigones de endurecimiento rápido los fabricados con cemento de clase resistente 42,5R, 52,5 ó 52,5R siempre que su relación agua/cemento sea menor o igual que 0,60, los fabricados con cemento de clase resistente 32,5R ó 42,5 siempre que su relación agua/cemento sea menor o igual que 0,50 o bien aquellos en los que se utilice acelerante de fraguado. El resto de los casos se consideran hormigones de endurecimiento normal.

### 30.4 Coeficientes de conversión

Si se dispusiera solamente de resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15 x 30 cm o realizados a edades distintas de veintiocho días, sería necesario utilizar coeficientes de conversión para obtener los valores correspondientes a las condiciones tipo. Dichos coeficientes varían de unos hormigones a otros, lo que impide establecerlos con carácter general.

Por dicha razón, cualquier valor deducido mediante el empleo de coeficientes de conversión no tendrá mayor validez que la puramente informativa.

### 30.5 Valor mínimo de la resistencia

La resistencia de proyecto $f_{ck}$ (véase 39.1) no será inferior a 20 N/mm² en hormigones en masa, ni a 25 N/mm² en hormigones armados o pretensados.

No obstante lo dispuesto en el primer párrafo, cuando el proyecto establezca un nivel de control reducido del hormigón en masa o armado para obras de ingeniería de pequeña importancia, en edificios de viviendas de una o dos plantas con luces inferiores a 6,00 metros, o en elementos que trabajen a flexión de edificios de viviendas de hasta cuatro plantas también con luces inferiores a 6,00 metros, deberá adoptarse un valor de la resistencia de cálculo a compresión $f_{cd}$ no superior a 10 N/mm² (véase 39.4).

En estos casos de nivel de control reducido del hormigón, la cantidad mínima de cemento en la dosificación del hormigón también deberá cumplir los requisitos de la tabla 37.3.2.a.

### 30.6 Docilidad del hormigón

La docilidad del hormigón será la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rodee las armaduras sin solución de continuidad y rellene completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. La docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia; lo que se llevará a cabo por el procedimiento descrito en el método de ensayo UNE 83313:90.

Según la UNE 83313:90, la consistencia del hormigón se mide por su asiento en el cono de Abrams, expresado en un número entero de centímetros.

En el caso de hormigones para edificación, se recomienda en general que el asiento en el cono de Abrams no sea inferior a 6 centímetros.

Las distintas consistencias y los valores límite de los asientos correspondientes en cono de Abrams, serán los siguientes:

| Tipo de consistencia | Asiento en cm |
|---|---|
| Seca | 0 - 2 |
| Plástica | 3 - 5 |
| Blanda | 6 - 9 |
| Fluida | 10 - 15 |

El límite superior de asiento establecido para la consistencia fluida (15 cm) podrá sobrepasarse si en la fabricación del hormigón se emplean aditivos superfluidificantes.

La consistencia del hormigón utilizado será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, definiéndola por su tipo, o por el valor numérico *A* en cm de su asiento, con las tolerancias que se indican en la tabla 30.6.

**Tabla 30.6 Tolerancias para la consistencia del hormigón**

| **Consistencia definida por su tipo** | | |
|---|---|---|
| Tipo de consistencia | Tolerancia en cm | Intervalo resultante |
| Seca | 0 | 0 - 2 |
| Plástica | ±1 | 2 - 6 |
| Blanda | ±1 | 5 - 10 |
| Fluida | ±2 | 8 - 17 |
| **Consistencia definida por su asiento** | | |
| Asiento en cm | Tolerancia en cm | Intervalo resultante |
| Entre 0 - 2 | ±1 | A±1 |
| Entre 3 - 7 | ±2 | A±2 |
| Entre 8 - 12 | ±3 | A±3 |

## Artículo 31º Armaduras pasivas

### 31.1 Generalidades

Las armaduras pasivas para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras corrugadas.
- Mallas electrosoldadas.
- Armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

Los diámetros nominales de las barras corrugadas se ajustarán a la serie siguiente:

6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 y 40 mm.

Los diámetros nominales de los alambres corrugados empleados en las mallas electrosoldadas se ajustarán a la serie siguiente:

5 - 5,5 - 6 - 6,5 - 7 - 7,5 - 8 - 8,5 - 9 - 9,5 - 10 - 10,5 - 11 - 11,5 - 12 y 14 mm.

Para el reparto y control de la fisuración superficial podrán utilizarse, además de las mallas formadas por los diámetros anteriores, mallas electrosoldadas formadas por alambres corrugados de diámetro 4 ó 4,5 mm. Estas mallas no pueden tenerse en cuenta a los efectos de comprobación de Estados Límite Últimos.

No obstante, hasta el 31 de diciembre del año 2000, podrán utilizarse mallas electrosoldadas formadas por alambres corrugados de diámetro 4 ó 4,5 mm para la comprobación de Estados Límite Últimos.

Los diámetros nominales de los alambres, lisos o corrugados, empleados en las armaduras básicas electrosoldadas en celosía se ajustarán a la serie siguiente:

5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 y 12 mm.

Exclusivamente, en el caso de forjados unidireccionales de hormigón donde se utilicen armaduras básicas electrosoldadas en celosía, podrán emplearse, en los elementos transversales de conexión de la celosía, además de los alambres de los diámetros antes indicados, los de 4 y 4,5 mm.

Las barras y alambres no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras.

La sección equivalente no será inferior al 95,5 por 100 de su sección nominal. A los efectos de esta Instrucción, se considerará como límite elástico del acero, $f_y$, el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

Se permite la utilización de alambres corrugados como componentes de mallas electrosoldadas y de armaduras básicas electrosoldadas en celosía (en este último caso, pueden también utilizarse los alambres lisos como elementos de conexión). En el caso específico de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado se estará a lo dispuesto en la vigente Instrucción relativa a los mismos. Se prohíbe expresamente toda otra utilización, diferente de las anteriores, de los alambres, lisos o corrugados, como armaduras pasivas (tanto longitudinales como transversales).

### 31.2 Barras corrugadas

Barras corrugadas, a los efectos de esta Instrucción, son las que cumplen los requisitos técnicos establecidos en la UNE 36068:94, y entre ellos:

- Presentan, en el ensayo de adherencia por flexión descrito en UNE 36740:98 "Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para hormigón armado. Ensayo de la viga", una tensión media de adherencia $\tau_{bm}$ y una tensión de rotura de adherencia $\tau_{bu}$ que cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

  - Diámetros inferiores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 6{,}88$$

$$\tau_{bu} \geq 11{,}22$$

- Diámetros de 8 mm a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 7{,}84 - 0{,}12\phi$$

$$\tau_{bu} \geq 12{,}74 - 0{,}19\phi$$

- Diámetros superiores a 32 mm:

$$\tau_{bm} \geq 4{,}00$$

$$\tau_{bu} \geq 6{,}66$$

donde $\tau_{bm}$ y $\tau_{bu}$ se expresan en N/mm² y $\phi$ en mm.

Las características de adherencia serán objeto de certificación específica por algún organismo de entre los autorizados en el Artículo 1º de esta Instrucción para otorgar el CC-EHE. En el certificado se consignarán obligatoriamente los límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltos.

A efectos de control será suficiente comprobar que el acero posee el certificado específico de adherencia y realizar una verificación geométrica para comprobar que los resaltos o corrugas de las barras (una vez enderezadas, si fuera preciso) están dentro de los límites que figuran en dicho certificado.

- Las características mecánicas mínimas garantizadas por el fabricante, de acuerdo con las prescripciones de la tabla 31.2.a.

**Tabla 31.2.a**
**Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas**

| Designación | Clase de acero | Límite elástico $f_y$ en N/mm² no menor que (1) | Carga unitaria de rotura $f_s$ en N/mm² no menor que (1) | Alargamiento de rotura en % sobre base de 5 diámetros no menor que | Relación $f_s/f_y$ en ensayo no menor que (2) |
|---|---|---|---|---|---|
| B 400 S | Soldable | 400 | 440 | 14 | 1,05 |
| B 500 S | Soldable | 500 | 550 | 12 | 1,05 |

(1) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.
(2) Relación mínima admisible entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenido en cada ensayo.

- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado (Apartado 10.3 de la UNE 36068:94) sobre los mandriles que correspondan según la tabla 31.2.b.

**Tabla 31.2.b**
**Diámetro de los mandriles**

| Designación | Doblado-desdoblado $\alpha = 90°$ $\beta = 20°$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $d \leq 12$ | $12 < d \leq 16$ | $16 < d \leq 25$ | $d > 25$ |
| B 400 S | 5 $d$ | 6 $d$ | 8 $d$ | 10 $d$ |
| B 500 S | 6 $d$ | 8 $d$ | 10 $d$ | 12 $d$ |

donde:

$d$ Diámetro nominal de barra
$\alpha$ Ángulo de doblado
$\beta$ Ángulo de desdoblado

- Llevar grabadas las marcas de identificación establecidas en el Apartado 12 de la UNE 36068:94, relativas al tipo de acero (geometría del corrugado), país de origen (el indicativo correspondiente a España es el número 7) y marca del fabricante (según el código indicado en el Informe Técnico UNE 36811:88).

Dado que esta Instrucción sólo contempla aceros soldables, el fabricante indicará los procedimientos y condiciones recomendados para realizar, cuando sea necesario, las soldaduras.

### 31.3 Mallas electrosoldadas

Mallas electrosoldadas, a los efectos de esta Instrucción, son aquellas que cumplen los requisitos técnicos prescritos en la UNE 36092:96.

Se entiende por malla electrosoldada la fabricada con barras corrugadas que cumplen lo especificado en 31.2, o con alambres corrugados que cumplen las condiciones de adherencia especificadas en 31.2 y lo especificado en la tabla 31.3.

**Tabla 31.3**
**Características mecánicas mínimas garantizadas de los alambres**

| Designación de los alambres | Ensayo de tracción (1) | | | | Ensayo de doblado-desdoblado $\alpha = 90°$ (5) $\beta = 20°$ (6) Diámetro de mandril D' |
|---|---|---|---|---|---|
| | Límite elástico $f_y$ N/mm² (2) | Carga unitaria $f_s$ N/mm² (2) | Alargamiento de rotura (%) sobre base de 5 diámetros | Relación $f_s/f_y$ | |
| B 500 T | 500 | 550 | 8 (3) | 1,03 (4) | 8 $d$ (7) |

(1) Valores característicos inferiores garantizados.
(2) Para la determinación del límite elástico y la carga unitaria se utilizará como divisor de las cargas el valor nominal del área de la sección transversal.
(3) Además, deberá cumplirse:

$$A\% \geq 20 - 0{,}02 f_{yt}$$

donde:

$A$ Alargamiento de rotura
$f_{yt}$ Límite elástico medido en cada ensayo

(4) Además, deberá cumplirse:

$$\frac{f_{st}}{f_{yt}} \geq 1{,}05 - 0{,}1 \left( \frac{f_{yt}}{f_{yk}} - 1 \right)$$

donde:

$f_{yt}$ Límite elástico medido en cada ensayo
$f_{st}$ Carga unitaria obtenida en cada ensayo
$f_{yk}$ Límite elástico garantizado

(5) $\alpha$ Ángulo de doblado.
(6) $\beta$ Ángulo de desdoblado.
(7) $d$ Diámetro nominal del alambre.

Cada paquete debe llegar al punto de suministro (obra, taller de ferralla o almacén) con una etiqueta de identificación conforme a lo especificado en la UNE 36092-1:96. Las barras o alambres que constituyen los elementos de las mallas electrosoldadas, deberán llevar grabadas las marcas de identificación, de acuerdo con los Informes Técnicos UNE 36811:88 y UNE 36812:86 para barras y alambres corrugados respectivamente, como se establece en 31.2.

### 31.4 Armaduras básicas electrosoldadas en celosía

Armaduras básicas electrosoldadas en celosía, a los efectos de esta Instrucción, son aquellas que cumplen los requisitos técnicos prescritos en la UNE 36739:95 EX.

La armadura básica electrosoldada en celosía es un producto formado por un sistemas de elementos (barras o alambres), con una estructura espacial y cuyos puntos de contacto están unidos mediante soldadura eléctrica por un proceso automático.

Se compone de un elemento longitudinal superior, dos elementos longitudinales inferiores y dos elementos transversales de conexión que forman la celosía. Todos los elementos están constituidos por barras o alambres, que deben ser corrugados en el caso de los elementos superior e inferiores, y pueden ser lisos o corrugados en el caso de los elementos de conexión.

Los elementos que conforman las armaduras básicas electrosoldadas en celosía cumplirán los requisitos indicados en 31.2 cuando se trate de barras corrugadas y los contenidos en la tabla 31.3 cuando se trate de alambres, lisos o corrugados. Los alambres corrugados deberán cumplir, además, las condiciones de adherencia especificadas en 31.2.

Los paquetes de armaduras deben llegar al punto de suministro (obra, taller de ferralla o almacén) identificados conforme a lo que se especifica en la UNE 36739:95 EX. Las barras o alambres que constituyen los elementos de las armaduras básicas electrosoldadas en celosía, deberán llevar grabadas las marcas de identificación, de acuerdo con los Informes Técnicos UNE 36811:88 y UNE 36812:86 para barras y alambres corrugados, respectivamente, como se establece en 31.2.

### 31.5 Suministro

Se distinguen los casos de suministro de productos certificados y no certificados.

#### 31.5.1 Productos certificados

Para aquellos aceros que posean un *distintivo reconocido* o un CC-EHE ambos en el sentido expuesto en el Artículo 1º de esta Instrucción, cada partida (90.1) de acero acreditará que está en posesión del mismo y, en el caso de barras o alambres corrugados, del certificado específico de adherencia, e irá acompañada del oportuno certificado de garantía del fabricante, en el que se indiquen los valores límites de las diferentes características expresadas en 31.2, 31.3 y 31.4 que justifiquen que el acero cumple las exigencias contenidas en esta Instrucción.

El fabricante facilitará además, si se le solicita, copia de los resultados de los ensayos de control de producción correspondientes a la partida servida.

#### 31.5.2 Productos no certificados

En el caso de productos que no posean un *distintivo reconocido* o un CC-EHE, en el sentido expuesto en el apartado anterior cada partida (90.1) deberá ir acompañada de los resultados de los ensayos correspondientes a la composición química, características mecánicas y características geométricas, efectuados por un organismo de los citados en el Artículo 1º de esta Instrucción para otorgar el CC-EHE, que justifiquen que el acero cumple las exigencias establecidas en 31.2, 31.3 y 31.4, según el caso. Además, irá acompañada, en el caso de barras o alambres corrugados, del certificado específico de adherencia.

### 31.6 Almacenamiento

Tanto durante el transporte como durante el almacenamiento, la armadura pasiva se protegerá adecuadamente contra la lluvia, la humedad del suelo y la eventual agresividad de la atmósfera ambiente. Hasta el momento de su empleo, se conservarán en obra, cuidadosamente clasificadas según sus tipos, calidades, diámetros y procedencias.

Antes de su utilización y especialmente después de un largo período de almacenamiento en obra, se examinará el estado de su superficie, con el fin de asegurarse de que no presenta alteraciones perjudiciales. Una ligera capa de óxido en la superficie de las barras no se considera perjudicial para su utilización. Sin embargo, no se admitirán pérdidas de peso por oxidación superficial, comprobadas después de una limpieza con cepillo de alambres hasta quitar el óxido adherido, que sean superiores al 1% respecto al peso inicial de la muestra.

En el momento de su utilización, las armaduras pasivas deben estar exentas de sustancias extrañas en su superficie tales como grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otro material perjudicial para su buena conservación o su adherencia.

## Artículo 32º Armaduras activas

### 32.1 Generalidades

Se denominan armaduras activas a las de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce la fuerza del pretensado.

Sus elementos constituyentes pueden ser: alambres, barras o cordones. La definición de estos elementos es la siguiente:

- Alambre: Producto de sección maciza, procedente de un estirado en frío o trefilado de alambrón que normalmente se suministra en rollo.
- Barra: Producto de sección maciza, que se suministra solamente en forma de elementos rectilíneos.
- Cordón de 2 ó 3 alambres: Conjunto formado por dos o tres alambres de igual diámetro nominal *d*, todos ellos arrollados helicoidalmente, con el mismo paso y el mismo sentido de torsión, sobre un eje ideal común (véase la UNE 36094:97).
- Cordón de 7 alambres: Conjunto formado por seis alambres de igual diámetro nominal *d*, arrollados helicoidalmente, con igual paso y en el mismo sentido de torsión, alrededor de un alambre central recto cuyo diámetro estará comprendido entre 1,02 *d* y 1,05 *d* (véase la UNE 36094:97).

Se denomina "tendón" al conjunto de las armaduras paralelas de pretensado que, alojadas dentro de un mismo conducto, se consideran en los cálculos como una sola armadura. En el caso de armaduras pretesas, recibe el nombre de tendón, cada una de las armaduras individuales.

### 32.2 Características mecánicas

A los efectos de esta Instrucción, las características fundamentales que se utilizan para definir la calidad de los aceros de las armaduras activas son las siguientes:

a) Diagrama tensión-deformación (carga unitaria-alargamiento, en porcentaje).
b) Carga unitaria máxima a tracción ($f_{máx}$).
c) Límite elástico ($f_y$).
d) Alargamiento remanente concentrado de rotura ($\varepsilon_u$).
e) Alargamiento bajo carga máxima ($\varepsilon_{máx}$).
f) Módulo de elasticidad ($E_s$).
g) Estricción ($\eta$), expresada en porcentaje.
h) Aptitud al doblado alternativo (sólo para alambres).
i) Relajación.
j) Resistencia a la fatiga.
k) Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.
l) Resistencia a la tracción desviada (sólo para cordones de diámetro nominal igual o superior a 13 mm).

Los fabricantes deberán garantizar, como mínimo, las características indicadas en b), c), e), f), h) e i).

### 32.3 Alambres

Alambres de pretensado, a los efectos de esta Instrucción, son aquellos que cumplen los requisitos técnicos establecidos en la UNE 36094:97. Sus características mecánicas, obtenidas a partir del ensayo a tracción realizado según la UNE 7474:92, deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima $f_{máx}$ no será inferior a los valores que figuran en la tabla 32.3.a.

**Tabla 32.3.a**

| Designación | Serie de diámetros nominales, en mm | Carga unitaria máxima $f_{máx}$ en N/mm² no menor que |
|---|---|---|
| Y 1570 C | 9,4 - 10,0 | 1.570 |
| Y 1670 C | 7,0 - 7,5 - 8,0 | 1.670 |
| Y 1770 C | 3,0 - 4,0 - 5,0 - 6,0 | 1.770 |
| Y 1860 C | 4,0 - 5,0 | 1.860 |

- El límite elástico $f_y$ estará comprendido entre el 0,85 y el 0,95 de la carga unitaria máxima $f_{máx}$. Esta relación deberán cumplirla no sólo los valores mínimos garantizados, sino también los correspondientes a cada uno de los alambres ensayados.

- El alargamiento bajo carga máxima medido sobre una base de longitud igual o superior a 200 mm no será inferior al 3,5 por 100. Para los alambres destinados a la fabricación de tubos, dicho alargamiento será igual o superior al 5 por 100.

- La estricción a la rotura será igual o superior al 25 por 100 en alambres lisos y visible a simple vista en el caso de alambres grafilados.

- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante con una tolerancia de ±7 por 100.

En los alambres de diámetro igual o superior a 5 mm o de sección equivalente, la pérdida de resistencia a la tracción después de un doblado-desdoblado, realizado según la UNE 36461:80 no será superior al 5 por 100.

El número mínimo de doblados-desdoblados que soportará el alambre en la prueba de doblado alternativo realizada según la UNE 36461:80 no será inferior a:

- Para alambres destinados a obras hidráulicas o sometidos a ambiente corrosivo ..... 7

- En los demás casos ..... 3

La relajación a las 1.000 horas a temperatura de 20° ± 1° C, y para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, determinada según la UNE 36422:85, no será superior al 2 por 100 (alambres enderezados y con tratamiento de estabilización).

Los valores del diámetro nominal, en milímetros, de los alambres se ajustarán a la serie siguiente:

3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 7,5 - 8 - 9,4 - 10

Las características geométricas y ponderales de los alambres de pretensado, así como las tolerancias correspondientes, se ajustarán a lo especificado en la UNE 36094-2:97.

### 32.4 Barras

Las características mecánicas de las barras de pretensado, deducidas a partir del ensayo de tracción realizado según la UNE 7474:92 deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima $f_{máx}$ no será inferior a 980 N/mm².
- El límite elástico $f_y$, estará comprendido entre el 75 y el 90 por 100 de la carga unitaria máxima $f_{máx}$. Esta relación deberán cumplirla no sólo los valores mínimos garantizados, sino también los correspondientes a cada una de las barras ensayadas.
- El alargamiento bajo carga máxima medido sobre una base de longitud igual o superior a 200 mm no será inferior al 3,5 por 100.
- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante con una tolerancia del ± 7 por 100.

Las barras soportarán sin rotura ni agrietamiento el ensayo de doblado especificado en la UNE 7472:89.

La relajación a las 1.000 horas a temperatura de 20° ± 1° C y para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 3 por 100. El ensayo se realizará según la UNE 36422:85.

### 32.5 Cordones

Cordones, a los efectos de esta Instrucción, son aquéllos que cumplen las los requisitos técnicos establecidos en la UNE 36094:97. Sus características mecánicas, obtenidas a partir del ensayo a tracción realizado según la UNE 7326:88, deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima $f_{máx}$ no será inferior a los valores que figuran en la tabla 32.5.a en el caso de cordones de 2 ó 3 alambres y 32.5.b en el caso de cordones de 7 alambres.

**Tabla 32.5.a Cordones de 2 ó 3 alambres**

| Designación | Serie de diámetros nominales, en mm | Carga unitaria máxima $f_{máx}$ en N/mm² no menor que: |
|---|---|---|
| Y 1770 S2 | 5,6 - 6,0 | 1.770 |
| Y 1860 S3 | 6,5 - 6,8 - 7,5 | 1.860 |
| Y 1960 S3 | 5,2 | 1.960 |
| Y 2060 S3 | 5,2 | 2.060 |

**Tabla 32.5.b Cordones de 7 alambres**

| Designación | Serie de diámetros nominales, en mm | Carga unitaria máxima $f_{máx}$ en N/mm² |
|---|---|---|
| Y 1770 S7 | 16,0 | 1.770 |
| Y 1860 S7 | 9,3 - 13,0 - 15,2 - 16,0 | 1.860 |

- El límite elástico $f_y$ estará comprendido entre el 0,88 y el 0,95 de la carga unitaria máxima $f_{máx}$. Esta limitación deberán cumplirla no sólo los valores mínimos garantizados, sino también cada uno de los elementos ensayados.
- El alargamiento bajo carga máxima, medido sobre una base de longitud igual o superior a 500 mm, no será inferior al 3,5 por 100.
- La estricción a la rotura será visible a simple vista.
- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante, con una tolerancia de ± 7 por 100.
- La relajación a las 1.000 horas a temperatura de 20 ± 1°C, y para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, determinada según la UNE 36422:85, no será superior al 2 por 100.

El valor del coeficiente de desviación *D* en el ensayo de tracción desviada (UNE 36466:91) no será superior a 28, para los cordones con diámetro nominal igual o superior a 13 mm.

Las características geométricas y ponderales, así como las correspondientes tolerancias, de los cordones se ajustarán a lo especificado en la UNE 36094-3:97.

Los alambres utilizados en los cordones soportarán el número de doblados y desdoblados indicados en 32.3.

### 32.6 Suministro

Los alambres se suministrarán en rollos en los que el diámetro del bobinado no será inferior a 250 veces el del alambre y, al dejarlos libres en una superficie horizontal lisa, presentarán una flecha inferior a 30 mm en una base de 1 m, en cualquier punto del alambre.

Los rollos suministrados no contendrán soldaduras realizadas después del tratamiento térmico anterior al trefilado.

Las barras se suministrarán en trozos rectos.

Los cordones de 2 ó 3 alambres se suministrarán en rollos cuyo diámetro interior será igual o superior a 600 mm.

Los cordones de 7 alambres se suministrarán en rollos, bobinas o carretes que, salvo acuerdo en contrario, contendrán una sola longitud de fabricación de cordón; y el diámetro interior del rollo o del núcleo de la bobina o carrete no será inferior a 750 mm.

Las armaduras de pretensado se transportarán debidamente protegidas contra la humedad, deterioro, contaminación, grasas, etc.

#### 32.6.1 Productos certificados

Para aquellos aceros que posean un *distintivo reconocido* o un CC-EHE ambos en el sentido expuesto en el artículo 1º de esta Instrucción, cada partida (90.1) de acero acreditará que está en posesión del mismo, e irá acompañada del oportuno certificado de garantía del fabricante, en el que se indiquen los valores límites de las diferentes características expresadas en 32.3, 32.4 y 32.5 que justifiquen que el acero cumple las exigencias contenidas en esta Instrucción.

El fabricante facilitará además, si se le solicita, copia de los resultados de los ensayos de control de producción correspondientes a la partida servida.

#### 32.6.2 Productos no certificados

En el caso de productos que no posean un *distintivo reconocido* o un CC-EHE en el sentido expuesto en el apartado anterior, cada partida (90.1) de acero deberá ir acompañada de los resultados de los ensayos correspondientes a las características mecánicas y geométricas, efectuados por un organismo de los citados en el Artículo 1º de esta Instrucción para otorgar el CC-EHE, que justifiquen que el acero cumple las exigencias establecidas en 32.3, 32.4 y 32.5, según el caso.

### 32.7 Almacenamiento

Para eliminar los riesgos de oxidación o corrosión, el almacenamiento se realizará en locales ventilados y al abrigo de la humedad del suelo y paredes. En el almacén se adoptarán las precauciones precisas para evitar que pueda ensuciarse el material o producirse cualquier deterioro de los aceros debido a ataque químico, operaciones de soldadura realizadas en las proximidades, etc.

Antes de almacenar las armaduras se comprobará que están limpias, sin manchas de grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otra materia perjudicial para su buena conservación y posterior adherencia.

Las armaduras deben almacenarse cuidadosamente clasificadas según sus tipos, clases y los lotes de que procedan.

El estado de superficie de todos los aceros será siempre objeto de examen antes de su uso, especialmente después de un prolongado almacenamiento en obra o taller, con el fin de asegurarse de que no presentan alteraciones perjudiciales.

## Artículo 33º Sistemas de pretensado

El suministrador del sistema de pretensado deberá facilitar un informe técnico en el que se hagan constar todos los datos que, en relación con su sistema, sea preciso conocer para poder llevar a cabo correctamente tanto el proyecto como la ejecución de las obras.

Los sistemas de pretensado cumplirán lo especificado en la UNE 41184:90.

Cada tipo de anclaje requiere utilizar un equipo de tesado. En general se utilizará el recomendado por el suministrador del sistema.

Todos los aparatos utilizados en las operaciones de tesado deberán encontrarse en buen estado con objeto de que su funcionamiento no ofrezca peligro alguno.

Los aparatos de medida incorporados al equipo de tesado, permitirán efectuar las correspondientes lecturas con una precisión del 2%. Deberán contrastarse cuando vayan a empezar a utilizarse y, posteriormente, cuantas veces sea necesario.

En los bancos de prefabricación de piezas con armaduras pretesas ancladas por adherencia, el tesado deberá efectuarse por medio de dispositivos debidamente experimentados.

## Artículo 34º Dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas

### 34.1 Características de los anclajes

Los anclajes deben ser capaces de retener eficazmente los tendones, resistir su carga unitaria de rotura y transmitir al hormigón una carga al menos igual a la máxima que el correspondiente tendón pueda proporcionar. Para ello deberán cumplir las siguientes condiciones:

a) El coeficiente de eficacia de un tendón anclado será al menos igual a 0,92 en el caso de tendones adherentes y a 0,96 en el caso de tendones no adherentes.

b) Los sistemas de anclaje por cuñas serán capaces de retener los tendones de tal forma que, una vez finalizada la penetración de cuñas, no se produzcan deslizamientos respecto al anclaje.

c) Cuando se prevean efectos de fatiga o grandes variaciones de tensión se utilizarán anclajes adecuados capaces de resistir, sin romperse, tales acciones.

El diseño de las placas y dispositivos de anclaje deberá asegurar la ausencia de puntos de desviación, excentricidad y pérdida de ortogonalidad entre tendón y placa.

Los ensayos necesarios para la comprobación de estas características serán los que figuran en la UNE 41184:89.

El fabricante o suministrador de los anclajes justificará y garantizará sus características, mediante un certificado expedido por un laboratorio especializado e independiente del fabricante, precisando las condiciones en que deben ser utilizados. En el caso de anclajes por cuñas, deberá hacer constar, especialmente, la magnitud del movimiento conjunto de la armadura y la cuña, por ajuste y penetración.

Los elementos que constituyen el anclaje deberán someterse a un control efectivo y riguroso y fabricarse de modo tal que, dentro de un mismo tipo, sistema y tamaño, todas las piezas resulten intercambiables. Además deben ser capaces de absorber, sin menoscabo para su efectividad, las tolerancias dimensionales establecidas para las secciones de las armaduras.

### 34.2 Empalme

Los elementos de empalme de las armaduras activas deberán cumplir las mismas condiciones exigidas a los anclajes en cuanto a resistencia y eficacia de retención.

### 34.3 Suministro y almacenamiento

Los anclajes y empalmes deben entregarse convenientemente protegidos para que no sufran daños durante su transporte, manejo en obra y almacenamiento.

Deberán guardarse convenientemente clasificados por tamaños y se adoptarán las precauciones necesarias para evitar su corrosión o que puedan ensuciarse o entrar en contacto con grasas, aceites no solubles, pintura o cualquier otra sustancia perjudicial.

## Artículo 35º Vainas y accesorios

En los elementos estructurales con armaduras postesas es necesario disponer conductos adecuados para alojar dichas armaduras. Para ello, lo más frecuente es utilizar vainas que quedan embebidas en el hormigón de la pieza, o se recuperan una vez endurecido éste.

Las vainas metálicas son las más frecuentemente utilizadas. En general, se presentan en forma de tubos metálicos, con resaltos o corrugaciones en su superficie exterior, para favorecer su adherencia al hormigón y aumentar su rigidez. Deberán presentar una resistencia suficiente al aplastamiento, para que no se deformen o abollen durante su manejo en obra, bajo el peso del hormigón fresco, la acción de golpes accidentales, etc. Asimismo, deberán soportar el contacto con los vibradores internos, sin riesgo de perforación.

En ningún caso deberán permitir que penetre en su interior lechada de cemento o mortero durante el hormigonado. Por ello, los empalmes, tanto entre los distintos trozos de vaina como entre ésta y los anclajes, habrán de ser perfectamente estancos.

El diámetro interior de la vaina, habida cuenta del tipo y sección de la armadura que en ella vaya a alojarse, será el adecuado para que pueda efectuarse la inyección de forma correcta.

Los accesorios más utilizados son:

- Tubo de purga o purgador. Pequeño segmento de tubo que comunica los conductos de pretensado con el exterior y que se coloca, generalmente, en los puntos altos y bajos de su trazado para facilitar la evacuación del aire y del agua del interior de dichos conductos y para seguir paso a paso el avance de la inyección. También se le llama respiradero.

- Boquilla de inyección. Pieza que sirve para introducir el producto de inyección en los conductos en que se alojan las armaduras activas.

- Separador. Pieza generalmente metálica o de plástico que, en algunos casos, se emplea para distribuir uniformemente dentro de las vainas las distintas armaduras constituyentes del tendón.

- Trompeta de empalme. Es una pieza, de forma generalmente troncocónica, que enlaza la placa de reparto con la vaina.

- Tubo matriz. Tubo, generalmente de polietileno, de diámetro exterior algo inferior al interior de la vaina que se dispone para asegurar la suavidad del trazado.

En algunos sistemas de pretensado la trompeta está integrada en la placa de reparto y su forma es característica.

El suministro y almacenamiento de las vainas y sus accesorios se realizará adoptando precauciones análogas a las indicadas por las armaduras.

## Artículo 36º Productos de inyección

### 36.1 Generalidades

Con el fin de asegurar la protección de las armaduras activas contra la corrosión, en el caso de tendones alojados en conductos o vainas dispuestas en el

interior de las piezas, deberá procederse al relleno de tales conductos o vainas, utilizando un producto de inyección adecuado.

Los productos de inyección estarán exentos de sustancias tales como cloruros, sulfuros, nitratos, etc., que supongan un peligro para las armaduras, el propio material de inyección o el hormigón de la pieza.

Los productos de inyección pueden ser adherentes o no, debiendo cumplir, en cada caso, las condiciones que se indican en 36.2 y 36.3.

### 36.2 Productos de inyección adherentes

En general, estos productos estarán constituidos por lechadas o morteros de cemento y sus componentes deberán cumplir las siguientes condiciones:

- El cemento será Portland, del tipo CEM I. Para poder utilizar otros tipos de cementos será precisa una justificación especial.
- El agua no tendrá un pH inferior a 7.
- Cuando se utilicen áridos para la preparación del material de inyección, deberán estar constituidos por granos silíceos o calcáreos, exentos de iones ácidos y de partículas laminares tales como las de mica o pizarra.
- Podrán utilizarse aditivos si se demuestra, mediante los oportunos ensayos, que su empleo mejora las características del producto de inyección, por ejemplo, aumentando la facilidad de su puesta en obra, reduciendo la tendencia a la decantación, sirviendo como aireante o para provocar una expansión controlada de la lechada. En cualquier caso, deberá tenerse en cuenta lo indicado en el segundo párrafo de 36.1.
- La relación agua/cemento deberá ser la más baja posible compatible con la necesidad de obtener la fluidez precisa para poder realizar la inyección de forma adecuada.
- La exudación del mortero o lechada de inyección, determinada según se indica en el "Método de ensayo para determinar la estabilidad de la inyección" descrito en el Anejo nº6 de la presente Instrucción, no debe exceder del 2%, en volumen, transcurridas tres horas desde la preparación de la mezcla. En casos excepcionales podrá admitirse hasta un 4%, como máximo. Además, el agua exudada deberá reabsorberse pasadas veinticuatro horas.
- La reducción de volumen de la mezcla no excederá del 3%, y la expansión volumétrica eventual será inferior al 10%. Estos valores se determinarán de acuerdo con lo indicado en el mismo "Método de ensayo para determinar la estabilidad de la inyección" citado en el párrafo anterior.
- La resistencia a compresión, a 28 días, de la mezcla de inyección no será inferior a 30 $N/mm^2$ (véase Artículo 98º).

Aparte de las lechadas y morteros de cemento, podrán utilizarse otros materiales como productos de inyección adherentes, siempre que se justifique su adecuación mediante ensayos de suficiente garantía.

### 36.3 Productos de inyección no adherentes

Estos productos están constituidos por betunes, mástiques bituminosos, grasas solubles o, en general, cualquier material adecuado para proporcionar a las armaduras activas la necesaria protección sin que se produzca adherencia entre éstas y los conductos.

Para poder autorizar su utilización será preciso que se hayan realizado previamente los oportunos ensayos que garanticen su idoneidad.

# CAPÍTULO VII

# Durabilidad

## Artículo 37º Durabilidad del hormigón y de las armaduras

### 37.1 Generalidades

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Una estructura durable debe conseguirse con una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación y actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura.

Una estrategia correcta para la durabilidad debe tener en cuenta que en una estructura puede haber diferentes elementos estructurales sometidos a distintos tipos de ambiente.

#### 37.1.1 Consideración de la durabilidad en la fase de proyecto

El proyecto de una estructura de hormigón debe incluir las medidas necesarias para que la estructura alcance la duración de la vida útil acordada, de acuerdo con las condiciones de agresividad ambiental y con el tipo de estructura. Para ello, deberá incluir una estrategia de durabilidad, acorde a los criterios establecidos en el Apartado 37.2.

La agresividad a la que está sometida la estructura se identificará por el tipo de ambiente, de acuerdo con 8.2.1.

En la memoria, se justificará la selección de las clases de exposición consideradas para la estructura. Así mismo, en los planos se reflejará el tipo de ambiente para el que se ha proyectado cada elemento.

El proyecto deberá definir formas y detalles estructurales que faciliten la evacuación del agua y sean eficaces frente a los posibles mecanismos de degradación del hormigón.

Los elementos de equipamiento, tales como apoyos, juntas, drenajes, etc., pueden tener una vida más corta que la de la propia estructura por lo que, en su caso, se estudiará la adopción de medidas de proyecto que faciliten el mantenimiento y sustitución de dichos elementos durante la fase de uso.

#### 37.1.2 Consideración de la durabilidad en la fase de ejecución

La buena calidad de la ejecución de la obra y, especialmente, del proceso de curado, tienen una influencia decisiva para conseguir una estructura durable.

Las especificaciones relativas a la durabilidad deberán cumplirse en su totalidad durante la fase de ejecución. No se permitirá compensar los efectos derivados por el incumplimiento de alguna de ellas.

### 37.2 Estrategia para la durabilidad

#### 37.2.1 Prescripciones generales

Para satisfacer los requisitos establecidos en el Artículo 5º será necesario seguir una estrategia que considere todos los posibles mecanismos de degradación, adoptando medidas específicas en función de la agresividad a la que se encuentre sometido cada elemento.

La estrategia de durabilidad incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

a) Selección de formas estructurales adecuadas, de acuerdo con lo indicado en 37.2.2.

b) Consecución de una calidad adecuada del hormigón y, en especial de su capa exterior, de acuerdo con indicado en 37.2.3.

c) Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras, según 37.2.4 y 37.2.5.

d) Control del valor máximo de abertura de fisura, de acuerdo con 37.2.6.

e) Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos, según 37.2.7.

f) Adopción de medidas contra la corrosión de las armaduras, conforme a lo indicado en 37.4.

### 37.2.2 Selección de la forma estructural

En el proyecto se definirán los esquemas estructurales, las formas geométricas y los detalles que sean compatibles con la consecución de una adecuada durabilidad de la estructura.

Se procurará evitar el empleo de diseños estructurales que sean especialmente sensibles frente a la acción del agua.

Se tenderá a reducir al mínimo el contacto directo entre las superficies de hormigón y el agua (por ejemplo, mediante la disposición de goterones).

Además, se diseñarán los detalles de proyecto necesarios para facilitar la rápida evacuación del agua, previendo los sistemas adecuados para su conducción y drenaje (imbornales, conducciones, etc.). En especial, se procurará evitar el paso de agua sobre las zonas de juntas y sellados.

En la medida de lo posible, se evitará la existencia de superficies sometidas a salpicaduras o encharcamiento de agua.

Cuando la estructura presente secciones con aligeramientos u oquedades internas, se procurará disponer los sistemas necesarios para su ventilación y drenaje.

Salvo en obras de pequeña importancia, se deberá prever, en la medida de lo posible, el acceso a todos los elementos de la estructura, estudiando la conveniencia de disponer sistemas específicos que faciliten la inspección y el mantenimiento durante la fase de servicio.

### 37.2.3 Prescripciones respecto a la calidad del hormigón

Una estrategia enfocada a la durabilidad de una estructura debe conseguir una calidad adecuada del hormigón, en especial en las zonas más superficiales donde se pueden producir los procesos de deterioro.

Por un hormigón de calidad adecuada se entiende aquel que cumpla las siguientes condiciones:

- Selección de materias primas acorde con lo indicado en los Artículos 26º al 36º.
- Dosificación adecuada, según lo indicado en el Apartado 37.3.1, así como en el Artículo 68º.
- Puesta en obra correcta, según lo indicado en el Artículo 70º.
- Curado del hormigón, según lo indicado en el Artículo 74º.
- Resistencia acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.
- Comportamiento conforme con los requisitos de 37.3.1.

### 37.2.4 Recubrimientos

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie del hormigón más cercana.

En el caso de las armaduras pasivas o armaduras activas pretesas, se observarán los siguientes recubrimientos:

a) Cuando se trata de armaduras principales, el recubrimiento deberá ser igual o superior al diámetro de dicha barra (o diámetro equivalente si se trata de un grupo de barras) y a 0,80 veces el tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido (ver 28.2).

b) Para cualquier clase de armaduras pasivas (incluso estribos) o armaduras activas pretesas, el recubrimiento no será, en ningún punto, inferior a los valores mínimos recogidos en la tabla 37.2.4 en función de la clase de exposición ambiental (según lo indicado en 8.2.1). Para garantizar estos valores mínimos, se prescribirá en el proyecto un valor nominal del recubrimiento $r_{nom}$, donde:

$$r_{nom} = r_{mín} + \Delta r$$

donde:

$r_{nom}$ Recubrimiento nominal
$r_{mín}$ Recubrimiento mínimo
$\Delta r$ Margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución.

El recubrimiento nominal es el valor que debe prescribirse en el proyecto y reflejarse en los planos, y que servirá para definir los separadores.

El recubrimiento mínimo es el valor a garantizar en cualquier punto del elemento; su valor se recoge en la tabla 37.2.4.

El margen de recubrimiento es función del nivel de control de ejecución, y su valor es:

0 mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución

5 mm en el caso de elementos *in situ* con nivel intenso de control de ejecución, y

10 mm en el resto de los casos

**Tabla 37.2.4 Recubrimientos mínimos**

| Resistencia característica del hormigón [N/mm²] | Tipo de elemento | RECUBRIMIENTO MÍNIMO [mm] SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN (**) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | I | IIa | IIb | IIIa | IIIb | IIIc | IV | Qa | Qb | Qc |
| $25 \leq f_{ck} < 40$ | general | 20 | 25 | 30 | 35 | 35 | 40 | 35 | 40 | (*) | (*) |
| | elementos prefabricados y láminas | 15 | 20 | 25 | 30 | 30 | 35 | 30 | 35 | (*) | (*) |
| $f_{ck} \geq 40$ | general | 15 | 20 | 25 | 30 | 30 | 35 | 30 | 35 | (*) | (*) |
| | elementos prefabricados y láminas | 15 | 20 | 25 | 25 | 25 | 30 | 25 | 30 | (*) | (*) |

(*) El proyectista fijará el recubrimiento al objeto de que se garantice adecuadamente la protección de las armaduras frente a la acción agresiva ambiental.

(**) En el caso de clases de exposición H, F ó E, el espesor del recubrimiento no se verá afectado.

En el caso de elementos (viguetas o placas) prefabricados en instalación industrial fija, para forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado, el proyectista podrá contar, además del recubrimiento real del hormigón, con el espesor de los revestimientos del forjado que sean compactos e impermeables y tengan carácter de definitivos y permanentes, al objeto de cumplir los requisitos de la tabla 37.2.4. Sin embargo, en estos casos, el recubrimiento real de hormigón no podrá ser nunca inferior a 15 mm.

c) El recubrimiento de las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medido en dirección perpendicular al plano de la curva.

d) Cuando por exigencias de cualquier tipo (durabilidad, protección frente a incendios o utilización de grupos de barras), el recubrimiento sea superior a 50 mm, deberá considerarse la posible conveniencia de colocar una malla de reparto en medio del espesor del recubrimiento en la zona de tracción, con una cuantía geométrica del 5 por mil del área del recubrimiento para barras o grupos de barras de diámetro (o diámetro equivalente) igual o inferior a 32 mm, y del 10 por mil para diámetros (o diámetros equivalentes) superiores a 32 mm.

e) En piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, en cuyo caso será de aplicación la tabla 37.2.4. No rige en este caso lo previsto en el Apartado d).

En el caso de las armaduras postesas, los recubrimientos (figura 37.2.4.a) serán por lo menos iguales al mayor de los límites siguientes:

- en dirección vertical:
  - 4 cm;
  - la dimensión horizontal de la vaina o grupos de vainas en contacto;
- en dirección horizontal:
  - 4 cm;
  - la mitad de la dimensión vertical de la vaina o grupo de vainas en contacto;
  - la dimensión horizontal de la vaina o grupo de vainas en contacto.

En casos particulares de atmósfera fuertemente agresiva o especiales riesgos de incendio, los recubrimientos indicados en el presente Artículo deberán ser aumentados.

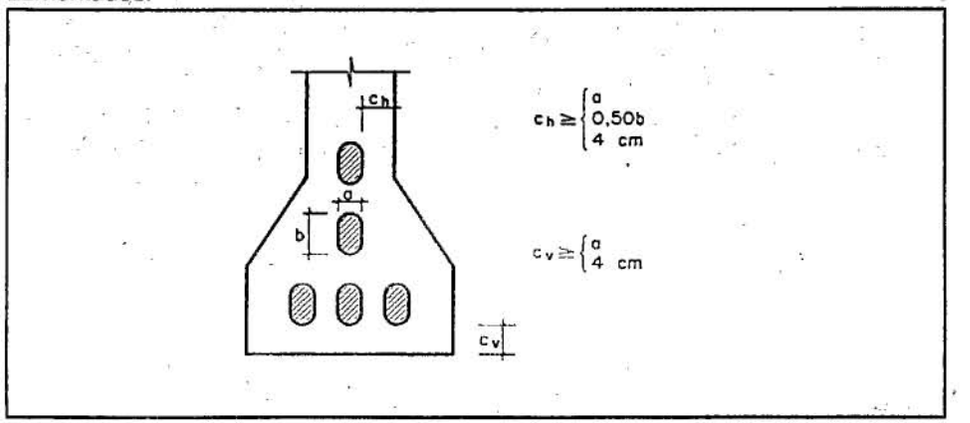



Figura 37.2.4.a

### 37.2.5 Separadores

Los recubrimientos deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes elementos separadores colocados en obra.

Estos calzos o separadores deberán disponerse de acuerdo con lo dispuesto en 66.2. Deberán estar constituidos por materiales resistentes a la alcalinidad del hormigón, y no inducir corrosión de las armaduras. Deben ser al menos tan impermeables al agua como el hormigón, y ser resistentes a los ataques químicos a que se puede ver sometido este.

Independientemente de que sean provisionales o definitivos, deberán ser de hormigón, mortero, plástico rígido o material similar y haber sido específicamente diseñados para este fin.

Si los separadores son de hormigón, éste deberá ser, en cuanto a resistencia, permeabilidad, higroscopicidad, dilatación térmica, etc., de una calidad comparable a la del utilizado en la construcción de la pieza. Análogamente, si son de mortero, su calidad deberá ser semejante a la del mortero contenido en el hormigón de la obra.

Cuando se utilicen separadores constituidos con material que no contenga cemento, aquellos deberán, para asegurar su buen enlace con el hormigón de la pieza, presentar orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25% de la superficie total del separador.

Se prohíbe el empleo de madera así como el de cualquier material residual de construcción, aunque sea ladrillo u hormigón. En el caso de que puedan quedar vistos, se prohíbe asimismo el empleo de materiales metálicos.

### 37.2.6 Valores máximos de la abertura de fisura

La durabilidad es, junto a consideraciones funcionales y de aspecto, uno de los criterios en los que se basa la necesidad de limitar la abertura de fisura. Los valores máximos a considerar, en función de la clase de exposición ambiental, serán los indicados en 49.2.4.

### 37.2.7 Medidas especiales de protección

En casos de especial agresividad, cuando las medidas normales de protección no se consideren suficientes, se podrá recurrir a la disposición de sistemas especiales de protección.

Las protecciones adicionales pueden ser susceptibles de tener una vida útil incluso más pequeña que la del propio elemento estructural. En estos casos, el proyecto deberá contemplar la planificación de un mantenimiento adecuado del sistema de protección.

## 37.3 Durabilidad del hormigón

La durabilidad del hormigón es la capacidad de comportarse satisfactoriamente frente a las acciones físicas o químicas agresivas y proteger adecuadamente las armaduras y demás elementos metálicos embebidos en el hormigón durante la vida de servicio de la estructura.

La selección de las materias primas y la dosificación del hormigón deberá hacerse siempre a la vista de las características particulares de la obra o parte de la misma de que se trate, así como de la naturaleza de las acciones o ataques que sean de prever en cada caso.

### 37.3.1 Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón

Para conseguir una durabilidad adecuada del hormigón se deben cumplir los requisitos siguientes:

a) Requisitos generales:
- Máxima relación agua/cemento, según 37.3.2.
- Mínimo contenido de cemento, según 37.3.2.

b) Requisitos adicionales:
- Mínimo contenido de aire ocluido, en su caso, según 37.3.3.
- Utilización de un cemento resistente a los sulfatos, en su caso, según 37.3.4.
- Utilización de un cemento resistente al agua de mar, en su caso, según 37.3.5.
- Resistencia frente a la erosión, en su caso, según 37.3.6.
- Resistencia frente a las reacciones álcali-árido, en su caso, según 37.3.7.

### 37.3.2 Limitaciones a los contenidos de agua y de cemento

En función de las clases de exposición a las que vaya a estar sometido el hormigón, definido de acuerdo con 8.2.2 y 8.2.3, se deberán cumplir las especificaciones recogidas en la tabla 37.3.2.a.

En el caso de que el tipo de ambiente incluya una o más clases específicas de exposición, se procederá fijando, para cada parámetro, el criterio más exigente de entre los establecidos para las clases en cuestión.

En el caso particular de que se utilicen adiciones en la fabricación del hormigón, se podrá tener en cuenta su empleo a los efectos del cálculo del contenido de cemento y de la relación agua/cemento. A tales efectos, se sustituirá para entrar en la tabla 37.3.2.a el contenido de cemento C ($kg/m^3$) por C+KF, así como la relación A/C por A/(C+KF) siendo F($kg/m^3$) el contenido de adición y K el coeficiente de eficacia de la misma.

En el caso de las cenizas volantes, se tomará un valor de K no superior a 0,30. la Dirección de Obra, podrá admitir un valor de K superior al indicado, pero no mayor de 0,40 en el caso de edificación o de 0,50 en el caso de obras públicas, y siempre que ello se deduzca de la realización de un exhaustivo estudio experimental previo donde se consideren no sólo aspectos resistentes, sino también de durabilidad.

En el caso del humo de sílice, se tomará un valor de K no superior a 2, excepto en el caso de hormigones con relación agua/cemento mayor que 0,45 que vayan a estar sometidos a clases de exposición H ó F en cuyo caso para K se tomará un valor igual a 1.

En el caso de utilización de adiciones, los contenidos de cemento no podrán ser inferiores a 200, 250 ó 275 kg/m³, según se trate de hormigón en masa, armado o pretensado.

Una constatación experimental, de carácter indirecto, del cumplimiento de los requisitos de contenido mínimo de cemento y de relación máxima agua/cemento, se lleva a cabo comprobando la impermeabilidad al agua del hormigón, mediante el método de determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión, según la UNE 83309:90 EX. Su objetivo es la validación de dosificaciones, de acuerdo con lo indicado en el Artículo 86º.

Esta comprobación se deberá realizar cuando, de acuerdo con 8.2.2, las clases generales de exposición sean III ó IV, o cuando el ambiente presente cualquier clase específica de exposición.

Un hormigón se considera suficientemente impermeable al agua si los resultados del ensayo de penetración de agua cumplen simultáneamente que:

- La profundidad máxima de penetración de agua es menor o igual que 50 mm.
- La profundidad media de penetración de agua es menor o igual que 30 mm.

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

| Parámetro de dosificación | Tipo de hormigón | CLASE DE EXPOSICIÓN | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | I | IIa | IIb | IIIa | IIIb | IIIc | IV | Qa | Qb | Qc | H | F | E |
| máxima relación a/c | masa | 0,65 | - | - | - | - | - | - | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,50 |
| | armado | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,50 |
| | pretensado | 0,60 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,50 |
| mínimo contenido de cemento (kg/m³) | masa | 200 | - | - | - | - | - | - | 275 | 300 | 325 | 275 | 300 | 275 |
| | armado | 250 | 275 | 300 | 300 | 325 | 350 | 325 | 325 | 350 | 350 | 300 | 325 | 300 |
| | pretensado | 275 | 300 | 300 | 300 | 325 | 350 | 325 | 325 | 350 | 350 | 300 | 325 | 300 |

### 37.3.3 Resistencia del hormigón frente a la helada

Cuando un hormigón esté sometido a una clase de exposición F, se deberá introducir un contenido mínimo de aire ocluido del 4,5%, determinado de acuerdo con UNE 83.315:96.

### 37.3.4 Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos

En el caso particular de existencia de sulfatos, el cemento deberá poseer la característica adicional de resistencia a los sulfatos, según la UNE 80303:96, siempre que su contenido sea igual o mayor que 600 mg/l en el caso de aguas, o igual o mayor que 3000 mg/kg, en el caso de suelos.

### 37.3.5 Resistencia del hormigón frente al ataque del agua de mar

En el caso de que un elemento estructural esté sometido a un ambiente que incluya una clase general del tipo IIIb ó IIIc, el cemento a emplear deberá tener la característica adicional de resistencia al agua de mar, según la UNE 80303:96.

### 37.3.6 Resistencia del hormigón frente a la erosión

Cuando un hormigón vaya a estar sometido a una clase de exposición E, deberá procurarse la consecución de un hormigón resistente a la erosión. Para ello, se adoptarán las siguientes medidas:

- Contenido mínimo de cemento y relación máxima agua/cemento, según la tabla 37.3.2.a.
- Resistencia mínima del hormigón de 30 N/mm².
- El árido fino deberá ser cuarzo u otro material de, al menos, la misma dureza.
- El árido grueso deberá tener un coeficiente de Los Ángeles inferior a 30.
- No superar los contenidos de cemento que se indican a continuación para cada tamaño máximo del árido *D*:

| *D* | Contenido máximo de cemento |
|---|---|
| 10 mm | 400 kg/m³ |
| 20 mm | 375 kg/m³ |
| 40 mm | 350 kg/m³ |

- Curado prolongado, con duración, al menos, un 50% superior a la que se aplicará, a igualdad del resto de condiciones, a un hormigón no sometido a erosión.

### 37.3.7 Resistencia frente a la reactividad álcali-árido

Las reacciones álcali-árido se pueden producir cuando concurren simultáneamente la existencia de un ambiente húmedo, la presencia de un alto contenido de alcalinos en el hormigón y la utilización de áridos que contengan componentes reactivos.

A los efectos del presente artículo, se consideran ambientes húmedos aquellos cuya clase general de exposición, según 8.2.2, es diferente a I ó IIb.

Para prevenir las reacciones álcali-árido, se deben adoptar las siguientes medidas:

a) Empleo de áridos no reactivos, según 28.3.1.
b) Empleo de cementos con un contenido de alcalinos, expresados como óxido de sodio equivalente (0,658 $K_2O$ + $Na_2O$) inferior al 0,60% del peso de cemento.

En el caso de no ser posible la utilización de materias primas que cumplan las prescripciones anteriores, se deberá realizar un estudio experimental específico sobre la conveniencia de adoptar una de las siguientes medidas:

a) Empleo de cementos con adiciones, salvo las de filler calizo, según la UNE 80301:96 y la UNE 80307:96.
b) Empleo de adiciones al hormigón, según lo especificado en 29.2.

En estos casos, puede estudiarse también la conveniencia de adoptar un método de protección adicional por impermeabilización superficial.

## 37.4 Corrosión de las armaduras

Las armaduras deberán permanecer exentas de corrosión durante todo el período de vida útil de la estructura. La agresividad del ambiente en relación con la corrosión de las armaduras, viene definida por las clases generales de exposición según 8.2.2.

Para prevenir la corrosión, se deberán tener en cuenta todas las consideraciones relativas a los espesores de recubrimiento, indicadas en 37.2.4.

Con respecto a los materiales empleados, se prohíbe poner en contacto las armaduras con otros metales de muy diferente potencial galvánico.

Asimismo, se recuerda la prohibición de emplear materiales componentes que contengan iones despasivantes, como cloruros, sulfuros y sulfatos, en proporciones superiores a las indicadas en los Artículos 27º, 28º y 29º.

### 37.4.1 Corrosión de las armaduras pasivas

Además de la limitación específica del contenido de iones cloruro para cada uno de los materiales componentes, se deberá cumplir que el contenido total de cloruros en un hormigón que contenga armaduras no activas, sea inferior a los siguientes límites:

- obras de hormigón armado u obras de hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración: 0,4% del peso del cemento

**37.4.2 Corrosión de las armaduras activas**

En el caso de estructuras pretensadas, se prohíbe el uso de cualquier sustancia que catalice la absorción del hidrógeno por el acero.

Además de la limitación específica del contenido de iones cloruro para cada uno de los materiales componentes, el contenido total de cloruros en un hormigón pretensado no deberá superar el 0,2% del peso del cemento.

Se prohíbe la utilización de empalmes o sujeciones con otros metales distintos del acero, así como la protección catódica.

Con carácter general, no se permitirá el uso de aceros protegidos por recubrimientos metálicos. La Direccion de Obra podrá permitir su uso cuando exista un estudio experimental que avale su comportamiento como adecuado para el caso concreto de cada obra.

**37.4.3 Protección y conservación de las armaduras activas y de los anclajes**

Se adoptarán las precauciones necesarias para evitar que las armaduras activas, durante su almacenamiento, colocación, o después de colocadas en obra, experimenten daños, especialmente entalladuras o calentamientos locales, que puedan modificar sus características o dar lugar a que se inicie un proceso de corrosión.

# TÍTULO IV

# Cálculo de secciones y elementos estructurales

## CAPÍTULO VIII

## Datos de los materiales para el proyecto

### Artículo 38º Características de los aceros

**38.1 Generalidades**

Los aceros de las armaduras pasivas deberán cumplir las condiciones prescritas en el Artículo 31º.

Las armaduras activas deberán estar constituidas por aceros que cumplan las condiciones prescritas en el Artículo 32º.

**38.2 Diagrama tensión-deformación característico del acero para armaduras pasivas**

Diagrama tensión-deformación característico es el que se adopta como base de los cálculos, asociado en esta Instrucción a un porcentaje del 5 por 100 de diagramas tensión-deformación más bajos.

Diagrama característico tensión-deformación del acero en tracción es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores de 10 por 1.000, presentan un nivel de confianza del 95 por 100 con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción realizados según la UNE 7474-1:92.

En compresión puede adoptarse el mismo diagrama que en tracción.

A falta de datos experimentales precisos, puede suponerse que el diagrama característico adopta la forma de la figura 38.2, pudiendo tomarse este diagrama como diagrama característico si se adoptan los valores tipificados del límite elástico dados en el Artículo 31º.

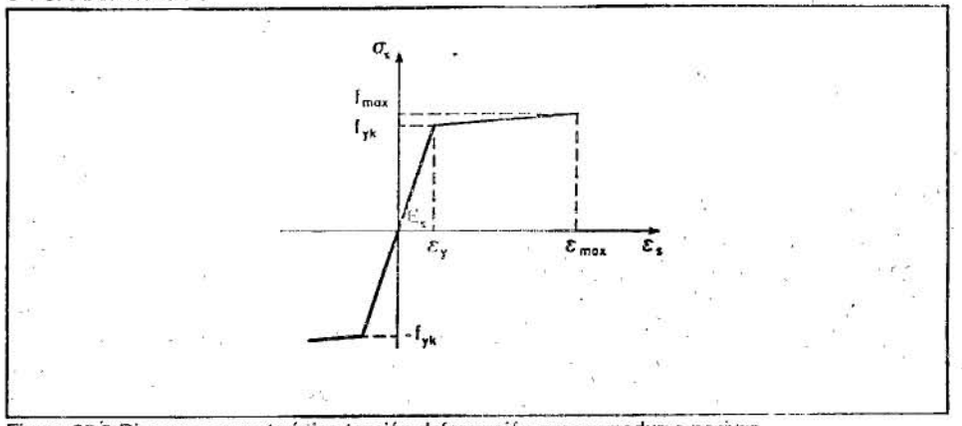



Figura 38.2 Diagrama característico tensión-deformación para armaduras pasivas

La rama de compresión es en todos los casos simétrica de la de tracción respecto al origen.

## 38.3 Resistencia de cálculo del acero para armaduras pasivas

Se considerará como resistencia de cálculo del acero $f_{yd}$ el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

siendo $f_{yk}$ el límite elástico característico y $\gamma_s$ el coeficiente parcial de seguridad definido en el Artículo 15º.

En el caso de emplear un nivel reducido de control para el acero (90.2), deberá tomarse como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{0{,}75\, f_{yk}}{\gamma_s}$$

Las expresiones indicadas son válidas tanto para tracción como para compresión.

Cuando en una misma sección coincidan aceros con diferente límite elástico, cada uno se considerará en el cálculo con su diagrama correspondiente.

## 38.4 Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras pasivas

El diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras pasivas (en tracción o en compresión) se deduce del diagrama característico mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke, de razón $1/\gamma_s$.

Cuando se utiliza el diagrama de la figura 38.2, se obtiene el diagrama de cálculo de la figura 38.4 en la que se observa que se puede considerar a partir de $f_{yd}$ una segunda rama con pendiente positiva, obtenida mediante afinidad oblicua a partir del diagrama característico, o bien una segunda rama horizontal, siendo esto último suficientemente preciso en general.

Se admite el empleo de otros diagramas de cálculo simplificados, siempre que su uso conduzca a resultados que estén suficientemente avalados por la experiencia.

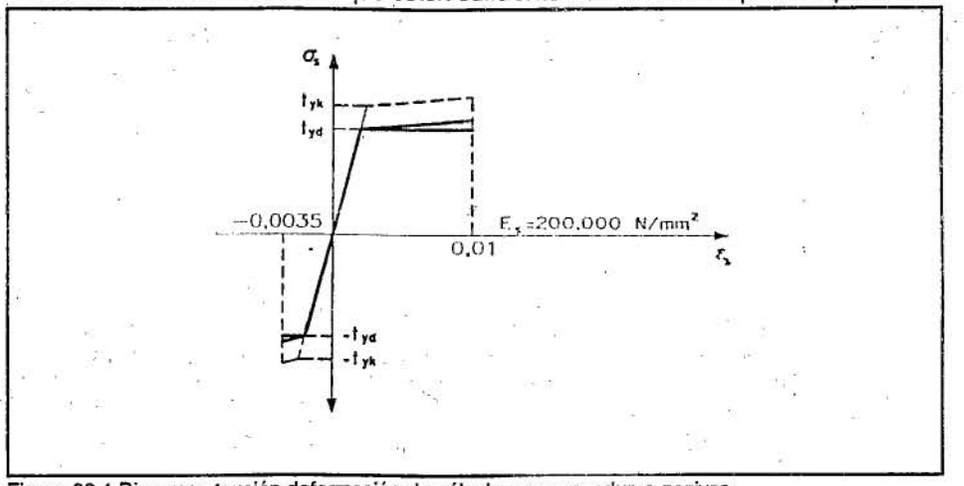



Figura 38.4 Diagrama tensión-deformación de cálculo para armaduras pasivas

## 38.5 Diagrama tensión-deformación característico del acero para armaduras activas

Como diagrama tensión-deformación característico del acero para armaduras activas (alambre, barra o cordón) puede adoptarse el que establezca su fabricante hasta la deformación $\varepsilon_p = 0{,}010$, como mínimo, y tal que, para una deformación dada las tensiones sean superadas en el 95% de los casos.

Si no se dispone de este diagrama garantizado, puede utilizarse el representado en la figura 38.5. Este diagrama consta de un primer tramo recto de pendiente $E_p$ y un segundo tramo curvo, a partir de 0,7 $f_{pk}$, definido por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 0{,}823\left(\frac{\sigma_p}{f_{pk}} - 0{,}7\right)^5 \quad para\ \sigma_p \geq 0{,}7 f_{pk}$$

siendo $E_p$ el módulo de deformación longitudinal definido en 38.8.

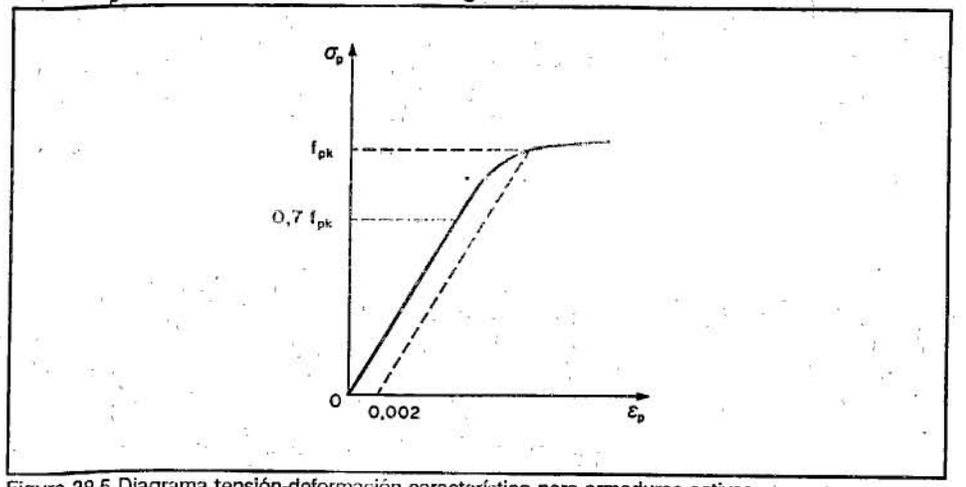



Figura 38.5 Diagrama tensión-deformación característico para armaduras activas

## 38.6 Resistencia de cálculo del acero para armaduras activas

Como resistencia de cálculo del acero para armaduras activas, se tomará:

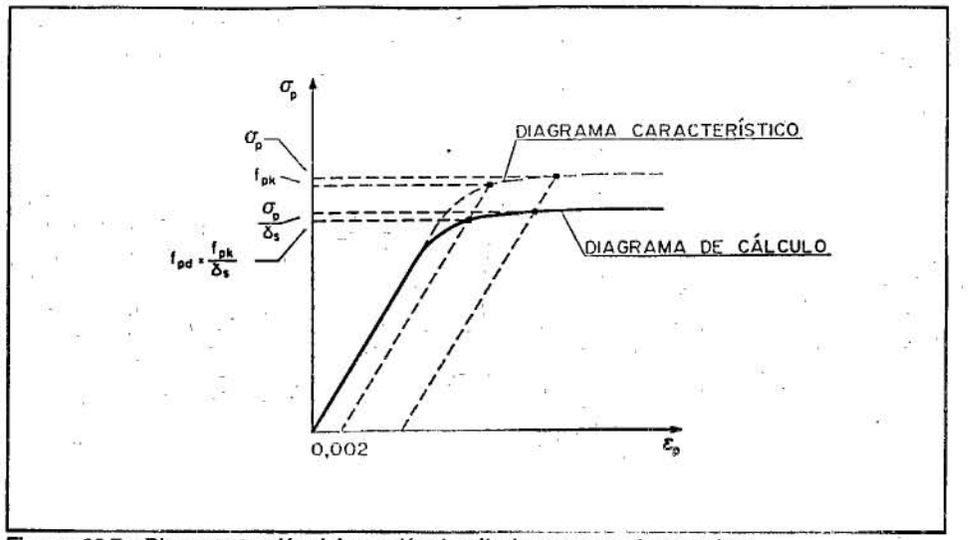
$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s}$$

siendo $f_{pk}$ el valor del límite elástico característico y $\gamma_s$ el coeficiente parcial de seguridad del acero dado en el Artículo 15º.

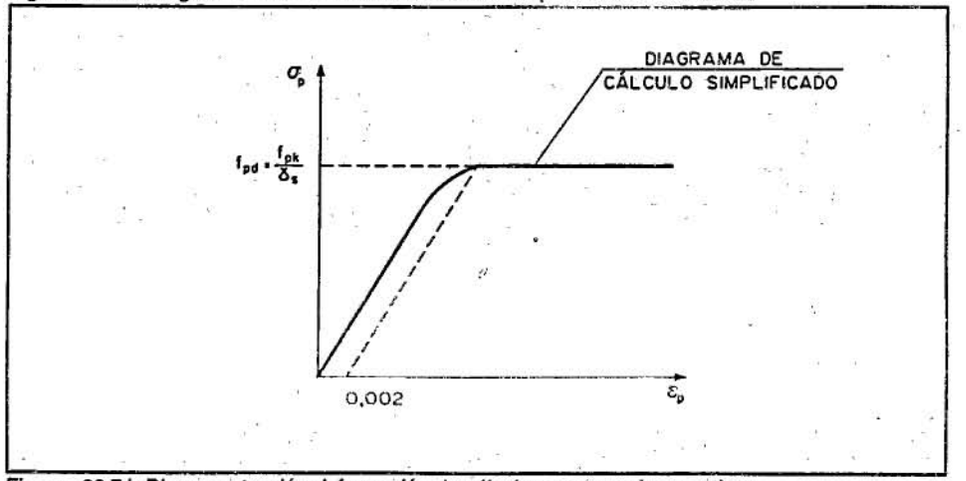
## 38.7 Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras activas

El diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras activas, se deducirá del correspondiente diagrama característico, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke, de razón $1/\gamma_s$ (ver figura 38.7.a).

Como simplificación, a partir de $f_{pd}$ se podrá tomar $\sigma_p = f_{pd}$ (ver figura 38.7.b).




Figuras 38.7.a Diagrama tensión-deformación de cálculo para armaduras activas




Figuras 38.7.b Diagrama tensión-deformación de cálculo para armaduras activas

## 38.8 Módulo de deformación longitudinal del acero para armaduras activas

Como módulo de deformación longitudinal del acero de las armaduras constituidas por alambres o barras se adoptará, salvo justificación experimental, el valor $E_p$ = 200.000 N/mm².

En los cordones, se pueden adoptar como valores noval y reiterativo los que establezca el fabricante o se determinen experimentalmente. En el diagrama característico (véase 38.5) debe tomarse el valor del módulo reiterativo. Si no existen

valores experimentales anteriores al proyecto puede adoptarse el valor $E_p$ = 190.000 N/mm².

Para la comprobación de alargamiento durante el tesado se requiere utilizar el valor del módulo noval determinado experimentalmente.

### 38.9 Relajación del acero para armaduras activas

La relajación $\rho$ del acero a longitud constante, para una tensión inicial $\sigma_{pi}=\alpha f_{máx}$ estando la fracción $\alpha$ comprendida entre 0,5 y 0,8 y para un tiempo $t$, puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\log\rho = \log\frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{pi}} = K_1+K_2 \log t$$

donde:

$\Delta\sigma_p$ Pérdida de tensión por relajación a longitud constante al cabo del tiempo $t$, en horas

$K_1, K_2$ Coeficientes que dependen del tipo de acero y de la tensión inicial (figura 38.9)

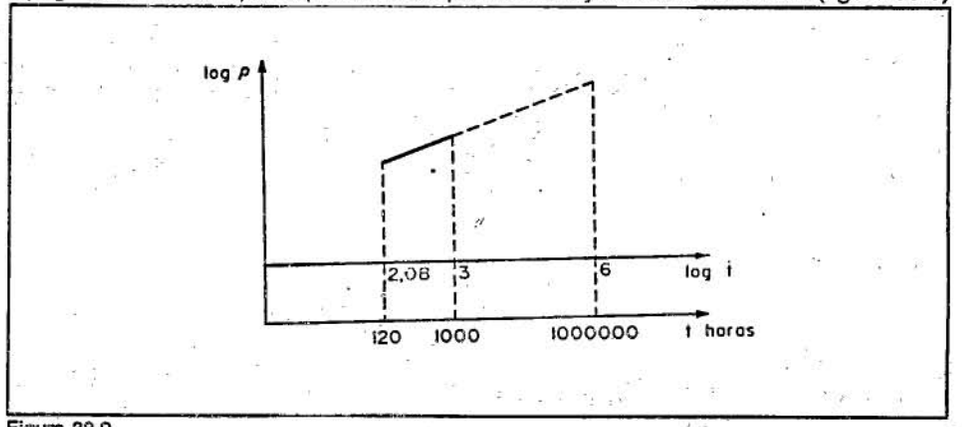



Figura 38.9

El fabricante del acero suministrará los valores de la relajación a 120 h y a 1.000 h, para tensiones iniciales de 0,6, 0,7 y 0,8 de $f_{máx}$ a temperaturas de 20±1°C y garantizará el valor a 1.000 h para $\alpha$ = 0,7.

Con estos valores de relajación pueden obtenerse los coeficientes $K_1$ y $K_2$ para $\alpha$ = 0,6, 0,7 y 0,8.

Para obtener la relajación con otro valor de $\alpha$ puede interpolarse linealmente admitiendo para $\alpha$ = 0,5; $\rho$ = 0.

Como valor final $\rho_t$ se tomará el que resulte para la vida estimada de la obra expresada en horas, o 1.000.000 de horas a falta de este dato.

### 38.10 Características de fatiga de las armaduras activas y pasivas

La variación de tensión máxima, debida a la carga de fatiga, debe ser inferior a los valores del límite de fatiga indicados en la tabla 38.10.

**Tabla 38.10 Límite de fatiga para armaduras pasivas y activas**

| Tipo de acero | Límite de fatiga $\Delta\sigma_D$ [N/mm²] | |
|---|---|---|
| | Adherencia directa | Adherencia dentro de vainas de acero |
| Armaduras pasivas | | |
| - Barras | 150 | — |
| - Mallas electrosoldadas | 100 | — |
| Armaduras activas | | |
| - Alambres | 150 | 100 |
| - Cordones constituidos por 7 alambres | 150 | 100 |
| - Barras de pretensado | — | 100 |

En el caso de barras dobladas, a falta de resultados experimentales específicos y representativos, el límite de fatiga indicado en la tabla 38.10 deberá disminuirse según el siguiente criterio:

$$\Delta\sigma_{D,red} = \left(1-3\frac{d}{D}\right)\Delta\sigma_D$$

donde:

$d$ Diámetro de la barra

$D$ Diámetro de doblado

En el caso de estribos verticales de diámetro menor o igual a 10 mm, no será necesaria ninguna reducción del límite de fatiga.

### 38.11 Características de fatiga de los dispositivos de anclaje y empalme de la armadura activa

Los dispositivos de anclaje y empalme se situarán, en la medida de lo posible, en secciones donde sea mínima la variación de tensiones.

En general, el límite de fatiga de este tipo de elementos es inferior al de las armaduras y deberá ser suministrado por el fabricante después de la realización de ensayos específicos y representativos.

## Artículo 39º Características del hormigón

### 39.1 Definiciones

Resistencia característica de proyecto, $f_{ck}$ es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, como base de los cálculos. Se denomina también resistencia característica especificada o resistencia de proyecto.

Resistencia característica real, $f_{c\,real}$, de obra es el valor que corresponde al cuantil del 5 por 100 en la distribución de resistencia a compresión del hormigón colocado en obra.

Resistencia característica estimada, $f_{c\,est}$ es el valor que estima o cuantifica la resistencia característica real de obra a partir de un número finito de resultados de ensayos normalizados de resistencia a compresión, sobre probetas tomadas en obra. Abreviadamente se puede denominar resistencia característica.

La determinación de la resistencia característica estimada se realizará según 88.4.

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica inferior a tracción $f_{ct,k}$ (correspondiente al cuantil del 5 por 100) viene dada, en función de la resistencia característica de proyecto a compresión $f_{ck}$, por la fórmula:

$$f_{ct,k}=0{,}21\sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Los valores de la resistencia media a tracción $f_{ct,m}$ y resistencia característica superior a tracción (correspondiente al cuantil del 95 por 100) $f_{ct,k\,0,95}$ pueden estimarse, a falta de resultados de ensayos, mediante:

$$f_{ct,m}=0{,}30\sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ct,k\,0,95}=0{,}39\sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

En todas estas fórmulas, $f_{ct,k}$, $f_{ck}$, $f_{ct,m}$ y $f_{ct,k\,0,95}$ están expresadas en N/mm².

En la presente Instrucción, la expresión *resistencia característica a tracción* se refiere siempre, salvo que se indique lo contrario, a la resistencia característica inferior a tracción $f_{ct,k}$.

### 39.2 Tipificación de los hormigones

Los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos de proyecto y en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del proyecto):

$$T - R / C / TM / A$$

donde:

| | |
|---|---|
| *T* | Indicativo que será HM en el caso de hormigón en masa, HA en el caso de hormigón armado y HP en el de pretensado |
| *R* | Resistencia característica especificada, en N/mm² |
| *C* | Letra inicial del tipo de consistencia, tal y como se define en 30.6 |
| *TM* | Tamaño máximo del árido en milímetros, definido en 28.2 |
| *A* | Designación del ambiente, de acuerdo con 8.2.1 |

En cuanto a la resistencia característica especificada, se recomienda utilizar la siguiente serie:

20, 25, 30, 35, 40, 45, 50

En la cual las cifras indican la resistencia característica especificada del hormigón a compresión a 28 días, expresada en N/mm².

La resistencia de 20 N/mm² se limita en su utilización a hormigones en masa.

El hormigón que se prescriba deberá ser tal que, además de la resistencia mecánica, asegure el cumplimiento de los requisitos de durabilidad (contenido mínimo de cemento y relación agua/cemento máxima) correspondientes al ambiente del elemento estructural, reseñados en 37.3.

Salvo indicación expresa, las prescripciones y requisitos de la presente Instrucción están avalados por la experimentación para resistencia de hasta 50 N/mm², por lo que para valores superiores a éste, se deberá realizar la adecuación oportuna.

### 39.3 Diagrama tensión-deformación característico del hormigón

El diagrama característico tensión-deformación del hormigón depende de numerosas variables: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de la solicitación, tipo de árido, estado de humedad, etc.

Dada la dificultad de disponer del diagrama tensión-deformación del hormigón, aplicable al caso concreto en estudio, a efectos prácticos pueden utilizarse diagramas característicos simplificados.

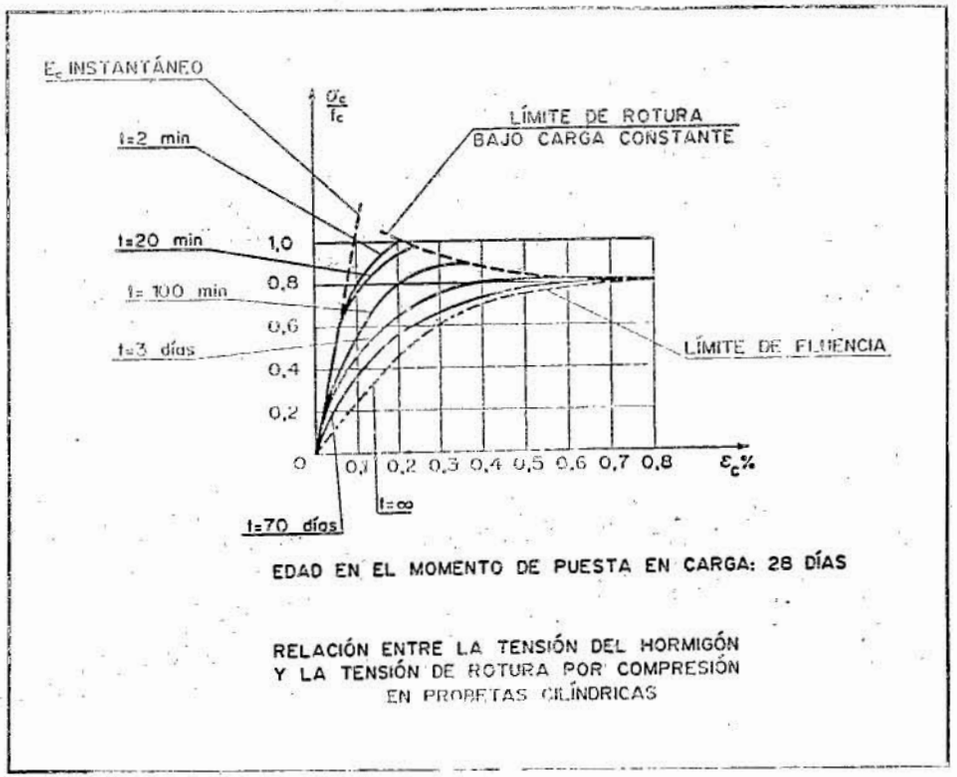



Figura 39.3.a

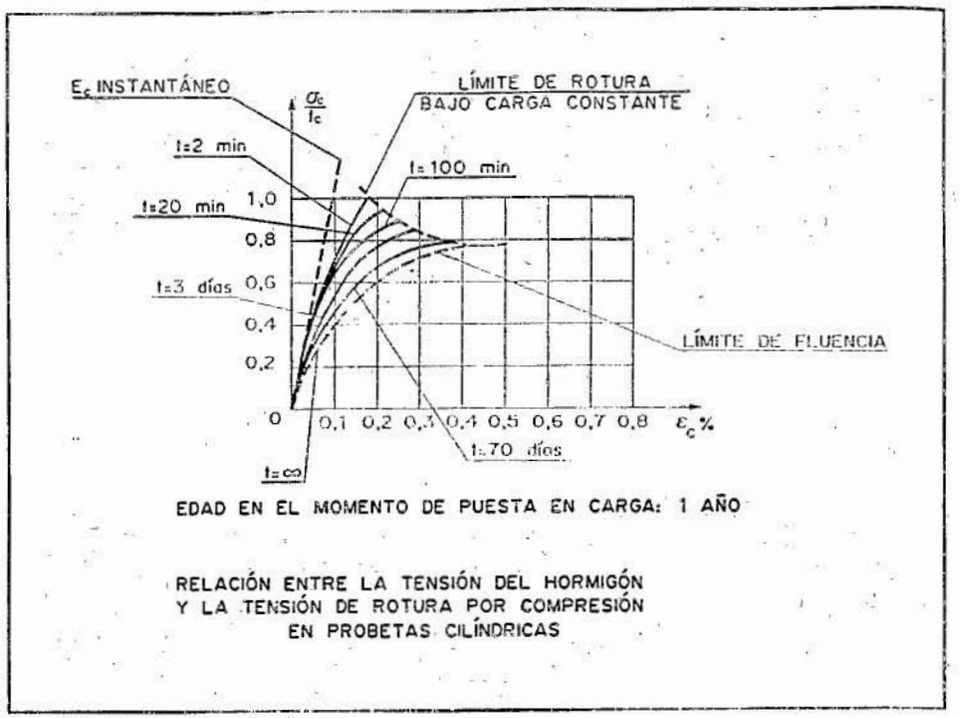



Figura 39.3.b

### 39.4 Resistencia de cálculo del hormigón

Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión $f_{cd}$ o en tracción $f_{ct,d}$) el valor de la resistencia característica de proyecto $f_{ck}$ correspondiente, dividido por un coeficiente parcial de seguridad $\gamma_c$, que adopta los valores indicados en el Artículo 15º.

### 39.5 Diagrama tensión-deformación de cálculo del hormigón

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales, en los Estados Límite Últimos se adoptará uno de los diagramas siguientes:

a) Diagrama parábola rectángulo

Está formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (figura 39.5.a). El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a 0,85 $f_{cd}$ siendo $f_{cd}$ la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

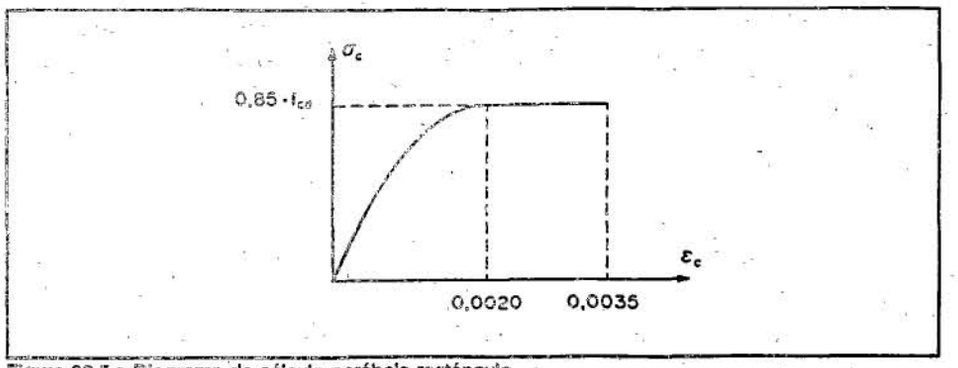



Figura 39.5.a Diagrama de cálculo parábola rectángulo.

b) Diagrama rectangular

Está formado por un rectángulo cuya altura $y$ se da en función de la profundidad del eje neutro $x$ en la figura 39.5.b (para el caso habitual $x \leq h$ es $y=0,8x$) y cuya anchura es 0,85 $f_{cd}$.

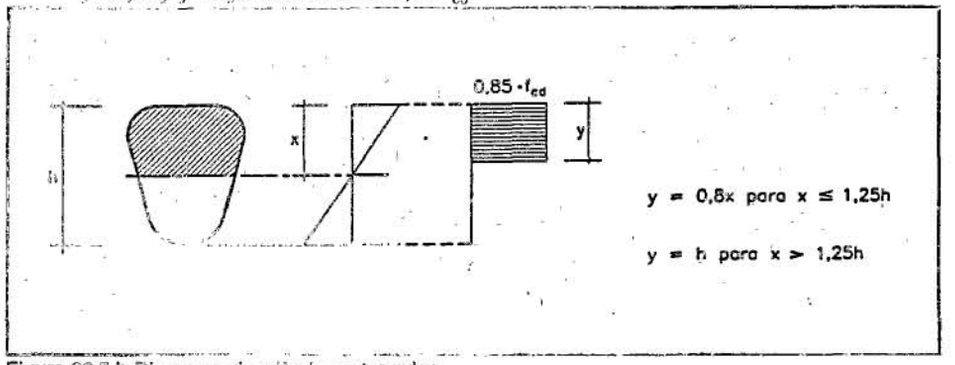



Figura 39.5.b Diagrama de cálculo rectangular

c) Otros diagramas de cálculo, como los parabólicos, birrectilíneos, trapezoidales, etc. Se aceptarán siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de una manera satisfactoria, con los correspondientes a los de la parábola-rectángulo o queden del lado de la seguridad.

## 39.6 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real $\sigma$-$\epsilon$) a la edad de $j$ días, puede tomarse igual a:

$$E_{0j} = 10.000 \sqrt[3]{f_{cmj}}$$

En esta expresión $f_{cmj}$ es la resistencia media a compresión del hormigón a $j$ días de edad y debe expresarse en N/mm² para obtener $E_{0j}$ en N/mm².

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal secante $E_j$ (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_j = 8.500 \sqrt[3]{f_{cmj}}$$

Dicha expresión es válida siempre que las tensiones, en condiciones de servicio, no sobrepasen el valor de 0,45 $f_{cj}$, siendo $f_{cj}$ la resistencia característica a compresión del hormigón a $j$ días de edad.

## 39.7 Retracción del hormigón

Para la evaluación del valor de la retracción, han de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

## 39.8 Fluencia del hormigón

La deformación dependiente de la tensión, en el instante $t$, para una tensión constante $\sigma(t_0)$, menor que 0,45$f_{cm}$, aplicada en $t_0$, puede estimarse de acuerdo con el criterio siguiente:

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \sigma(t_0)\left(\frac{1}{E_{0,t_0}} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_{0,28}}\right)$$

donde $t_0$ y $t$ se expresan en días.

El primer sumando del paréntesis representa la deformación instantánea para una tensión unidad, y el segundo la de fluencia, siendo:

$E_{0,28}$ Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a los 28 días de edad, definido en 39.6.

$E_{0,t0}$ Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón en el instante $t_0$ de aplicación de la carga, definido en 39.6.

$\varphi(t,t_0)$ Coeficiente de fluencia.

## 39.9 Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20.

### 39.10 Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón se tomará igual a $10^{-5}$.

# CAPÍTULO IX

# Capacidad resistente de bielas, tirantes y nudos

## Artículo 40º Capacidad resistente de bielas, tirantes y nudos

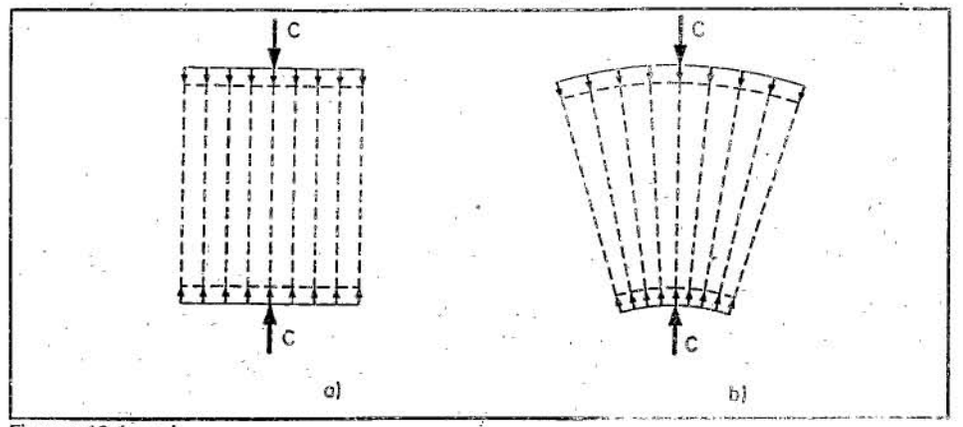
### 40.1 Generalidades

El modelo de bielas y tirantes constituye un procedimiento adecuado para explicar el comportamiento de elementos de hormigón estructural, tanto en regiones B como en regiones D (Artículo 24º).

Los elementos de un modelo de bielas y tirantes son las bielas, los tirantes y los nudos.

Los tirantes, habitualmente, están constituidos por armaduras activas o pasivas.

Una biela puede representar un campo de compresiones de ancho uniforme, tal y como se muestra en la figura 40.1.a, o un campo de compresiones de anchura variable o con forma de abanico, tal como se muestra en la figura 40.1.b.




Figuras 40.1.a y b

Un nudo es una zona donde los campos de compresiones o las tracciones de los tirantes se intersecan.

En este artículo se exponen los criterios de comprobación de cada uno de estos elementos en Estado Límite Último.

Si bien los criterios expuestos en este Capítulo constituyen comprobaciones en Estado Límite Último que no implican la comprobación automática del Estado Límite de Fisuración, se definen aquí algunas limitaciones que, junto con los principios generales expuestos en el Artículo 24º, conducen en la práctica a un control adecuado de la fisuración.

## 40.2 Capacidad resistente de los tirantes constituidos por armaduras

En Estado Límite Último se supondrá que la armadura alcanza la tensión de cálculo, es decir:

- Para armaduras pasivas $\sigma_{sd} = f_{yd}$
- Para armaduras activas $\sigma_{pd} = f_{pd}$

Cuando no se estudien las condiciones de compatibilidad de una forma explícita, será necesario limitar la deformación máxima de los tirantes en Estado Límite Último y, con ello, se limita indirectamente la tensión de la armadura en Estado Límite de Servicio.

La capacidad resistente de un tirante constituido por armaduras puede expresarse:

$$A_s f_{yd} + A_p f_{pd}$$

donde:

$A_s$ Sección de la armadura pasiva.
$A_p$ Sección de la armadura activa.

## 40.3 Capacidad resistente de las bielas

La capacidad de una biela comprimida está fuertemente influenciada por el estado de tensiones y deformaciones transversales al campo de compresiones así como por la fisuración existente.

### 40.3.1 Bielas de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial

Este es el caso del cordón comprimido de una viga, debido a esfuerzos de flexión, y cuya capacidad resistente puede evaluarse de acuerdo con los diagramas tensión-deformación indicados en 39.5, donde la tensión máxima para el hormigón comprimido se limita al valor

$$f_{1cd} = 0{,}85 f_{cd}$$

Además de los diagramas definidos en 39.5, podrá utilizarse un diagrama rectangular tal como el indicado en la figura 40.3.1, tomando como tensión máxima el valor de $f_{1cd}$ definido a continuación.

$$f_{1cd} = 0{,}85\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \text{ , con } f_{ck} \text{ en N/mm}^2$$

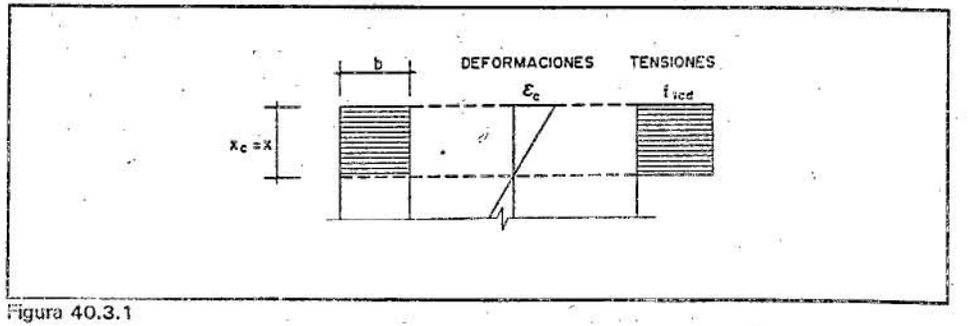



Figura 40.3.1

En este caso, la capacidad resistente de la biela puede expresarse como:

$$A_c f_{1cd}$$

donde:

$A_c$ Área de la biela comprimida ($A_c = xb$)

### 40.3.2 Bielas de hormigón con fisuración oblicua o paralela a la biela

En este caso, el campo de compresiones que constituye una biela de hormigón puede presentar fisuración oblicua o paralela a la dirección de las compresiones.

Debido al estado tensional y de fisuración del hormigón, la capacidad resistente a compresión disminuye considerablemente.

De forma simplificada, se puede definir la capacidad resistente del hormigón en estos casos, de la siguiente forma:

- Cuando existen fisuras paralelas a las bielas y armadura transversal suficientemente anclada

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

- Cuando las bielas transmiten compresiones a través de fisuras de abertura controlada por armadura transversal suficientemente anclada (este es el caso del alma de vigas sometidas a cortante).

$$f_{1cd}=0{,}60\,f_{cd}$$

- Cuando las bielas comprimidas transfieren compresiones a través de fisuras de gran abertura (este es el caso de elementos sometidos a tracción o el de las alas traccionadas de secciones en T).

$$f_{1cd}=0{,}40\,f_{cd}$$

### 40.3.3 Bielas de hormigón con armaduras comprimidas

La armadura puede considerarse contribuyendo efectivamente a la capacidad resistente de las bielas cuando se sitúan en el interior del campo y en dirección paralela a las compresiones y existe armadura transversal suficiente para evitar el pandeo de estas barras.

La tensión máxima del acero comprimido podrá considerarse

$$\sigma_{sd,c} = f_{yd}$$

cuando sea posible establecer las condiciones de compatibilidad que así lo justifiquen, o

$$\sigma_{sd,c} = 400\,N/mm^2$$

cuando no se establezcan condiciones de compatibilidad explícitas.

En este caso, la capacidad resistente de las bielas puede expresarse como:

$$A_c f_{1cd}+A_{sa}\sigma_{sd,c}$$

siendo $A_{sa}$ el área de la armadura de la biela.

### 40.3.4 Bielas de hormigón confinado

La capacidad resistente de las bielas puede aumentarse si el hormigón se confina apropiadamente (figura 40.3.4.a). Para cargas estáticas, la resistencia del hormigón puede aumentarse multiplicando $f_{1cd}$ por:

$$(1+1{,}6\,\alpha\,\omega_W)$$

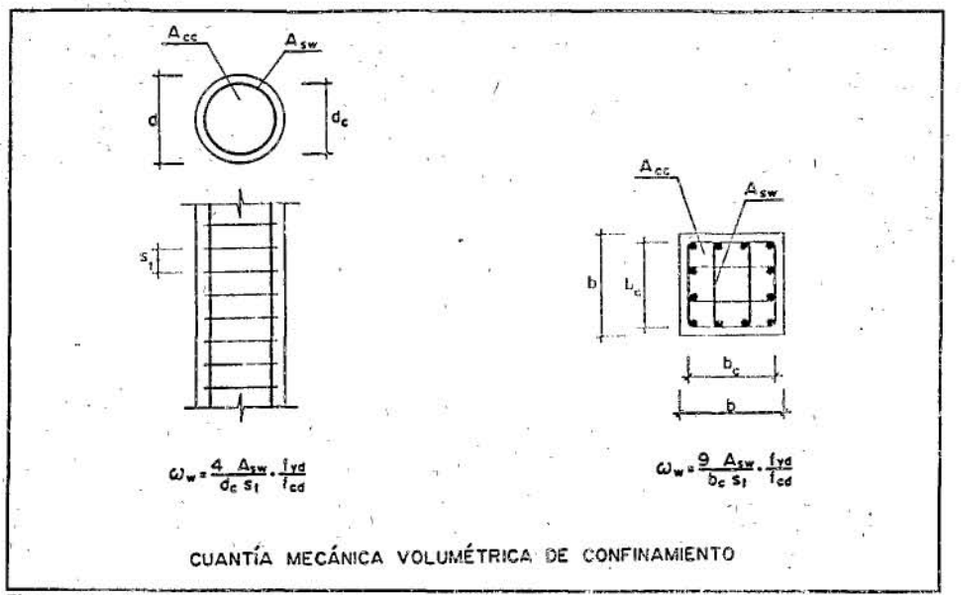



Figura 40.3.4.a

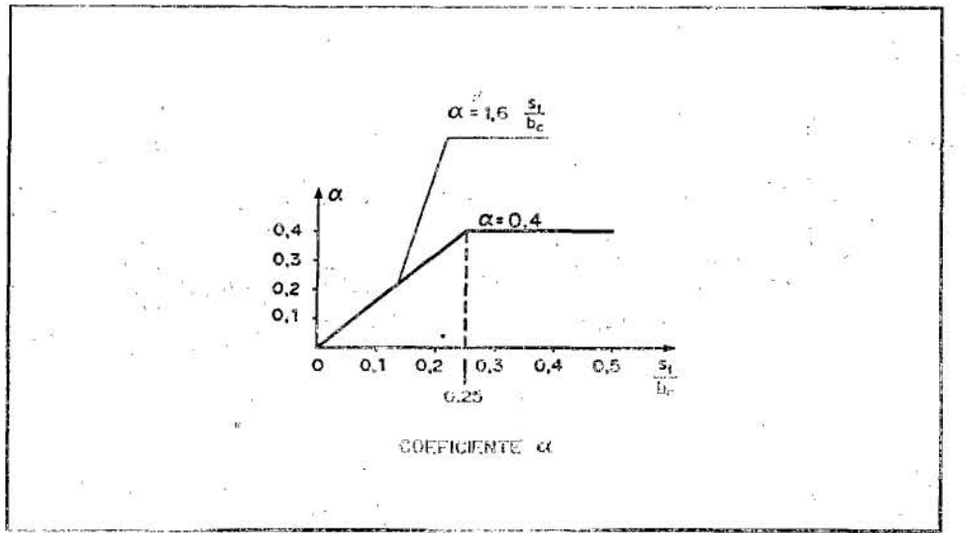



Figura 40.3.4.b

donde:

$\alpha$ Factor definido en la figura 40.3.4.b.
$\omega_w$ Cuantía mecánica volumétrica de confinamiento, definida por (ver figura 40.3.4.a):

$$\omega_w = \frac{W_{sc}\, f_{yd}}{W_c\, f_{cd}}$$

donde:

$W_{sc}$ Volumen de horquillas y estribos de confinamiento.
$W_c$ Volumen de hormigón confinado.

En este caso, la capacidad resistente de las bielas puede expresarse como

$$A_{cc}(1+1{,}6\,\alpha\,\omega_w)\,f_{1cd}$$

donde:

$A_{cc}$ Área de hormigón encerrada por la armadura de confinamiento.

### 40.3.5 Bielas con interferencias de vainas con armaduras activas

Si las bielas están atravesadas por vainas de armaduras activas, adherentes o no adherentes, y cuando la suma de los diámetros sea mayor que $b/6$, siendo $b$ el ancho total de la biela, deberá reducirse el ancho a considerar en la comprobación de la capacidad resistente de acuerdo con el siguiente criterio:

$$b_0 = b - \eta\,\Sigma\phi$$

donde:

$b_0$ Ancho de la biela a considerar en la comprobación.
$\Sigma\phi$ Suma de los diámetros de las vainas, al nivel más desfavorable.
$\eta$ Coeficiente que depende de las características de la armadura.
$\eta = 0{,}5$ para vainas con armadura activa adherente
$\eta = 1{,}0$ para vainas con armadura activa no adherente

## 40.4 Capacidad resistente de los nudos

### 40.4.1 Generalidades

Los nudos deben estar concebidos, dimensionados y armados de tal forma que todos los esfuerzos actuantes estén equilibrados y los tirantes convenientemente anclados.

El hormigón de los nudos puede estar sometido a estados multitensionales y esta particularidad debe ser tenida en cuenta ya que supone un aumento o disminución de su capacidad resistente.

En los nudos deben comprobarse los siguientes aspectos:

- Que el anclaje de los tirantes está asegurado (Artículos 66º y 67º).
- Que la tensión máxima del hormigón no supere su máxima capacidad resistente.

### 40.4.2 Nudos multicomprimidos

En nudos que conectan sólo bielas comprimidas, tal como se muestra en los ejemplos de la figura 40.4.2, se presenta normalmente un estado tensional multicomprimido que permite aumentar la capacidad resistente a compresión del hormigón de acuerdo con los criterios siguientes:

$$f_{2cd} = f_{cd}$$

para estados biaxiales de compresión y

$$f_{3cd} = 3{,}30\,f_{cd}$$

para estados triaxiales de compresión.

Cuando se consideren estos valores de capacidad resistente a compresión del hormigón del nudo deben tenerse en cuenta las tensiones transversales inducidas, que habitualmente requieren una armadura específica.

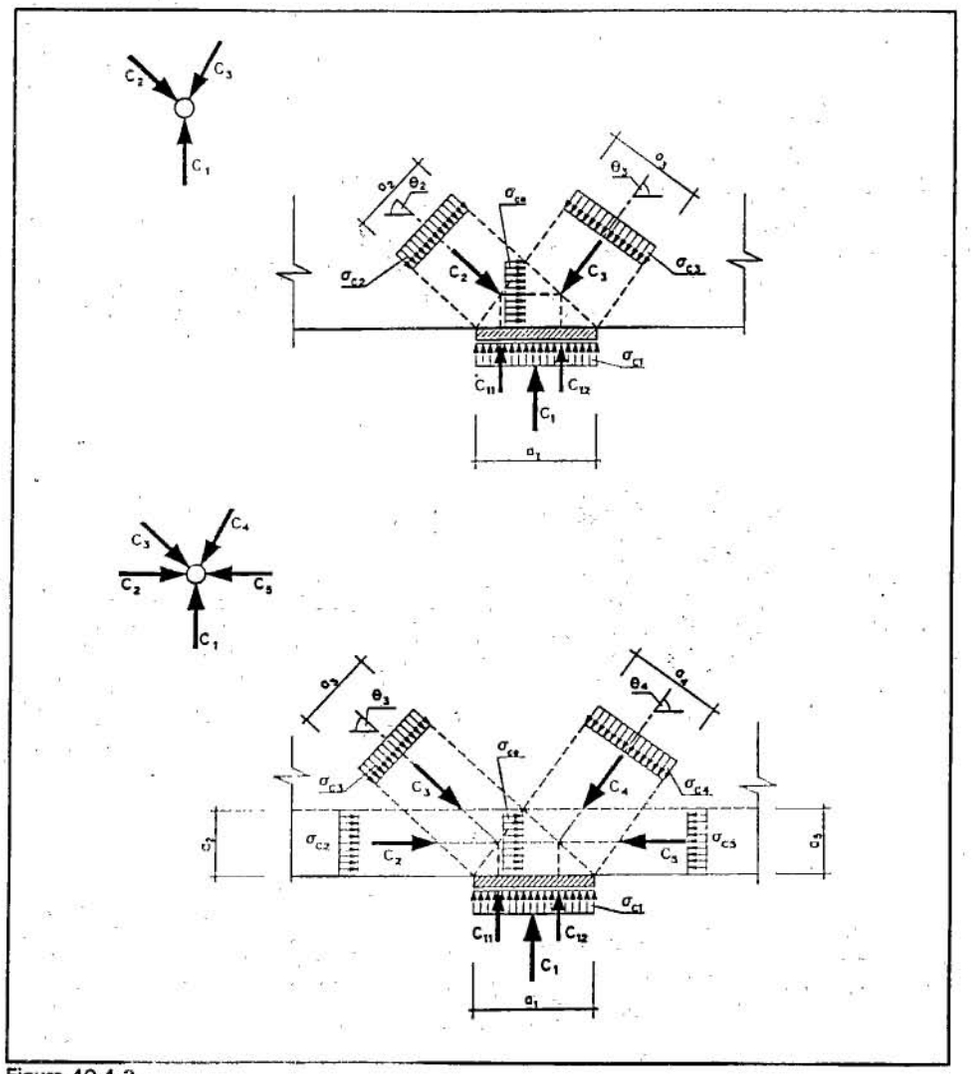



Figura 40.4.2

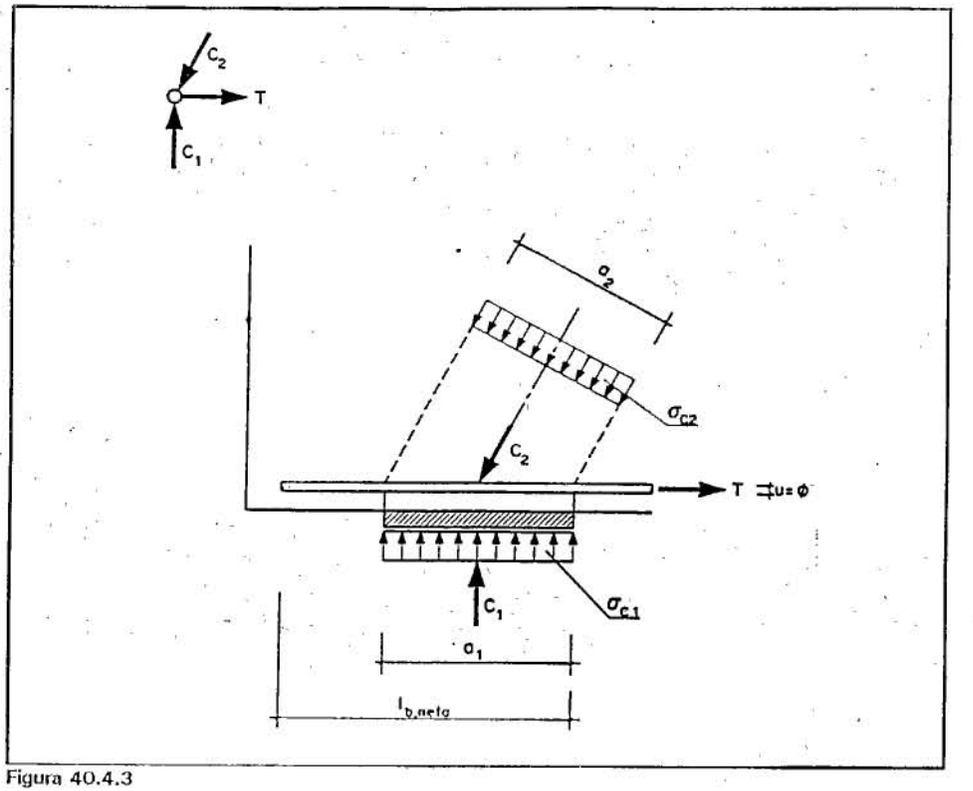



Figura 40.4.3

### 40.4.3 Nudos con tirantes anclados

Nudos característicos de este tipo son los que se muestran en la figura 40.4.3. En este tipo de nudos la capacidad resistente a compresión es:

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

# CAPÍTULO X

# Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos

## Artículo 41º Estado Límite de Equilibrio

Habrá que comprobar que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc.), aplicando los métodos de la Mecánica Racional y teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones.

$$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$$

donde:

$E_{d,estab}$ Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.
$E_{d,desestab}$ Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.

## Artículo 42º Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

### 42.1 Principios generales de cálculo

#### 42.1.1 Definición de la sección

##### 42.1.1.1 Dimensiones de la sección

Para la obtención de la capacidad resistente de una sección, ésta se considerará con sus dimensiones reales en la fase de construcción -o de servicio- analizada, excepto en piezas de sección en T, I o similares, para las que se tendrán en cuenta las anchuras eficaces indicadas en 18.2.1.

##### 42.1.1.2 Sección resistente

A efectos de cálculos correspondientes a los Estados Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales, la sección resistente de hormigón se obtiene de las dimensiones de la pieza y cumpliendo con los criterios de 40.3.5.

#### 42.1.2 Hipótesis básicas

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectuará a partir de las hipótesis generales siguientes:

a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento detallados en 42.1.3.

b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación entre la distancia entre puntos de momento nulo y el canto total, es superior a 2.

c) Las deformaciones $\varepsilon_s$ de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
Las deformaciones totales de las armaduras activas adherentes deben considerar, además de la deformación que se produce en la fibra correspondiente en el plano de deformación de agotamiento ($\varepsilon_0$), la deformación producida por el pretensado y la deformación de descompresión (figura 42.1.2) según se define a continuación:

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{p0}$$

donde:

$\varepsilon_{cp}$ Deformación de descompresión del hormigón a nivel de la fibra de armadura considerada.
$\varepsilon_{p0}$ Predeformación de la armadura activa debida a la acción del pretensado en la fase considerada, teniendo en cuenta las pérdidas que se hayan producido.

d) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es alguno de los que se definen en 39.5. No se considerará la resistencia del hormigón a tracción.
El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas, es el que se define en 38.4.
El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras activas, es el que se define en 38.7.

e) Se aplicarán a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos. De esta forma podrá calcularse la capacidad resistente última mediante la integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras activas y pasivas.

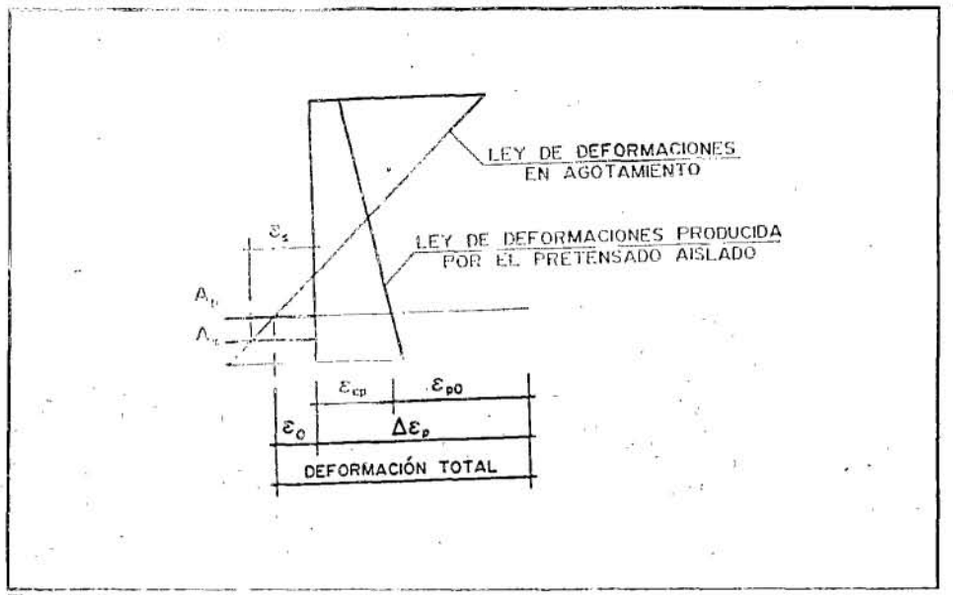



Figura 42.1.2

### 42.1.3 Dominios de deformación

Las deformaciones límite de las secciones, según la naturaleza de la solicitación, conducen a admitir los siguientes dominios (figura 42.1.3.):

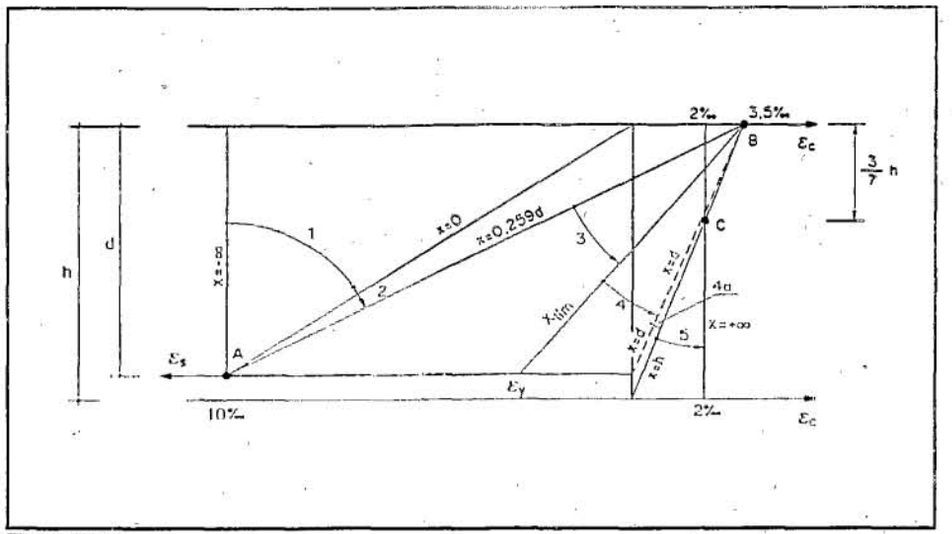



Figura 42.1.3

**Dominio 1:** Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por 1000.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón $\varepsilon_{cu}$ = 3,5 por 1.000. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por 1.000 y $\varepsilon_y$, siendo $\varepsilon_y$ el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

**Dominio 4:** Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre $\varepsilon_y$ y 0.

Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

**Dominio 5:** Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la

deformación de rotura del hormigón por compresión, $\varepsilon_{cu}$ = 2 por 1.000.

### 42.1.4 Dimensionamiento o comprobación de secciones

A partir de las hipótesis básicas definidas en 42.1.2 es posible plantear las ecuaciones de equilibrio de la sección, que constituyen un sistema de ecuaciones no lineales.

En el caso de dimensionamiento, se conocen la forma y dimensiones de la sección de hormigón, la posición de la armadura, las características de los materiales y los esfuerzos de cálculo y son incógnitas el plano de deformación de agotamiento y la cuantía de armadura.

En el caso de comprobación, se conocen la forma y dimensiones de la sección de hormigón, la posición y cuantía de la armadura y las características de los materiales y son incógnitas el plano de deformación de agotamiento y los esfuerzos resistentes de la sección.

## 42.2 Casos particulares

### 42.2.1 Excentricidad mínima

En soportes y elementos de función análoga toda sección sometida a una solicitación normal exterior de compresión $N_d$ debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:

$$h/20 \text{ y } 2 \text{ cm}$$

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

### 42.2.2 Efecto de confinamiento del hormigón

El hormigón confinado en compresión mejora sus condiciones de resistencia y ductilidad, aspecto este último muy importante para garantizar un comportamiento estructural que permita aprovechar, de forma óptima, toda la capacidad resistente adicional de un elemento hiperestático.

El confinamiento de la zona comprimida de hormigón puede conseguirse con una adecuada cuantía de armadura transversal, convenientemente dispuesta y anclada.

### 42.2.3 Armaduras activas no adherentes

El incremento de tensión en las armaduras activas no adherentes depende del incremento de longitud del tendón entre los anclajes que, a su vez, depende de la deformación global de la estructura en Estado Límite Último.

## 42.3 Disposiciones relativas a las armaduras

### 42.3.1 Generalidades

Si existen armaduras pasivas en compresión, para poder tenerlas en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos, cuya separación $s_t$ sea igual o inferior a quince veces el diámetro $\varnothing_{mín}$ de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro $\varnothing_t$ sea igual o superior a la cuarta parte de $\varnothing_{máx}$, siendo $\varnothing_{máx}$ el diámetro de la armadura comprimida más gruesa. Si la separación $s_t$ entre cercos es inferior a 15 $\varnothing_{mín}$, su diámetro $\varnothing_t$ podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación $s_t$ siga siendo la misma que cuando se adopta:

$$\varnothing_t = 1/4\ \varnothing_{máx}\ ;\ y\ s_t = 15\ \varnothing_{mín}$$

Para piezas comprimidas, en cualquier caso, $s_t$ debe ser inferior que la dimensión menor del elemento y no mayor que 30 cm.

La armadura pasiva longitudinal resistente, o la de piel, habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas ($s$) cumpla las siguientes limitaciones:

$s \leq$ 30 cm.

$s \leq$ tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento, alma o alas, en las que vayan situadas.

En zonas de solapo o de doblado de las barras puede ser necesario aumentar la armadura transversal.

### 42.3.2 Flexión simple o compuesta

En todos aquellos casos en los que el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, la armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_p f_{pd} + A_s f_{yd} \geq 0{,}25 \frac{W_1}{h} f_{cd}$$

donde:

$A_p$ Área de la armadura activa adherente.

$A_s$ Área de la armadura pasiva.
$f_{pd}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción.
$f_{yd}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción.
$f_{cd}$ Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
$W_1$ Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.
$h$ Canto total de la sección.

### 42.3.3 Compresión simple o compuesta

En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras, principales en compresión $A'_{s1}$ y $A'_{s2}$ (ver figura 42.3.3) deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$A'_{s1}\, f_{yc,d} \geq 0{,}05\, N_d \qquad A'_{s1}\, f_{yc,d} \leq 0{,}5\, f_{cd}\, A_c$$
$$A'_{s2}\, f_{yc,d} \geq 0{,}05\, N_d \qquad A'_{s2}\, f_{yc,d} \leq 0{,}5\, f_{cd}\, A_c$$

donde:

$f_{yc,d}$ Resistencia de cálculo del acero a compresión $f_{yc,d} = f_{yd} \leq 400\ N/mm^2$.
$N_d$ Esfuerzo actuante normal mayorado de compresión.
$f_{cd}$ Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
$A_c$ Área de la sección total de hormigón.

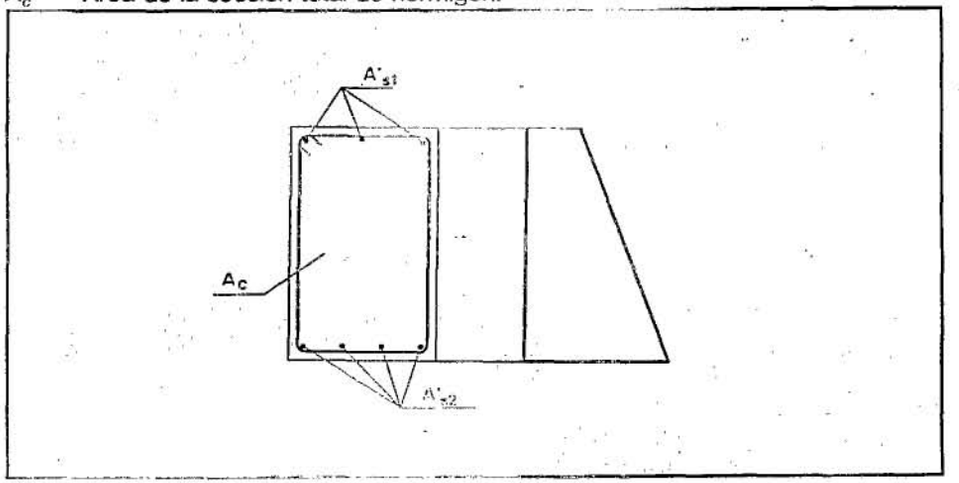



Figura 42.3.3

### 42.3.4 Tracción simple o compuesta

En el caso de secciones de hormigón sometidas a tracción simple o compuesta, provistas de dos armaduras principales, deberán cumplirse las siguientes limitaciones:

$$A_p\, f_{pd} + A_s\, f_{yd} \geq 0{,}20\, A_c\, f_{cd}$$

### 42.3.5 Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del acero utilizado, siempre que dichos valores resulten más exigentes que los señalados en 42.3.2, 42.3.3 y 42.3.4.

**Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón**

| Tipo de elemento estructural | | Tipo de acero | |
|---|---|---|---|
| | | B 400 S | B 500 S |
| Pilares | | 4,0 | 4,0 |
| Losas (*) | | 2,0 | 1,8 |
| Vigas (**) | | 3,3 | 2,8 |
| Muros (***) | Armadura horizontal | 4,0 | 3,2 |
| | Armadura vertical | 1,2 | 0,9 |

(*) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(**) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

(***) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

## Artículo 43º Estado Límite de Inestabilidad

### 43.1 Generalidades

#### 43.1.1 Campo de aplicación

Este artículo concierne a la comprobación de soportes aislados, estructuras aporticadas y estructuras reticulares en general, en los que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

La aplicación de este artículo está limitada a los casos en que pueden despreciarse los efectos de torsión.

Esta Instrucción no cubre los casos en que la esbeltez mecánica $\lambda$ de los soportes (ver definición en 43.1.2.) es superior a 200.

### 43.1.2 Definiciones

A los efectos de aplicación de este Artículo 43º se denominan:

- *Estructuras intraslacionales* aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- *Estructuras traslacionales* aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- *Soportes aislados*, los soportes isostáticos, o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga.
- *Esbeltez mecánica* de un soporte de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo $l_o$ del soporte (distancia entre puntos de inflexión de la deformada) y el radio de giro $i$ de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada.
- *Esbeltez geométrica* de un soporte de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo $l_o$ del soporte y la dimensión ($b$ ó $h$) de la sección que es paralela al plano de pandeo.

## 43.2 Método general

La comprobación general de una estructura, teniendo en cuenta las no linealidades geométrica y mecánica, puede realizarse de acuerdo con los principios generales indicados en 21.3.4 y 21.3.5. Con esta comprobación se justifica que la estructura, para las distintas combinaciones de acciones posibles, no presenta condiciones de inestabilidad global ni local, a nivel de sus elementos constitutivos, ni resulta sobrepasada la capacidad resistente de las distintas secciones de dichos elementos.

Deben considerarse en el cálculo las incertidumbres asociadas a la predicción de los efectos de segundo orden y, en particular, los errores de dimensión e incertidumbres en la posición y línea de acción de las cargas axiles.

## 43.3 Comprobación de estructuras intraslacionales

En las estructuras intraslacionales, el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse según la teoría de primer orden. A partir de los esfuerzos así obtenidos, se efectuará una comprobación de los efectos de segundo orden de cada soporte considerado aisladamente, de acuerdo con 43.5.

## 43.4 Comprobación de estructuras traslacionales

Las estructuras traslacionales serán objeto de una comprobación de estabilidad de acuerdo con las bases generales de 43.2.

## 43.5 Comprobación de soportes aislados

Para soportes con esbeltez mecánica comprendida entre 100 y 200 se aplicará el método general establecido en 43.5.1.

Para soportes con esbeltez mecánica comprendida entre 35 y 100 puede aplicarse el método aproximado de 43.5.2 ó 43.5.3.

Para soportes con esbeltez mecánica inferior a 35 pueden despreciarse los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no efectuar comprobación alguna en relación con el Estado Límite de Inestabilidad.

### 43.5.1 Método general

En general la comprobación de soportes aislados se llevará a cabo de acuerdo con las bases de 43.2.

### 43.5.2 Método aproximado. Flexión compuesta recta

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

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2$$

$$e_a = (1+0{,}12\beta)(\varepsilon_y+\varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\,\frac{l_0^2}{50i_c}$$

donde:

$e_a$ Excentricidad ficticia utilizada para representar los efectos de segundo orden.

$e_e$ Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente.

$e_e = 0{,}6e_2 + 0{,}4e_1 \geq 0{,}4e_2$ para soportes intraslacionales;

$e_e = e_2$ para soportes traslacionales.

$e_2$ Excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.

$e_1$ Excentricidad de cálculo mínima de primer orden, tomada con el signo que le corresponda.

$l_o$ Longitud de pandeo.

$i_c$ Radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada.

$h$ Canto total de la sección de hormigón.

$\varepsilon_y$ Deformación del acero para la tensión de cálculo $f_{yd}$, es decir,

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$\varepsilon$ Parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia:

$\varepsilon$ = 0,0035 cuando el axil cuasipermanente no supera el 70% del axil total.
$\varepsilon$ = 0,0045 cuando el axil cuasipermanente es mayor que el 70% del axil total.

$\beta$ Factor de armado, dado por

$$\beta = \frac{(d-d')^2}{4i_s^2}$$

siendo $i_s$ el radio de giro de las armaduras. Los valores de $\beta$ y de $i_s$ se recogen en la tabla 43,5.2 para las disposiciones de armaduras más frecuentes.

Algunos valores de $i_s^2$ y $\beta$ se recogen en la tabla 43.5.2 para los casos más frecuentes de disposición de armaduras.

Tabla 43.5.2

| Disposición de armadura | $i_s^2$ | $\beta$ |
|---|---|---|
| | $\frac{1}{4}(d-d')^2$ | 1,0 |
| | $\frac{1}{12}(d-d')^2$ | 3,0 |
| | $\frac{1}{6}(d-d')^2$ | 1,5 |

### 43.5.3 Método aproximado. Flexión compuesta esviada

Para elementos de sección rectangular y armadura constante se podrá realizar una comprobación separada, según los dos planos principales de simetría, si la excentricidad del axil se sitúa en la zona rayada de la figura 43.5.3.a. Esta situación se produce si se cumple alguna de las dos condiciones indicadas en la figura 43.5.3.a, donde $e_x$ y $e_y$ son las excentricidades de cálculo en la dirección de los ejes $x$ e $y$, respectivamente.

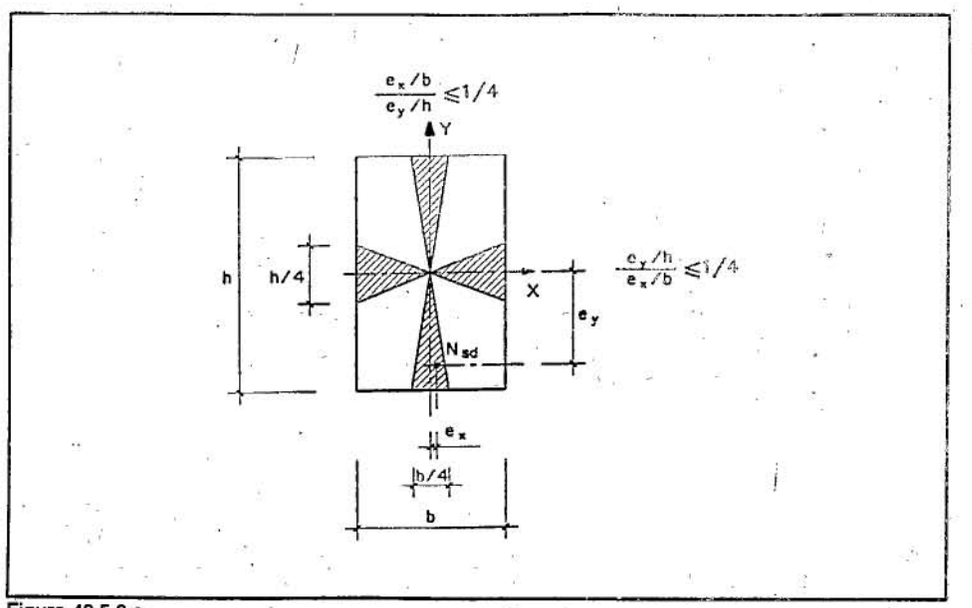



Figura 43.5.3.a

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

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1$$

donde:

$M_{xd}$ Momento de cálculo, en la dirección $x$, en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.
$M_{yd}$ Momento de cálculo, en la dirección $y$, en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.
$M_{xu}$ Momento máximo, en la dirección $x$, resistido por la sección crítica.
$M_{yu}$ Momento máximo, en la dirección $y$, resistido por la sección crítica.

## Artículo 44º Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

### 44.1 Consideraciones generales

Para el análisis de la capacidad resistente de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes, se establece como método general de cálculo el de Bielas y Tirantes (Artículos 24º y 40º), que deberá utilizarse en todos aquellos elementos estructurales o partes de los mismos que, presentando estados planos de tensión o asimilables a tales, estén sometidos a solicitaciones tangentes según un plano

conocido y no correspondan a los casos particulares tratados de forma explícita en esta Instrucción, tales como elementos lineales, placas y losas (44.2).

## 44.2 Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales, placas y losas

Las prescripciones incluidas en los diferentes subapartados son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axil (compresión o tracción) y a placas o losas trabajando fundamentalmente en una dirección.

A los efectos de este artículo se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cinco veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva. Se denominan placas o losas a los elementos superficiales planos, de sección llena o aligerada, cargados normalmente a su plano medio.

### 44.2.1 Definición de la sección de cálculo

Para los cálculos correspondientes al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante, las secciones se considerarán con sus dimensiones reales en la fase analizada. Excepto en los casos en que se indique lo contrario, la sección resistente del hormigón se obtiene a partir de las dimensiones reales de la pieza, cumpliendo los criterios indicados en 40.3.5.

### 44.2.2 Esfuerzo cortante efectivo

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante efectivo $V_{rd}$ dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

donde:

$V_d$ Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.
$V_{pd}$ Valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio.
$V_{cd}$ Valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

### 44.2.3 Comprobaciones que hay que realizar

El Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde:

$V_{rd}$ Esfuerzo cortante efectivo de cálculo definido en 44.2.2.
$V_{u1}$ Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.
$V_{u2}$ Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

La comprobación del agotamiento por compresión oblicua en el alma $V_{rd} \leq V_{u1}$ se realizará en el borde del apoyo y no en su eje.

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria la comprobación de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

La comprobación correspondiente al agotamiento por tracción en el alma $V_{rd} \leq V_{u2}$ se efectúa para una sección situada a una distancia de un canto útil del borde del apoyo directo.

#### 44.2.3.1 Obtención de $V_{u1}$

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

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{cotg\,\theta + cotg\,\alpha}{1 + cotg^2\,\theta}$$

donde:

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

$$f_{1cd} = 0{,}60 f_{cd}$$

$b_0$ Anchura neta mínima del elemento, definida de acuerdo con 40.3.5.
$K$ Coeficiente de reducción por efecto del esfuerzo axil

$$K = \frac{5}{3}\left(1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right) \leq 1{,}00$$

donde:

$\sigma'_{cd}$ tensión axil efectiva en la sección (tracción positiva)

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c}$$

$N_d$ Esfuerzo axil de cálculo (tracción positiva) incluyendo el pretensado con su valor de cálculo

$A_c$ Área total de la sección de hormigón

$\alpha$ Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza (figura 44.2.3.1.a).

$\theta$ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza (figura 44.2.3.1.a). Se adoptará un valor que cumpla:

$$0,5 \leq cotg\theta \leq 2,0$$

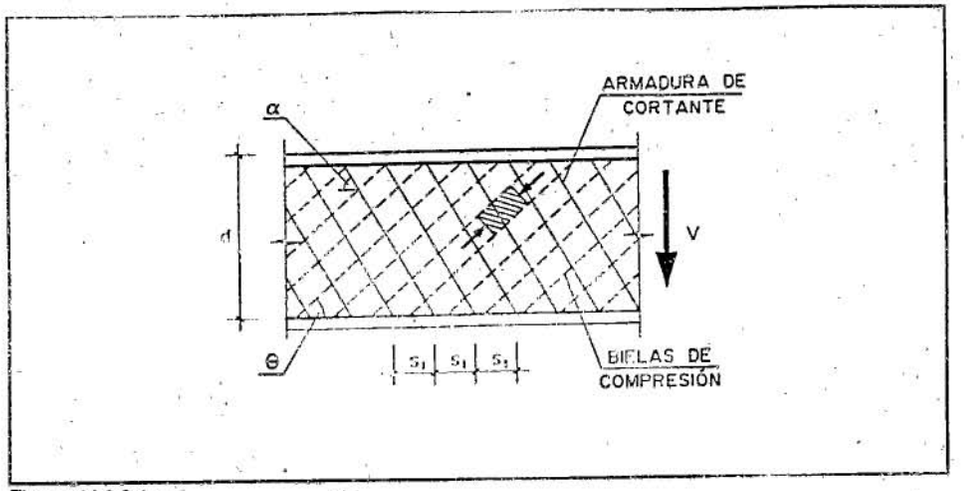



Figura 44.2.3.1.a

### 44.2.3.2 Obtención de $V_{u2}$

#### 44.2.3.2.1 Piezas sin armadura de cortante

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

$$V_{u2} = \left[0,12\,\xi\,(100\,\rho_l f_{ck})^{1/3} - 0,15\,\sigma'_{cd}\right] b_0 d$$

con $f_{ck}$ expresado en N/mm², donde:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \qquad \text{con } d \text{ en mm}$$

$\rho_l$ Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que $d$ a partir de la sección de estudio

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p \dfrac{f_{yp}}{f_{yd}}}{b_0\, d} \leq 0,02$$

#### 44.2.3.2.2 Piezas con armadura de cortante

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

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

donde:

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

$$V_{su} = z\,sen\,\alpha\,(cotg\,\alpha + cotg\,\theta)\,\Sigma A_\alpha f_{y\alpha,d}$$

donde:

$A_\alpha$ Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo $\alpha$ con la directriz de la pieza (figura 44.2.3.1)

$f_{y\alpha,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura $A_\alpha$ (40.2)

- Para armaduras pasivas

$$f_{y\alpha,d} = \sigma_{sd}$$

- Para armaduras activas

$$f_{y\alpha,d} = \sigma_{pd}$$

$z$ Brazo mecánico. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse el valor aproximado $z = 0,9d$.

$V_{cu}$ contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$V_{cu} = \left[0,10\,\xi\,(100\,\rho_l f_{ck})^{1/3} - 0,15\,\sigma'_{cd}\right] b_0\, d\,\beta$$

con $f_{ck}$ expresado en N/mm², donde:

$$\beta = \frac{2\,ctg\,\theta - 1}{2\,ctg\,\theta_e - 1} \qquad si\ 0,5 \leq ctg\theta < ctg\theta_e$$

$$\beta = \frac{ctg\,\theta - 2}{ctg\,\theta_e - 2} \qquad si\ ctg\theta_e \leq ctg\theta \leq 2,0$$

$\theta_e$ Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras, deducido de la expresión:

$$ctg\,\theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd}\sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \qquad \begin{cases} \geq 0,5 \\ \leq 2,0 \end{cases}$$

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción del hormigón (39.1) considerada como positiva.

$\sigma_{xd}$ $\sigma_{yd}$ Tensiones normales de cálculo, a nivel del centro de gravedad de la sección, paralelas a la directriz de la pieza y al esfuerzo cortante $V_d$ respectivamente. Las tensiones $\sigma_{xd}$ y $\sigma_{yd}$ se obtendrán a partir de las acciones de cálculo, incluido el pretensado, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad y en el supuesto de hormigón no fisurado y considerando positivas las tensiones de tracción.

#### 44.2.3.3 Casos especiales de carga

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

Por otra parte, en las zonas extremas de las piezas pretensadas, y en especial en los casos de armaduras activas pretesas ancladas por adherencia, será necesario estudiar el efecto de la introducción progresiva de la fuerza de pretensado en la pieza, valorando esta fuerza en cada sección.

#### 44.2.3.4 Disposiciones relativas a las armaduras

##### 44.2.3.4.1 Armaduras transversales

La separación $s_t$ entre armaduras transversales (figura 44.2.3.1.a) deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$s_t \leq 0{,}80\ d + 300$ mm  si $V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$

$s_t \leq 0{,}60\ d + 300$ mm  si $\frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$

$s_t \leq 0{,}30\ d + 200$ mm  si $V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1}$

Si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán, además, las prescripciones del Artículo 42º.

Para un control eficaz, en piezas lineales, de la fisuración inclinada de alma debida a solicitaciones tangenciales, deberán respetarse las separaciones entre armaduras transversales indicadas en 49.3.

En general, los elementos lineales dispondrán de armadura transversal de forma efectiva.

En todos los casos, se prolongará la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios. En el caso de apoyos, los cercos o estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos.

Las armaduras de cortante deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45° y 90°, inclinadas en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores, al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

Las barras que constituyen la armadura transversal pueden ser activas o pasivas, pudiendo disponerse ambos tipos de forma aislada o en combinación.

La cuantía mínima de tales armaduras debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_\alpha f_{y\alpha,d}}{sen\ \alpha} \geq 0{,}02\ f_{cd}\ b_0$$

Al menos un tercio de la armadura necesaria por cortante, y en todo caso la cuantía mínima indicada, se dispondrá en forma de estribos que formen un ángulo de 90º con el eje de la viga.

##### 44.2.3.4.2 Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales de flexión deberán ser capaces de soportar un incremento de tracción respecto a la producida por $M_d$, igual a:

$$\Delta T = V_{rd} cotg\theta - \frac{V_{su}}{2}(cotg\theta + cotg\alpha)$$

Esta prescripción se cumple de forma automática decalando la ley de momentos de cálculo $M_d$ una magnitud igual a:

$$s_d = z\left(cotg\theta - \frac{1}{2}\frac{V_{su}}{V_{rd}}(cotg\theta + cotg\alpha)\right)$$

en el sentido más desfavorable (figura 44.2.3.4.2).

En el caso de no existir armadura de cortante, se tomará $V_{su}=0$ en las expresiones anteriores.

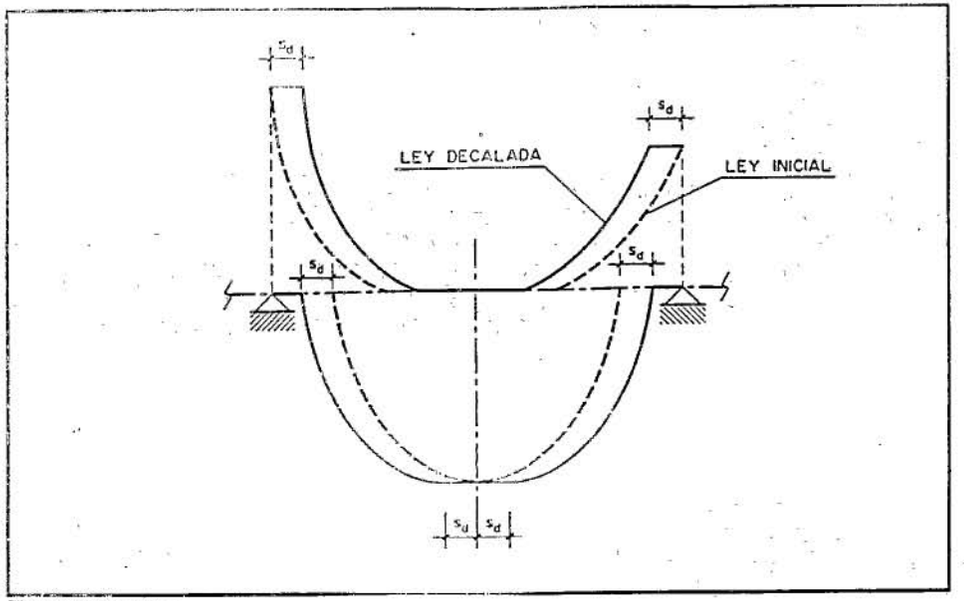



Figura 44.2.3.4.2

### 44.2.3.5 Rasante entre alas y alma de una viga

Para el cálculo de la armadura de unión entre alas y alma de las cabezas de vigas en T, en I, en cajón o similares, se empleará en general el método de Bielas y Tirantes (Artículo 40º).

Para la determinación del esfuerzo rasante puede suponerse una redistribución plástica en una zona de la viga de longitud $a_r$ (figura 44.2.3.5.a).

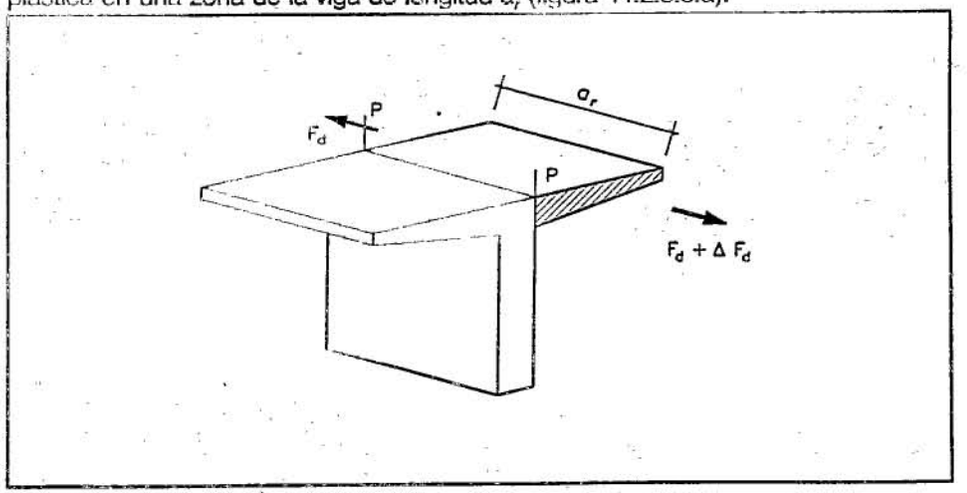



Figura 44.2.3.5.a

El esfuerzo rasante medio por unidad de longitud que debe ser resistido será:

$$S_d = \frac{\Delta F_d}{a_r}$$

donde:

$a_r$ Longitud de redistribución plástica considerada. La ley de momentos en la longitud $a_r$ debe presentar variación monótona creciente o decreciente. Al menos los puntos de cambio de signo de momento deben adoptarse siempre como límites de zona $a_r$.

$\Delta F_d$ Es la variación en la distancia $a_r$ de la fuerza longitudinal actuante en la sección del ala exterior al plano P.

En ausencia de cálculos más rigurosos deberá cumplirse:

$$S_d \leq S_{u1}$$

$$S_d \leq S_{u2}$$

donde:

$S_{u1}$ Esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua en el plano P

$$S_{u1} = 0{,}5 f_{1cd} h_0$$

donde:

$f_{1cd}$ Resistencia a compresión del hormigón (40.3.2), de valor:
$f_{1cd} = 0{,}60 f_{cd}$ para alas comprimidas;
$f_{1cd} = 0{,}40 f_{cd}$ para alas traccionadas.

$h_0$ Espesor del ala de acuerdo con 40.3.5.

$S_{u2}$ Esfuerzo rasante de agotamiento por tracción en el plano P.

$$S_{u2} = S_{su}$$

donde:

$S_{su}$ Contribución de la armadura perpendicular al plano P a la resistencia a esfuerzo rasante.

$$S_{su} = A_p f_{yP,d}$$

$A_p$ Armadura por unidad de longitud perpendicular al plano P (figuras 44.2.3.5.b y c).

$f_{yP,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura $A_p$:
$f_{yP,d} = \sigma_{sd}$ para armaduras pasivas;
$f_{yP,d} = \sigma_{pd}$ para armaduras activas.

En el caso de rasante entre alas y alma combinado con flexión transversal, se calcularán las armaduras necesarias por ambos conceptos y se dispondrá la mayor de las dos.

## Artículo 45º Estado Límite de Agotamiento por torsión en elementos lineales

### 45.1 Consideraciones generales

Las prescripciones incluidas en este artículo son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a torsión pura o a esfuerzos combinados de torsión y flexión, cortante y axil.

A los efectos de este artículo se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces y media su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cuatro veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva.

Los estados de flexión bidimensional ($m_x$, $m_y$ y $m_{xy}$) en losas o placas se dimensionarán de acuerdo con el Artículo 42º, teniendo en cuenta las direcciones principales de los esfuerzos y las direcciones en que se disponga la armadura.

Cuando el equilibrio estático de una estructura dependa de la resistencia a torsión de uno o varios de los elementos de la misma, éstos deberán ser dimensionados y comprobados de acuerdo con el presente artículo. Cuando el equilibrio estático de la estructura no depende de la resistencia a torsión de uno o varios de los elementos de la misma sólo será necesario comprobar este Estado Límite en aquellos elementos cuya rigidez a torsión haya sido considerada en el cálculo de esfuerzos.

Para evitar una excesiva fisuración en piezas lineales, deberán disponerse las armaduras mínimas indicadas en el Artículo 49º.

### 45.2 Torsión pura

#### 45.2.1 Definición de la sección de cálculo

La resistencia a torsión de las secciones se calcula utilizando una sección cerrada de pared delgada. Así, las secciones macizas se sustituyen por secciones equivalentes de pared delgada. Las secciones de forma compleja, como secciones en T, se dividen en varias subsecciones, cada una de las cuales se modeliza como una sección equivalente de pared delgada y la resistencia total a torsión se calcula como la suma de las capacidades de las diferentes piezas. La división de la sección debe ser tal que maximice la rigidez calculada. En zonas cercanas a los apoyos no podrán considerarse como colaborantes a la rigidez a torsión de la sección aquellos elementos de la misma cuya trasmisión de esfuerzos a los elementos de apoyo no pueda realizarse de forma directa.

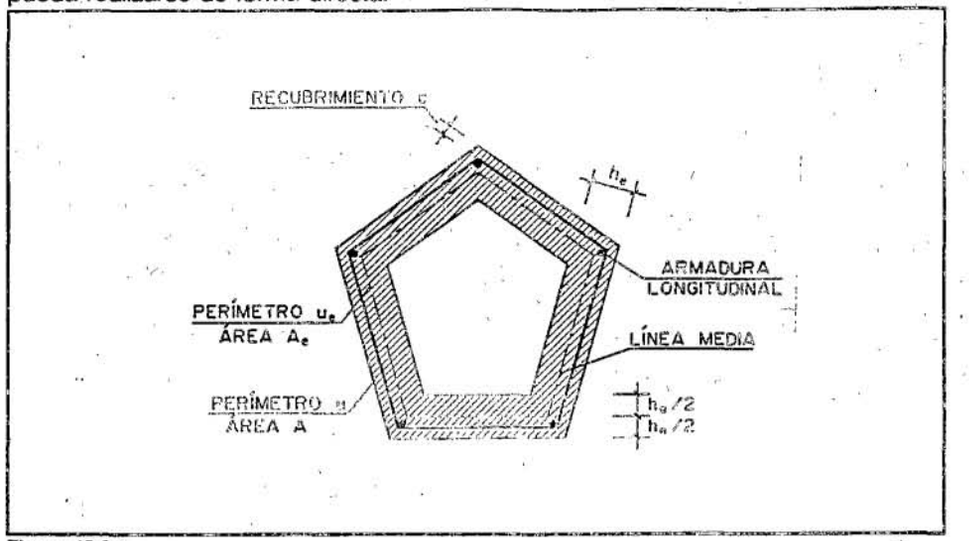



Figura 45.2.1

El espesor eficaz $h_e$ de la pared de la sección de cálculo (figura 45.2.1) será:

$$h_e \leq \frac{A}{u} \quad \begin{cases} * \ h_0 \\ * \ 2\,c \end{cases}$$

donde:

- $A$ Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.
- $u$ Perímetro exterior de la sección transversal.
- $h_o$ Espesor real de la pared en caso de secciones huecas.
- $c$ Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

Puede utilizarse un valor de $h_e$ inferior a $A/u$, siempre que cumpla con las condiciones mínimas expresadas y que permita satisfacer las exigencias de compresión del hormigón establecidas en 45.2.2.1.

#### 45.2.2 Comprobaciones que hay que realizar

El Estado Límite de Agotamiento por torsión puede alcanzarse, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

donde:

$T_d$ Momento torsor de cálculo en la sección.
$T_{u1}$ Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas de hormigón.
$T_{u2}$ Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales.
$T_{u3}$ Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales.

Las armaduras de torsión se suponen constituidas por una armadura transversal formada por cercos cerrados situados en planos normales a la directriz de la pieza. La armadura longitudinal estará constituida por armadura pasiva o activa paralela a la directriz de la pieza, distribuida uniformemente con separaciones no superiores a 30 cm en el contorno exterior de la sección hueca eficaz o en una doble capa en el contorno exterior y en el interior de la sección hueca eficaz o real. Al menos se situará una barra longitudinal en cada esquina de la sección real para asegurar la transmisión a la armadura transversal de las fuerzas longitudinales ejercidas por las bielas de compresión.

#### 45.2.2.1 Obtención de $T_{u1}$

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = \alpha f_{1cd} A_e h_e \frac{cotg\theta}{1 + cotg^2\theta}$$

donde:

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

$$f_{1cd} = 0{,}60 f_{cd}$$

$\alpha$ 1,20 si hay estribos únicamente a lo largo del perímetro exterior de la pieza;
1,50 si se colocan estribos cerrados en ambas caras de la pared de la sección hueca equivalente o de la sección hueca real.

$\theta$ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla:

$$0{,}4 \leq cotg\theta \leq 2{,}5$$

$A_e$ Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (figura 45.2.1).

#### 45.2.2.2 Obtención de $T_{u2}$

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras transversales viene dado por:

$$T_{u2} = \frac{2A_e A_t}{s_t} f_{yt,d} cotg\theta$$

donde:

$A_t$ Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal.
$s_t$ Separación longitudinal entre cercos o barras de la armadura transversal.
$f_{yt,d}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura $A_t$ (40.2).

- Para armaduras pasivas

$$f_{yt,d} = \sigma_{sd}$$

- Para armaduras activas

$$f_{yt,d} = \sigma_{pd}$$

#### 45.2.2.3 Obtención de $T_{u3}$

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales se puede calcular mediante:

$$T_{u3} = \frac{2A_e}{u_e} A_l f_{yl,d} tg\theta$$

donde:

$A_l$ Área de las armaduras longitudinales.
$f_{yl,d}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal $A_l$ (40.2).

- Para armaduras pasivas

$$f_{yl,d} = \sigma_{sd}$$

- Para armaduras activas

$$f_{yl,d} = \sigma_{pd}$$

$u_e$ Perímetro de la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo $A_e$ (figura 45.2.1).

#### 45.2.2.4 Alabeo producido por la torsión

En general pueden ignorarse en el cálculo de las piezas lineales de hormigón las tensiones producidas por la coacción del alabeo torsional.

### 45.2.3 Disposiciones relativas a las armaduras

La separación longitudinal entre cercos de torsión $s_t$ no excederá de

$$s_t \leq \frac{u_e}{8}$$

y deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$s_t \leq 0{,}80\ a + 300$ mm  si $T_d \leq \frac{1}{5} T_{u1}$

$s_t \leq 0{,}60\ a + 300$ mm  si $\frac{1}{5} T_{u1} < T_d \leq \frac{2}{3} T_{u1}$

$s_t \leq 0{,}30\ a + 200$ mm  si $T_d > \frac{2}{3} T_{u1}$

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

## 45.3 Interacción entre torsión y otros esfuerzos

### 45.3.1 Método general

Se utilizará el mismo procedimiento que en torsión pura (45.2.1) para definir una sección hueca eficaz de cálculo. Las tensiones normales y tangenciales producidas por los esfuerzos actuantes sobre esta sección se calculan a través de los métodos elásticos o plásticos convencionales.

Una vez halladas las tensiones, las armaduras necesarias en cualquier pared de la sección hueca eficaz de cálculo pueden determinarse mediante las fórmulas de distribución de tensión plana. También puede determinarse la tensión principal de compresión en el hormigón. Si las armaduras deducidas de este modo no fueran factibles o convenientes, pueden cambiarse en alguna zona las tensiones deducidas por un sistema de fuerzas estáticamente equivalentes y emplear éstas en el armado. Deberán, en este caso, comprobarse las consecuencias que dicho cambio provoca en las zonas singulares como huecos o extremos de las vigas.

Las tensiones principales de compresión $\sigma_{cd}$ deducidas en el hormigón, en las distintas paredes de la sección hueca eficaz de cálculo, deben cumplir:

$$\sigma_{cd} \leq \alpha f_{1cd}$$

donde $\alpha$ y $f_{1cd}$ son los definidos en 45.2.2.1.

### 45.3.2 Métodos simplificados

#### 45.3.2.1 Torsión combinada con flexión y axil

Las armaduras longitudinales necesarias para torsión y flexocompresión o flexotracción se calcularán por separado suponiendo la actuación de ambos tipos de esfuerzo de forma independiente. Las armaduras así calculadas se combinarán de acuerdo con las siguientes reglas:

a) En la zona traccionada debida a la flexión compuesta, las armaduras longitudinales por torsión se sumarán a las necesarias por flexión y esfuerzo axil.

b) En la zona comprimida debido a la flexión compuesta, si la capacidad mecánica de las armaduras de torsión a disponer es inferior al esfuerzo de compresión del hormigón debido a la flexión compuesta, no será necesario añadir armadura por torsión. En caso contrario se añadirá la diferencia entre ambos valores.

Por lo que respecta a las compresiones en el hormigón, deberá comprobarse que la tensión principal de compresión $\sigma_{cd}$ en el punto crítico de la sección cumple:

$$\sigma_{cd} \leq \alpha f_{1cd}$$

donde $\alpha$ y $f_{1cd}$ son los definidos en 45.2.2.1.

Para la determinación de $\sigma_{cd}$ se empleará la tensión de compresión $\sigma_{md}$ debida a la flexión compuesta en el punto considerado y la tensión tangencial de torsión en dicho punto calculada de acuerdo con:

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2A_e h_e}$$

La tensión principal de compresión será:

$$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{md}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{md}}{2}\right)^2 + \tau_{td}^2}$$

#### 45.3.2.2 Torsión combinada con cortante

Los esfuerzos torsores y cortantes de cálculo concomitantes deberán satisfacer la siguiente condición para asegurar que no se producen compresiones excesivas en el hormigón:

$$\left(\frac{T_d}{T_{rd}}\right)^{\beta} + \left(\frac{V_{sd}}{V_{u1}}\right)^{\beta} \leq 1$$

donde:

$$\beta = 2\left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

$b$ Anchura del elemento, igual a la anchura total para sección maciza y a la suma de las anchuras de las almas para sección cajón.

Los cálculos para el dimensionamiento de los estribos se realizarán de forma independiente, para la torsión de acuerdo con 45.2.2.2 y para el cortante con 44.2.3.2.2. En ambos cálculos se utilizará el mismo ángulo $\theta$ para las bielas de compresión. Las armaduras así calculadas se sumarán teniendo en cuenta que las de torsión deben disponerse en el perímetro exterior de la sección, lo cual no es preceptivo con las de cortante.

## Artículo 46º Estado Límite de Punzonamiento

### 46.1 Consideraciones generales

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas concentradas (cargas o reacciones) actuando en losas sin armadura transversal se comprueba utilizando una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada.

El área crítica se define a una distancia igual a $2d$ desde el perímetro del área cargada o del soporte, siendo $d$ el canto útil de la losa.

### 46.2 Losas sin armadura de punzonamiento

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

donde:

$\tau_{sd}$ Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1\, d}$$

$F_{sd,ef}$ Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, teniendo en cuenta el efecto del momento transferido entre losa y soporte.

$$F_{sd,ef} = \beta\, F_{sd}$$

$\beta$ Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Cuando no existen momentos transferidos entre losa y soporte toma el valor 1,00. Simplificadamente, cuando existen momentos transferidos entre losa y soporte, $\beta$ puede tomarse igual a 1,15 en soportes interiores, 1,40 en soportes de borde y 1,50 en soportes de esquina.

$F_{sd}$ Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Se obtendrá como la reacción del soporte. En el caso de losas pretensadas debe incluir la componente vertical del pretensado.

$u_1$ Perímetro crítico definido en las figuras 46.1.a y 46.1.b.

$d$ Canto útil de la losa.

$\tau_{rd}$ Tensión máxima resistente en el perímetro crítico, con $f_{ck}$ en N/mm$^2$.

$$\tau_{rd} = 0{,}12\xi\, (100\rho_l f_{ck})^{1/3}$$

$\rho_l$ Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la losa, calculada mediante:

$$\sqrt{\rho_x \rho_y}$$

siendo $\rho_x$ y $\rho_y$ las cuantías en dos direcciones perpendiculares. En cada dirección la cuantía a considerar es la existente en un ancho igual a la dimensión del soporte más $3d$ a cada lado del soporte o hasta el borde de la losa, si se trata de un soporte de borde o esquina.

$\xi$ $1 + \sqrt{200 / d}$ con $d$ en mm.

### 46.3 Losas con armadura de punzonamiento

Cuando resulta necesaria armadura de punzonamiento deben realizarse dos comprobaciones: en la zona con armadura transversal, según 46.3.1, y en la zona adyacente siguiente sin armadura transversal, según 46.3.2.

#### 46.3.1 Zona con armadura de punzonamiento

En la zona con armadura de punzonamiento se dimensionará la armadura teniendo en cuenta lo indicado en 44.3.2.2, considerando como valor de $A_\alpha$ y $b_0$ los valores siguientes:

$$b_0 = u_1$$

$$A_\alpha = \frac{A_{sw}}{s}$$

donde:

$A_{sw}$ Área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada.

$s$ Distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura. (figura 46.3.2).

### 46.3.2 Zona exterior a la armadura de punzonamiento

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

$$F_{sd,ef} \leq 0{,}12\ \xi\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ u_{n,ef}\ d$$

donde:

$u_{n,ef}$ Perímetro definido en la figura 46.3.2
$\rho_l$ Cuantía geométrica de armadura longitudinal que atraviesa el perímetro $u_{n,ef}$.

A la distancia en la que se comprueba esta condición se supone que el efecto del momento transferido entre soporte y losa por tensiones tangenciales ha desaparecido, por tanto, $F_{sd,ef}$ sólo tendrá en cuenta el efecto debido a la carga vertical $F_{sd}$.

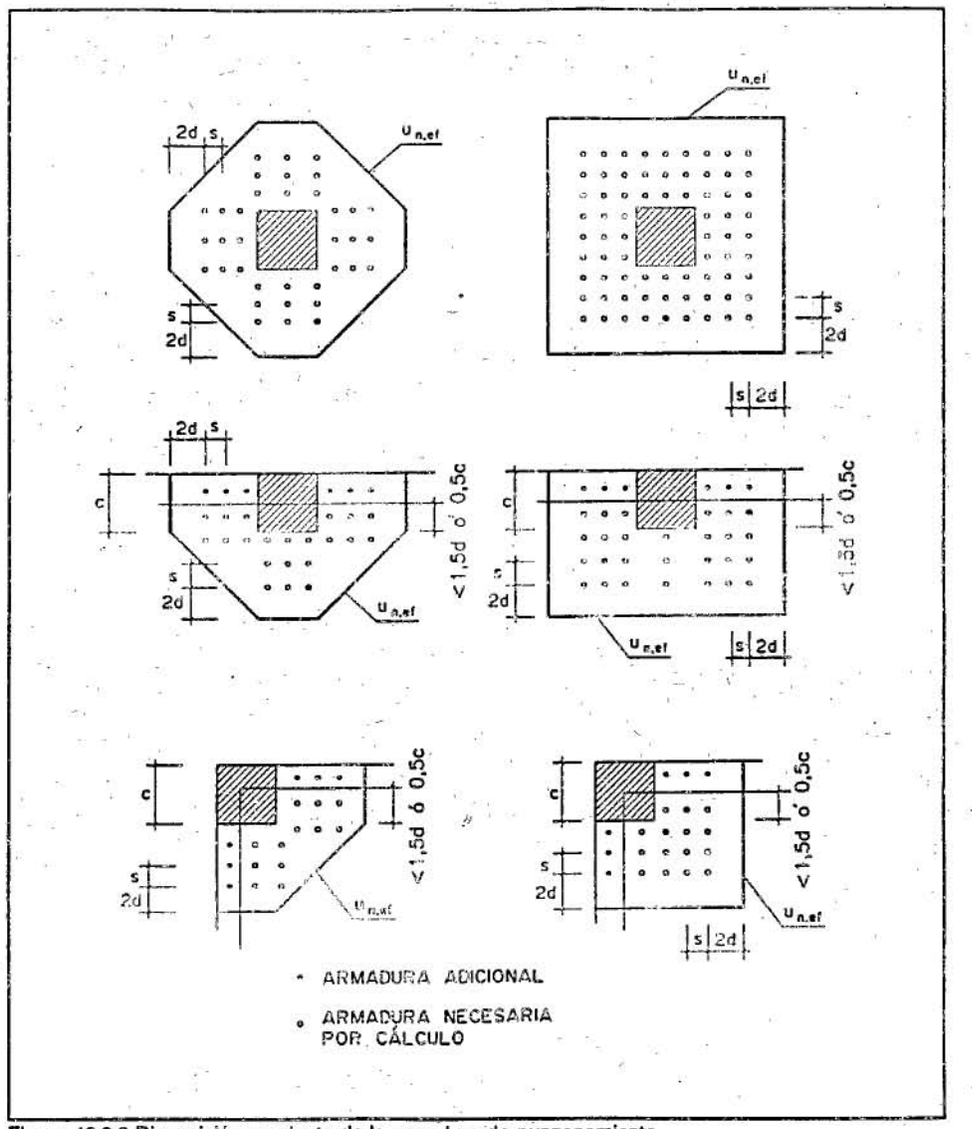



Figura 46.3.2 Disposición en planta de la armadura de punzonamiento

## 46.4 Resistencia máxima

En cualquier caso debe comprobarse que el esfuerzo máximo de punzonamiento cumple la limitación:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0\ d} \leq f_{1cd}$$

donde:

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

$$f_{1cd}=0{,}30\,f_{cd}$$

$u_o$ Perímetro de comprobación (figura 46.4). En soportes interiores, $u_o$ es el perímetro de la sección transversal del soporte. Para soportes de borde:

$$u_0 = c_1 + 3d \le c_1 + 2c_2$$

donde $c_1$ y $c_2$ son las dimensiones del soporte. Para soportes de esquina:

$$u_0 = 3d \le c_1 + c_2$$

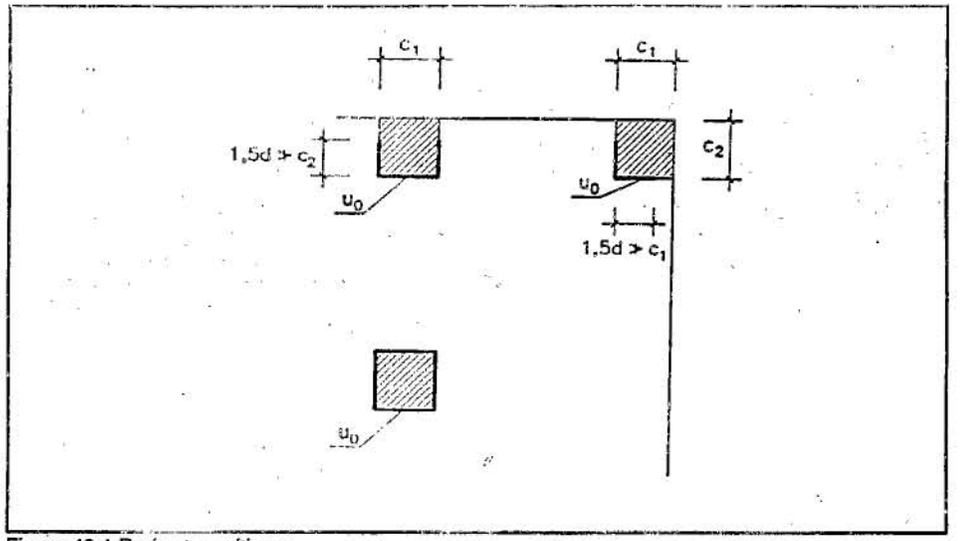



Figura 46.4 Perímetro crítico $u_o$

## 46.5 Disposiciones relativas a las armaduras

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

- La armadura de punzonamiento estará constituida por cercos, horquillas verticales o barras dobladas.
- Las disposiciones constructivas deberán cumplir las especificaciones de la figura 46.5.
- La armadura de punzonamiento debe anclarse a partir del centro de gravedad del bloque comprimido y por debajo de la armadura longitudinal de tracción. El anclaje de la armadura de punzonamiento debe estudiarse cuidadosamente, sobre todo en losas de poco espesor.

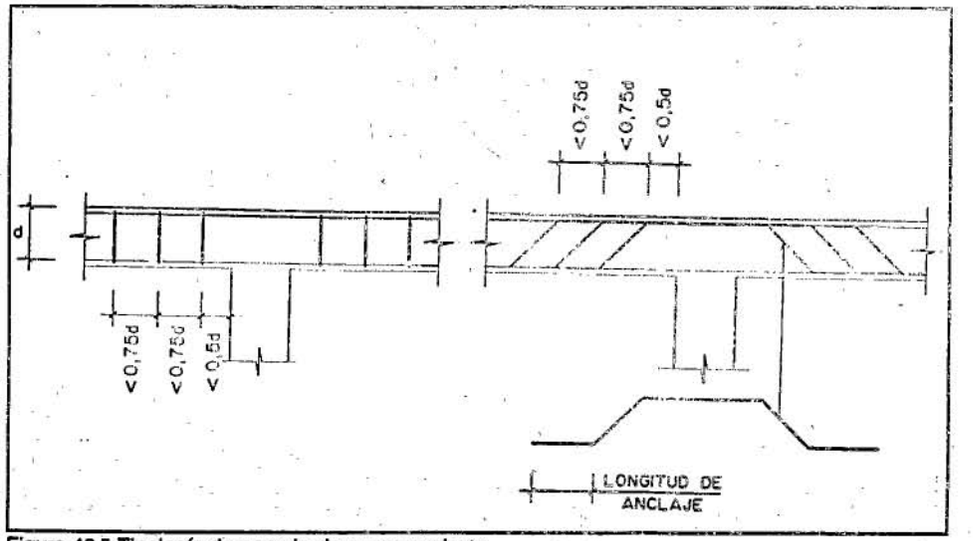



Figura 46.5 Tipología de armado de punzonamiento

# Artículo 47º Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones

## 47.1 Generalidades

El Estado Límite que se trata en este Artículo es el debido al esfuerzo rasante producido por la solicitación tangencial a la que se ve sometida una junta entre hormigones.

## 47.2 Resistencia a esfuerzo rasante en juntas entre hormigones

La tensión rasante que solicita la junta en la sección debe cumplir:

$$\tau_{md} \le \beta f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{sp} f_{y\alpha,d}(\mu\,sen\alpha + \cos\alpha) + \mu\,\sigma_{cd} \le 0{,}25 f_{cd}$$

donde:

$\tau_{md}$ Valor medio de la tensión rasante de cálculo de la junta en la sección considerada.
$f_{cd}$ Resistencia de cálculo a compresión del hormigón más débil de la junta.
$A_{st}$ Sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta.
$s$ Separación de las barras de cosido según el plano de la junta.
$p$ Superficie de contacto por unidad de longitud. No se extenderá a zonas donde el ancho de paso sea inferior a 20 mm o al diámetro máximo del árido, o con un recubrimiento inferior a 30 mm.

$f_{ya,d}$ Resistencia de cálculo de las armaduras transversales en N/mm² (≯400N/mm²).

$\alpha$ Ángulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta. No se dispondrán armaduras con $\alpha > 135°$ ó $\alpha < 45°$.

$\sigma_{cd}$ Tensión externa de cálculo normal al plano de la junta. $\sigma_{cd} > 0$ para tensiones de compresión. (Si $\sigma_{cd} < 0$ , $\beta f_{ct,d} = 0$)

$f_{ct,d}$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.

Los valores de $\beta$ y $\mu$ se definen en la tabla 47.2.

**Tabla 47.2**
**Valores de los coeficientes $\beta$ y $\mu$ en función del tipo de superficie**

| | Tipo de superficie | |
|---|---|---|
| | Rugosidad baja | Rugosidad alta |
| $\beta$ | 0,2 | 0,4 |
| $\mu$ | 0,6 | 0,9 |

Para superficies rugosas, eficazmente engarzadas en cola de milano, se admite $\beta = 0,5$.

La contribución de la armadura de cosido a la resistencia a rasante de la junta, en la sección de estudio, sólo será contabilizada si la cuantía geométrica de armadura transversal cumple:

$$\frac{A_{st}}{sp} \geq \frac{0,38}{f_{ya,d}} \quad (f_{ya,d} \text{ en } N/mm^2)$$

Bajo solicitaciones de fatiga o de tipo dinámico los valores correspondientes a la contribución por cohesión entre hormigones ($\beta f_{ct,d}$) se reducirán en un 50%.

Cuando existan tracciones normales a la superficie de contacto (por ejemplo, cargas colgadas en la cara inferior de una viga compuesta) la contribución por cohesión entre hormigones se considerará nula ($\beta f_{ct,d}=0$).

La capacidad resistente a esfuerzo rasante está obtenida bajo la hipótesis de un espesor medio mínimo del hormigón a cada lado de la junta de 50 mm, medido normalmente al plano de la junta, pudiéndose llegar localmente a un espesor mínimo de 30 mm.

### 47.3 Disposiciones relativas a las armaduras

Se define junta frágil como aquella cuya cuantía geométrica de armadura de cosido es inferior al valor dado en Artículo 47.2 para poder contabilizar la contribución de la armadura de cosido, y junta dúctil como aquella en la que la cuantía de armadura de cosido es superior a este valor.

En las juntas frágiles la distribución de la armadura de cosido debe hacerse proporcional a la ley de esfuerzos cortantes. En las juntas dúctiles se puede asumir la hipótesis de redistribución de tensiones a lo largo de la junta, aunque se aconseja también distribuir la armadura de cosido proporcionalmente a la ley de esfuerzos cortantes.

En el caso de piezas solicitadas a cargas dinámicas significativas, se dispondrá siempre armadura transversal de cosido en los voladizos y en los cuartos extremos de la luz.

## Artículo 48º Estado Límite de Fatiga

### 48.1 Principios

En los elementos estructurales sometidos a acciones variables repetidas significativas puede ser necesario comprobar que el efecto de dichas acciones no compromete su seguridad durante el período de servicio previsto.

La seguridad de un elemento o detalle estructural frente a la fatiga queda asegurada si se cumple la condición general establecida en 8.1.2. La comprobación debe ser efectuada por separado para el hormigón y el acero.

En estructuras normales generalmente no suele ser necesaria la comprobación de este Estado Límite.

### 48.2 Comprobaciones a realizar

#### 48.2.1 Hormigón

A los efectos de fatiga se limitarán los valores máximos de tensión de compresión, producidos, tanto por tensiones normales como por tensiones tangenciales (bielas comprimidas), debidas a las cargas permanentes y sobrecargas que producen fatiga.

Para elementos sometidos a cortante sin armadura transversal, se limitará asimismo la capacidad resistente debida al efecto de la fatiga.

Los valores máximos de tensiones de compresión y de capacidad resistente a cortante se definirán de acuerdo con la experimentación existente o, en su caso, con los criterios contrastados planteados en la bibliografía técnica.

#### 48.2.2 Armaduras activas y pasivas

En ausencia de criterios más rigurosos, basados, por ejemplo, en la teoría de mecánica de fractura, la máxima variación de tensión, $\Delta\sigma_{sf}$, debida a las sobrecargas que producen fatiga (13.2), deberá ser inferior que el límite de fatiga, $\Delta\sigma_d$, definido en 38.10.

$$\Delta\sigma_{sf} \leq \Delta\sigma_d$$

# CAPÍTULO XI

# Cálculos relativos a los Estados Límite de Servicio

## Artículo 49º Estado Límite de Fisuración

### 49.1 Consideraciones generales

Para las comprobaciones relativas al Estado Límite de Fisuración, los efectos de las acciones están constituidos por las tensiones en las secciones ($\sigma$) y las aberturas de fisura ($w$) que aquéllas ocasionan, en su caso.

En general, tanto $\sigma$ como $w$ se deducen a partir de las acciones de cálculo y las combinaciones indicadas en el Capítulo III para los Estados Límite de Servicio.

Las solicitaciones se obtendrán a partir de las acciones, según lo expuesto en el Capítulo V. Las tensiones, aberturas de fisuras u otros criterios de comprobación se evaluarán según las prescripciones de 49.2 si se trata de solicitaciones normales, de 49.3 para esfuerzos cortantes y de 49.4 para esfuerzos de torsión.

### 49.2 Fisuración por solicitaciones normales

#### 49.2.1 Aparición de fisuras por compresión

Bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir

$$\sigma_c \leq 0{,}60\, f_{ckj}$$

donde:

$\sigma_c$ Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
$f_{ckj}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a $j$ días (edad del hormigón en la fase considerada).

#### 49.2.2 Estado Límite de Descompresión

Los cálculos relativos al Estado Límite de Descompresión consisten en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondiente a la fase en estudio, no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección.

#### 49.2.3 Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{máx}$$

donde:

$w_k$ Abertura característica de fisura.
$w_{máx}$ Abertura máxima de fisura definida en 49.2.4.

#### 49.2.4 Valores máximos de la abertura de fisura

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanquidad, etc.), y bajo la combinación de acciones cuasipermanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, definidos en la tabla 8.2.2, se muestran en la tabla 49.2.4.

En elementos de hormigón pretensado, en ausencia de requerimientos específicos, y bajo la combinación de acciones frecuentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, definidos en la tabla 8.2.2, serán las definidas en la tabla 49.2.4.

Tabla 49.2.4

| Clase de exposición | $w_{máx}$ [mm] | |
|---|---|---|
| | Hormigón armado | Hormigón pretensado |
| I | 0,4 | 0,2 |
| IIa, IIb, H | 0,3 | 0,2[1)] |
| IIIa, IIIb, IV, F | 0,2 | Descompresión |
| IIIc, Qa, Qb, Qc | 0,1 | |

1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección.

### 49.2.5 Método general de cálculo de la abertura de fisura

La abertura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta\, s_m \varepsilon_{sm}$$

donde:

$\beta$ Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos.

$s_m$ Separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2\,c + 0{,}2\,s + 0{,}4\,k_1 \frac{\phi\, A_{c,\,eficaz}}{A_s}$$

$\varepsilon_{sm}$ Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0{,}4\,\frac{\sigma_s}{E_s}$$

$c$ Recubrimiento de hormigón.

$s$ Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15\phi$ se tomará $s = 15\phi$.
En el caso de vigas armadas con $n$ barras, se tomará $s = b/n$ siendo $b$ el ancho de la viga.

$k_1$ Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor

$$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8\varepsilon_1}$$

donde $\varepsilon_1$ y $\varepsilon_2$ son las deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona traccionada (figura 49.2.5.a).

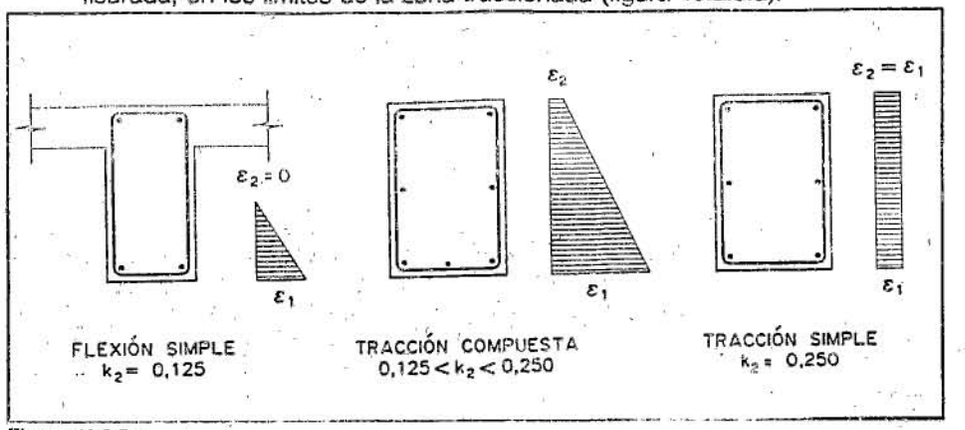



Figura 49.2.5.a

$\phi$ Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c,\,eficaz}$ Área de hormigón de la zona de recubrimiento, definida en la figura 49.2.5.b, en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras.

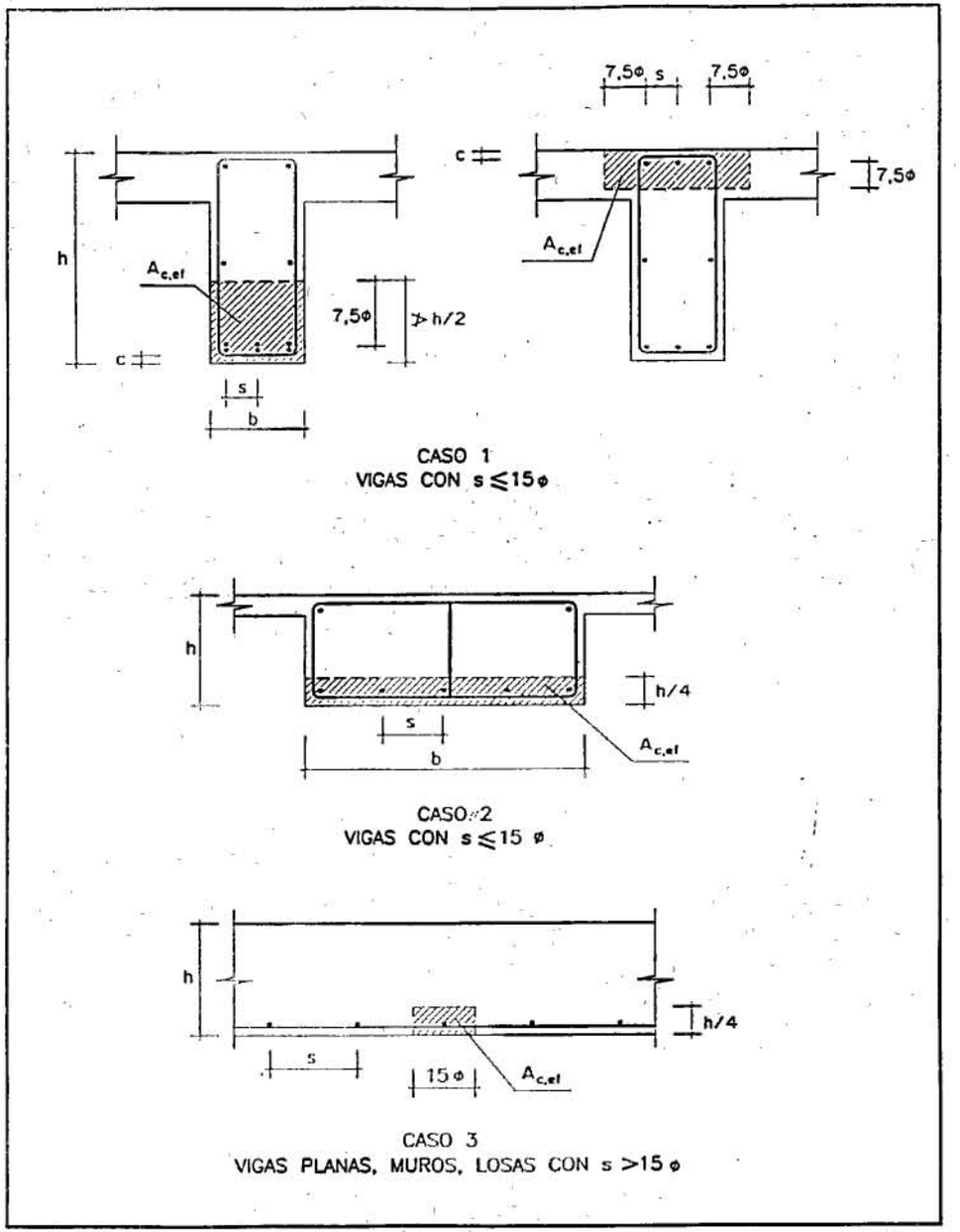



Figura 49.2.5.b.

$A_s$ Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$.
$\sigma_s$ Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.
$E_s$ Módulo de deformación longitudinal del acero.

$k_2$ Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.
$\sigma_{sr}$ Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ct,m}$ (39.1).

Para secciones pretensadas con armadura activa adherente y armadura pasiva, el cálculo de la abertura de fisura se realiza como si se tratase de una sección de hormigón armado teniendo en cuenta la acción del pretensado como una acción exterior y la armadura pasiva existente en la sección.

Como alternativa, para secciones pretensadas con armadura adherente y sin armadura pasiva, de forma simplificada, si el incremento de tensión de la armadura activa debido a la acción de las cargas exteriores es inferior a 200 N/mm², se supone que no se ha alcanzado una abertura de fisura superior a 0,2 mm.

### 49.3 Limitación de la fisuración por esfuerzo cortante

Puede suponerse que la fisuración debida a esfuerzo cortante se controla adecuadamente siempre que se cumplan las separaciones entre estribos definidas en la tabla 49.3.

**Tabla 49.3**
**Separación entre estribos de vigas para el control de la fisuración**

| $\frac{V_{rd}-3V_{cu}}{A_\alpha d} sen\alpha \left[\frac{N}{mm^2}\right]$ (*) | Separación entre estribos [mm] |
|---|---|
| < 50 | 300 |
| 75 | 200 |
| 100 | 150 |
| 150 | 100 |
| 200 | 50 |

(*) El significado de las distintas variables es el mismo que el utilizado en el Artículo 44º.

No se necesitará ninguna comprobación en aquellas piezas en que no sea necesario disponer armadura de cortante.

### 49.4 Limitación de la fisuración por torsión

Puede suponerse que la fisuración debida a esfuerzo torsor se controla adecuadamente siempre que la separación entre armaduras transversales cumpla las siguientes limitaciones:

$$s_t \leq \frac{a}{2}$$

$$s_t \leq \frac{b}{3}$$

$$s_t \leq 200mm$$

donde:

$a$ Menor dimensión transversal de la pieza.
$b$ Mayor dimensión transversal de la pieza.

## Artículo 50º Estado Límite de Deformación

### 50.1 Consideraciones generales

El Estado Límite de Deformación se satisface si los movimientos (flechas o giros) en la estructura o elemento estructural son menores que unos valores límites máximos.

La comprobación del Estado Límite de Deformación tendrá que realizarse en los casos en que las deformaciones puedan ocasionar la puesta fuera de servicio de la construcción por razones funcionales, estéticas u otras.

El estudio de las deformaciones debe realizarse para las condiciones de servicio que correspondan, en función del problema a tratar, de acuerdo con los criterios de combinaciones expuestos en 13.3.

La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diferentes deformaciones parciales que se producen a lo largo del tiempo por efecto de las cargas que se introducen, de la fluencia y retracción del hormigón y de la relajación de las armaduras activas.

### 50.2 Elementos solicitados a flexión simple o compuesta

#### 50.2.1 Método general

El procedimiento más general de cálculo de flechas consiste en un análisis estructural paso a paso en el tiempo, de acuerdo con los criterios del Artículo 25º, en el que, para cada instante, las deformaciones se obtienen mediante doble integración de las curvaturas a lo largo de la pieza.

#### 50.2.2 Método simplificado

Este método es aplicable a vigas y losas de hormigón armado. La flecha se considera compuesta por la suma de una flecha instantánea y una flecha diferida, debida a las cargas permanentes.

##### 50.2.2.1 Cantos mínimos

No será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior a los valores indicados en la tabla 50.2.2.1.

**Tabla 50.2.2.1: Relaciones *L/d* en elementos estructurales de hormigón armado sometidos a flexión simple**

| SISTEMA ESTRUCTURAL | Elementos fuertemente armados ($\rho = A_s / b_o d = 0{,}012$) | Elementos débilmente armados ($\rho = A_s / b_o d = 0{,}004$) |
|---|---|---|
| Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada | 14 | 20 |
| Viga continua[1] en un extremo. Losa unidireccional continua[1,2] en un solo lado | 18 | 24 |
| Viga continua[1] en ambos extremos. Losa unidireccional continua[1,2] | 20 | 30 |
| Recuadros exteriores y de esquina en losa sobre apoyos aislados[3] | 16 | 22 |
| Recuadros interiores en losa sobre apoyos aislados[3] | 17 | 25 |
| Voladizo | 6 | 9 |

1 Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.
2 En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.
3 En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

La tabla 50.2.2.1 corresponde a situaciones normales de uso en edificación y para elementos armados con acero $f_{yk} = 500$ N/mm$^2$

#### 50.2.2.2 Cálculo de la flecha instantánea

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

1. Se define como momento de inercia equivalente de una sección el valor $I_e$ dado por:

$$I_e=\left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b+\left[1-\left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

donde:

$M_a$ Momento flector máximo aplicado a la sección hasta el instante en que se evalua la flecha.

$M_f$ Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión:

$$M_f=f_{ct,fl}W_b$$

$f_{ct,fl}$ Resistencia a flexotracción del hormigón, que, simplificadamente, puede suponerse igual a $0{,}37f_{ckj}^{2/3}$ para $f_{ct,fl}$ y $f_{ckj}$ en N/mm².

$W_b$ Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción.

$I_b$ Momento de inercia de la sección bruta.

$I_f$ Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras activas y pasivas multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia.

2. La flecha máxima de un elemento puede obtenerse mediante las fórmulas de Resistencia de Materiales, adoptando como módulo de deformación longitudinal del hormigón el definido en 39.6 y como momento de inercia constante para toda la pieza el que corresponde a la sección de referencia que se define a continuación:

a) En elementos simplemente apoyados o tramos continuos, la sección central.

b) En elementos en voladizo, la sección de arranque.

#### 50.2.2.3 Cálculo de la flecha diferida

Las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar, salvo justificación más precisa, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor $\lambda$
donde:

$$\lambda=\frac{\xi}{1+50\rho'}$$

$\rho'$ Cuantía geométrica de la armadura de compresión A´referida al area de la sección útil, $b_0 d$, en la sección de referencia.

$$\rho'=\frac{A'}{b_0 d}$$

$\xi$ Coeficiente función de la duración de la carga que se toma de los valores indicados seguidamente:

| | |
|---|---|
| 5 o más años | 2,0 |
| 1 año | 1,4 |
| 6 meses | 1,2 |
| 3 meses | 1,0 |
| 1 mes | 0,7 |
| 2 semanas | 0,5 |

Para edad j de carga y t de cálculo de la flecha, el valor de $\xi$ a tomar en cuenta para el cálculo de $\lambda$ es $\xi_{(t)} - \xi_{(j)}$.

En el caso de que la carga se aplique por fracciones $P_1$, $P_2$,...,$P_n$, se puede adoptar como valor de $\xi$ el dado por:

$$\xi = (\xi_1 P_1 + \xi_2 P_2 + ... + \xi_n P_n)/(P_1 + P_2 + ... + P_n)$$

donde:

### 50.3 Elementos solicitados a torsión

El giro de las piezas o elementos lineales sometidos a torsión podrá deducirse por integración simple de los giros por unidad de longitud deducidos de la expresión:

$$\theta=\frac{T}{0{,}3\,E_c I_f}$$ para secciones no fisuradas

$$\theta=\frac{T}{0{,}1\,E_c I_f}$$ para secciones fisuradas

donde:

$T$ Torsor de servicio.

$E_c$ Módulo de deformación longitudinal secante definido en 39.6.
$I_t$ Momento de inercia a torsión de la sección bruta de hormigón.

### 50.4 Elementos solicitados a tracción pura

Las deformaciones en elementos sometidos a tracción pura pueden calcularse multiplicando el alargamiento medio unitario de las armaduras $\varepsilon_{sm}$, obtenido de acuerdo con 49.2.5, por la longitud del elemento.

## Artículo 51º Estado Límite de Vibraciones

### 51.1 Consideraciones generales

Las vibraciones pueden afectar al comportamiento en servicio de las estructuras por razones funcionales. Las vibraciones pueden causar incomodidad en sus ocupantes o usuarios, pueden afectar al funcionamiento de equipos sensibles a este tipo de fenómenos, etc.

### 51.2 Comportamiento dinámico

En general, para cumplir el Estado Límite de Vibraciones debe proyectarse la estructura para que las frecuencias naturales de vibración se aparten suficientemente de ciertos valores críticos.

# CAPÍTULO XII

# Elementos estructurales

## Artículo 52º Elementos estructurales de hormigón en masa

### 52.1 Ámbito de aplicación

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

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

### 52.2 Hormigones utilizables

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

### 52.3 Acciones de cálculo

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

## 52.4 Cálculo de secciones a compresión

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

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

donde:

$h_x$ y $h_y$ Dimensiones máximas en dichas direcciones.
$e_{xa}$ $= 0{,}05h_x \neq 2$ cm.
$e_{ya}$ $= 0{,}05h_y \neq 2$ cm

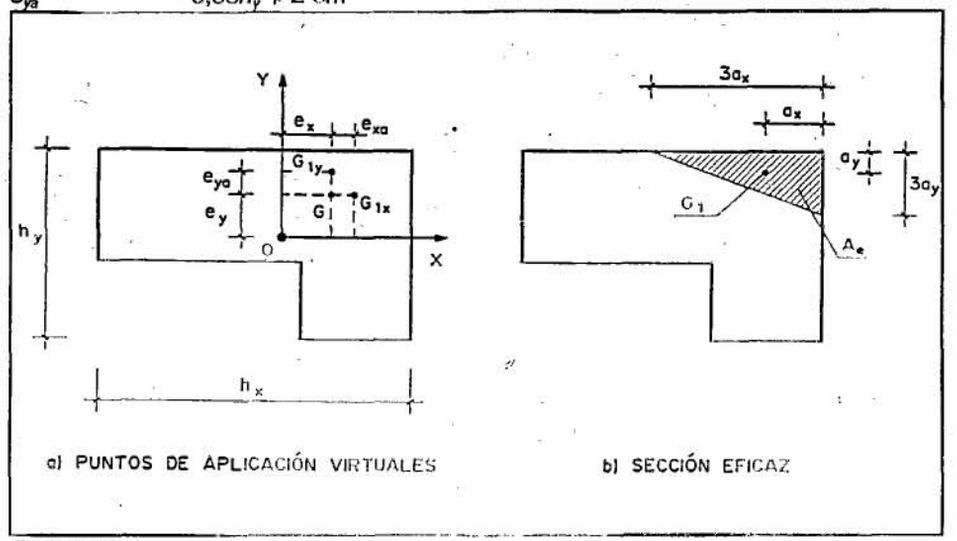



Figura 52.4.a

La tensión resultante $\sigma_d$ se calcula admitiendo una distribución uniforme de tensiones en una parte de la sección, denominada sección eficaz, de área $A_e$ (caso b; figura 52.4.a), delimitada por una recta secante y cuyo baricentro coincide con el punto de aplicación virtual $G_1$ del esfuerzo normal y considerando inactiva el resto de la sección.

La condición de seguridad es:

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

## 52.5 Cálculo de secciones a compresión y esfuerzo cortante

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

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

## 52.6 Consideración de la esbeltez

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

### 52.6.1 Anchura virtual

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

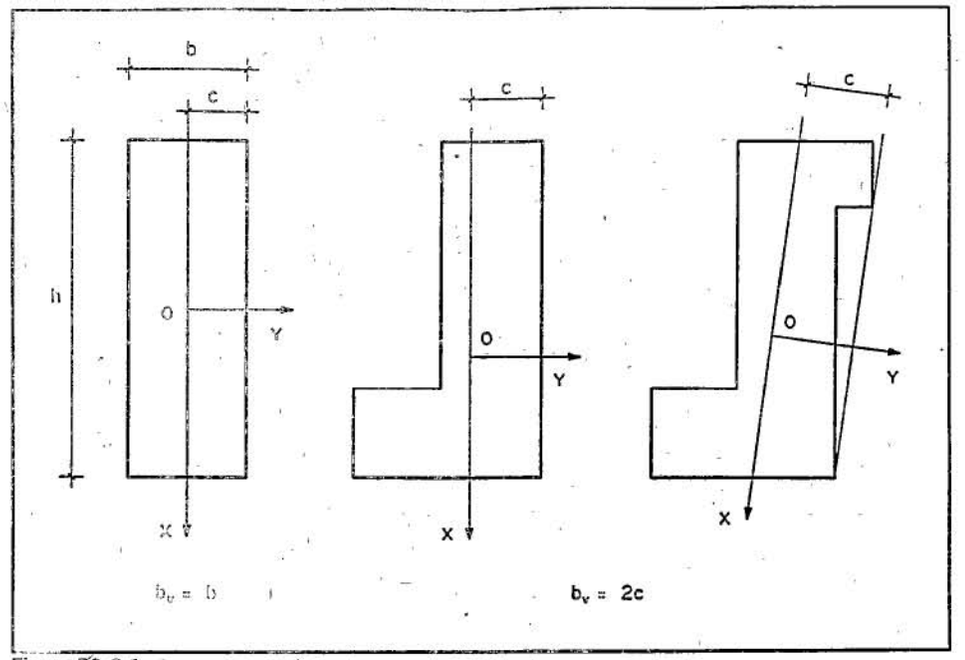



Figura 52.6.1

### 52.6.2 Longitud de pandeo

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

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

donde:

$s$ Separación entre muros de arriostramiento.

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

### 52.6.3 Esbeltez

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

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

### 52.6.4 Excentricidad ficticia

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

$$e_a = \frac{15}{E_c}\,(b_v + e_1)\,\lambda^2$$

donde:

$E_c$ Módulo instantáneo de deformación secante del hormigón en N/mm$^2$ a la edad de 28 días (39.6).

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

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

$$\frac{l}{3} \leq z_o \leq \frac{2\,l}{3}.$$

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

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

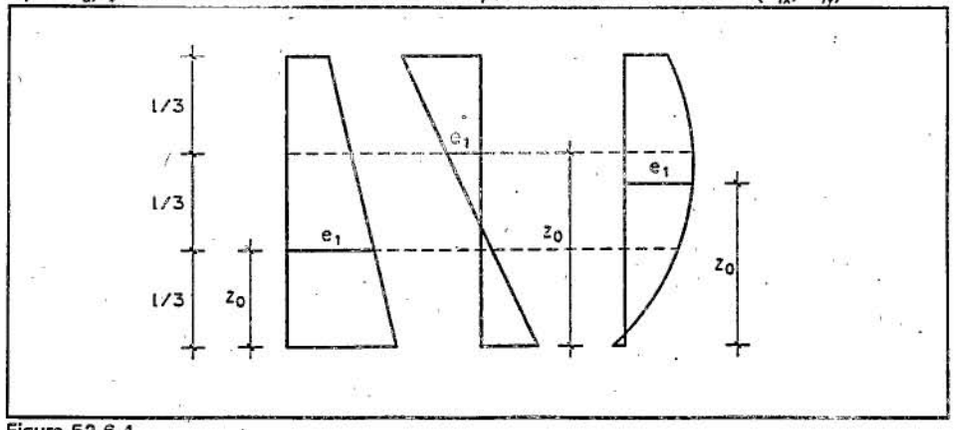



Figura 52.6.4

## Artículo 53º Forjados

Los forjados de hormigón armado y pretensado se regirán por la vigente Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado, debiendo cumplir, en lo que no se oponga a ello, los preceptos de esta Instrucción.

## Artículo 54º Vigas

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con el Artículo 42º o las fórmulas simplificadas del Anejo 8, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (Artículo 15º) y de los valores mayorados de las acciones combinadas (Artículo 13º). Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al Artículo 44º y con arreglo al Artículo 45º si existe, además, torsión. Para piezas compuestas se comprobará el Estado Límite de Rasante (Artículo 47º).

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

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

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 66, para las armaduras pasivas, y 67º, para las armaduras activas.

## Artículo 55º Soportes

Los soportes se calcularán, frente a solicitaciones normales, de acuerdo con el Artículo 42º o las fórmulas simplificadas del Anejo 8, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (Artículo 15º) y de los valores mayorados de las acciones combinadas (Artículo 11º). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobará el Estado Límite de Inestabilidad (Artículo 43º). Si existe esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al Artículo 44º y con arreglo al Artículo 45º si existe, además, torsión.

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

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

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 66º, para las armaduras pasivas, y 67º, para las armaduras activas.

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

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

## Artículo 56º Placas o losas

### 56.1 Placas o losas sobre apoyos continuos

Este Artículo se refiere a placas o losas planas de hormigón armado y pretensado sustentadas sobre apoyos continuos.

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

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

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

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

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

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

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 66º, para las armaduras pasivas, y 67º, para las armaduras activas.

Para losas rectangulares apoyadas en dos bordes se dispondrá, en cualquier caso, una armadura transversal paralela a la dirección de los apoyos calculada para absorber un momento igual al 20% del momento principal.

### 56.2 Placas o losas sobre apoyos aislados

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

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

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

siendo *L* la mayor dimensión del recuadro.

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

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

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

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

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

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

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

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

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en el Artículo 66º, para armaduras pasivas.

## Artículo 57º Muros

Los muros sometidos a flexión se calcularán de acuerdo con el Artículo 42º o las fórmulas simplificadas del Anejo 8, a partir de los valores de cálculo de la resistencia de los materiales y los valores mayorados de las acciones combinadas (Artículo 13º). Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este esfuerzo con arreglo al Artículo 44º.

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

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 66º, para las armaduras pasivas, y 67º, para las armaduras activas.

## Artículo 58º Láminas

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

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

Salvo justificación especial, se cumplirán las siguientes disposiciones:

a) Las armaduras de la lámina se colocarán en posición rigurosamente simétrica, respecto a la superficie media de la misma.

b) La cuantía mecánica en cualquier sección de la lámina cumplirá la limitación:

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

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

c) La distancia entre armaduras principales no será superior a:

- Tres veces el espesor de la lámina, si se dispone una malla en la superficie media.
- Cinco veces el espesor de la lámina, si se disponen mallas junto a los dos paramentos.

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

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

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

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

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

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

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

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 66º, para las armaduras pasivas, y 67º, para las armaduras activas.

## Artículo 59º Elementos de cimentación

### 59.1 Generalidades

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

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

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

### 59.2 Clasificación de las cimentaciones de hormigón estructural

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

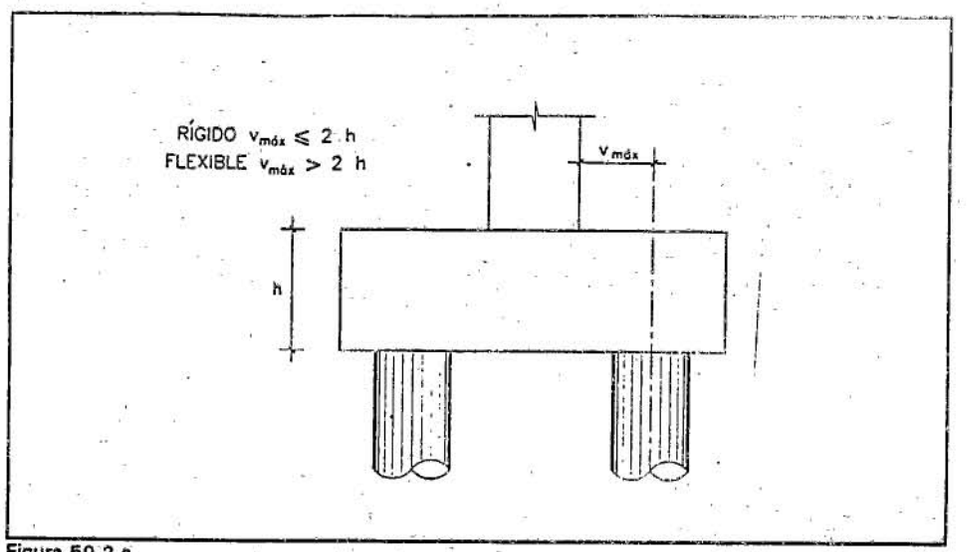



Figura 59.2.a

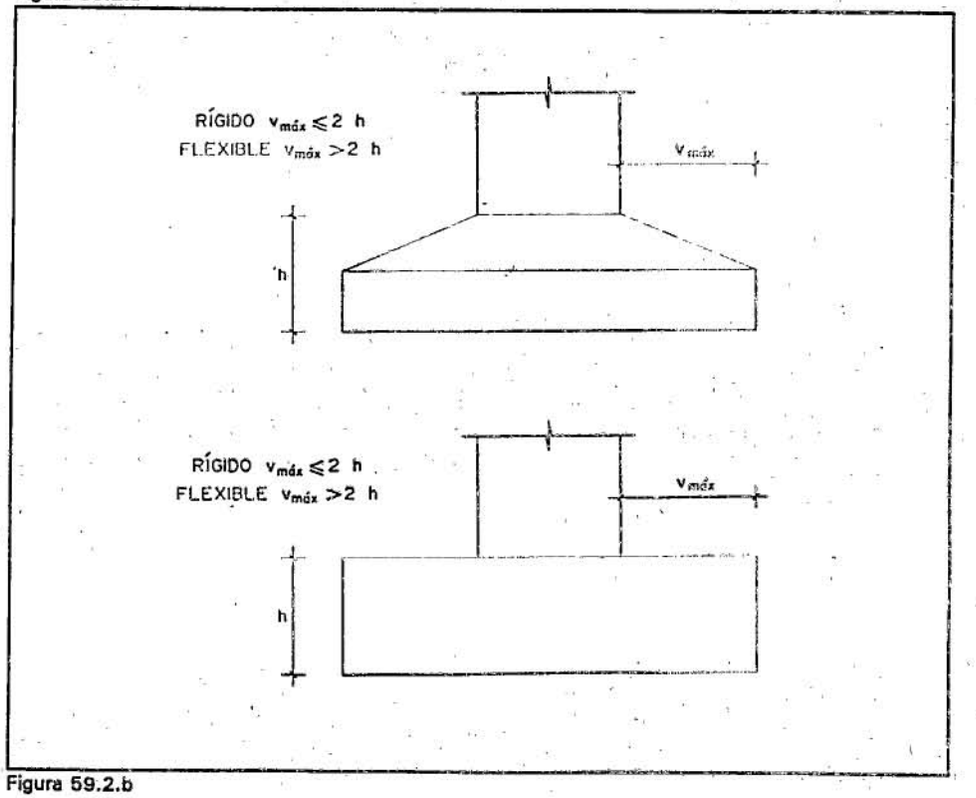



Figura 59.2.b

### 59.2.1 Cimentaciones rígidas

Dentro del grupo de cimentaciones rígidas se encuentran:

- Los encepados cuyo vuelo *v* en la dirección principal de mayor vuelo es menor que 2*h*. (figura 59.2.a).
- Las zapatas cuyo vuelo *v* en la dirección principal de mayor vuelo es menor que 2*h*. (figura 59.2.b).
- Los pozos de cimentación.
- Los elementos masivos de cimentación: contrapesos, muros masivos de gravedad, etc.

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

### 59.2.2 Cimentaciones flexibles

Dentro del grupo de cimentaciones flexibles se encuentran:

- Los encepados cuyo vuelo *v* en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que 2*h*. (figura 59.2.a).
- Las zapatas cuyo vuelo *v* en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que 2*h*. (figura 59.2.b).
- Las losas de cimentación.

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

### 59.2.3 Otros elementos de cimentación

Se incluyen aquí las vigas de atado que se desarrollan en el apartado 59.5, los pilotes, que se desarrollan en el apartado 59.6, y las zapatas de hormigón en masa, que se desarrollan en el apartado 59.7.

## 59.3 Criterios generales de proyecto

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

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

Para la comprobación de los distintos Estados Límite Últimos del elemento de cimentación, se considerarán los efectos de las tensiones del terreno o reacciones de los pilotes, obtenidos para los esfuerzos transmitidos por la estructura para las combinaciones pésimas mayoradas, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden en el caso de soportes esbeltos, y la acción mayorada del peso propio de la cimentación, cuando sea necesario, y el del terreno que gravita sobre ésta.

## 59.4 Comprobación de elementos y dimensionamiento de la armadura

### 59.4.1 Cimentaciones rígidas

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

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

#### 59.4.1.1 Zapatas rígidas

Para zapatas rectangulares sometidas a flexocompresión recta, siempre que se pueda despreciar el efecto del peso de la zapata y de las tierras situadas sobre ésta, el modelo a utilizar es el representado en la figura 59.4.1.1.a.

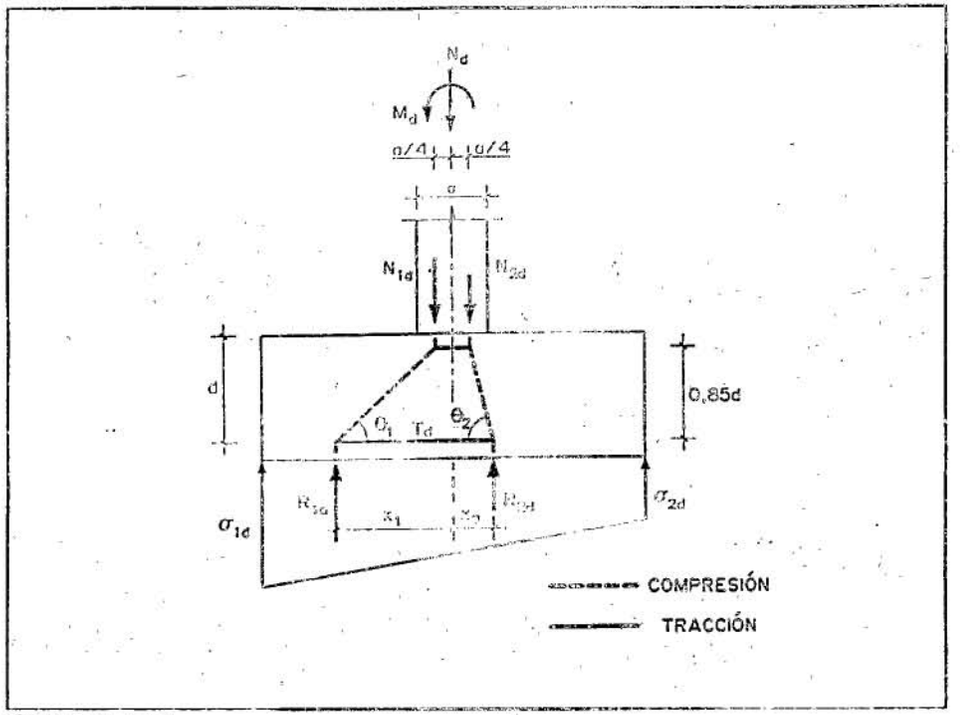



Figura 59.4.1.1.a

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

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2) y siendo el significado de las variables el representado en la figura 59.4.1.1.a y las tensiones $\sigma_{1d}$ y $\sigma_{2d}$ las obtenidas teniendo en cuenta sólo las cargas transmitidas por la estructura. Esta armadura se dispondrá, sin reducción de sección, en toda la longitud de la zapata y se anclará según los criterios establecidos en el Artículo 66º. El anclaje mediante barras transversales soldadas es especialmente recomendable en este caso.

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

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

### 59.4.1.2 Encepados rígidos

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

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

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

#### 59.4.1.2.1 Encepados sobre dos pilotes

##### 59.4.1.2.1.1 Armadura principal

La armadura se proyectará para resistir la tracción de cálculo $T_d$ de la figura 59.4.1.2.1.1.a, que puede tomarse como:

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2) y donde $N_d$ corresponde al axil de cálculo del pilote más cargado.

La armadura inferior se colocará, sin reducir su sección, en toda la longitud del encepado. Esta armadura se anclará, por prolongación recta o en ángulo recto, o mediante barras transversales soldadas, a partir de planos verticales que pasen por el eje de cada pilote (figura 59.4.1.2.1.1.b).

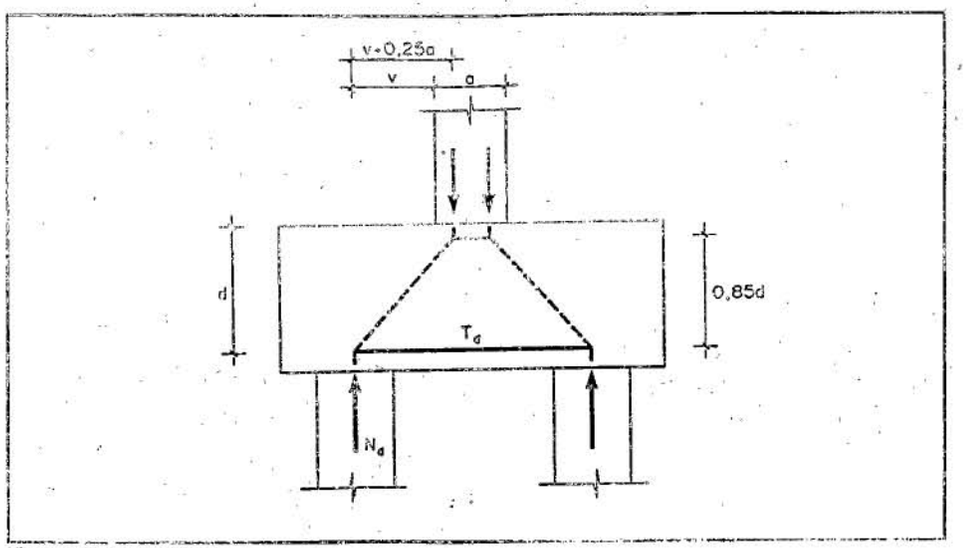



Figura 59.4.1.2.1.1.a

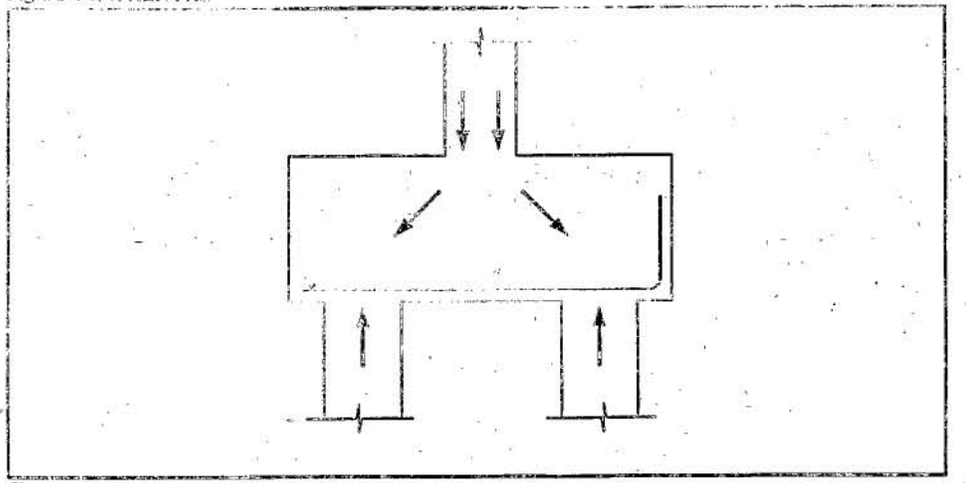


Figura 59.4.1.2.1.1.b

### 59.4.1.2.1.2 Armadura secundaria

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

- Una armadura longitudinal dispuesta en la cara superior del encepado y extendida, sin escalonar, en toda la longitud del mismo. Su capacidad mecánica no será inferior a 1/10 de la capacidad mecánica de la armadura inferior.
- Una armadura horizontal y vertical dispuesta en retícula en las caras laterales. La armadura vertical consistirá en cercos cerrados que aten a la armadura longitudinal superior e inferior. La armadura horizontal consistirá en cercos cerrados que aten a la armadura vertical antes descrita (figura 59.4.1.2.1.2.a). La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, será, como mínimo, del 4‰. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

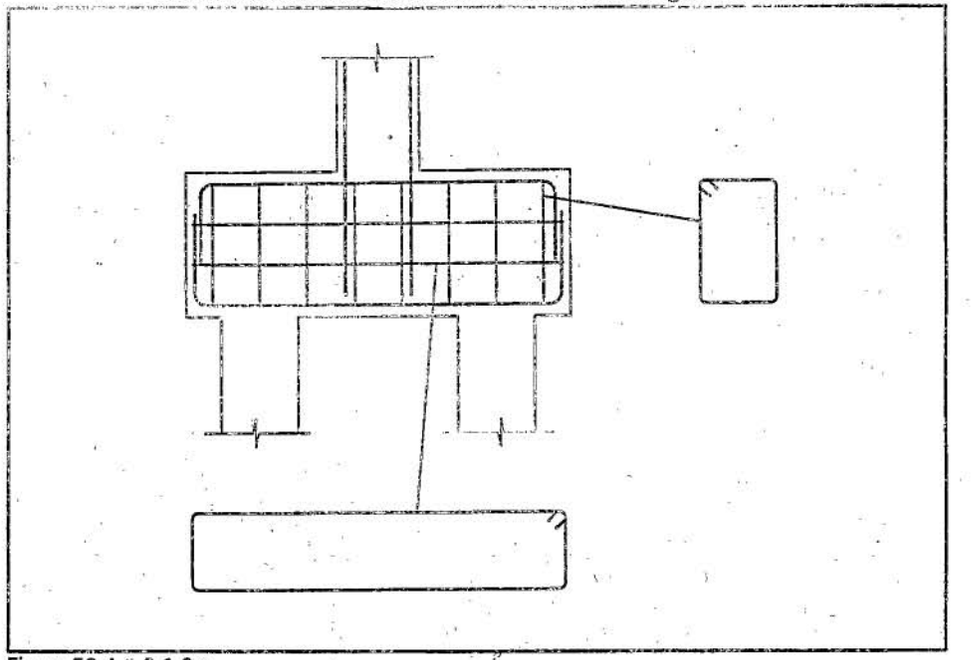


Figura 59.4.1.2.1.2.a

Con una concentración elevada de armadura es conveniente aproximar más, en la zona de anclaje de la armadura principal, los cercos verticales que se describen en este apartado, a fin de garantizar el zunchado de la armadura principal en la zona de anclaje (figura 59.4.1.2.1.2.b).

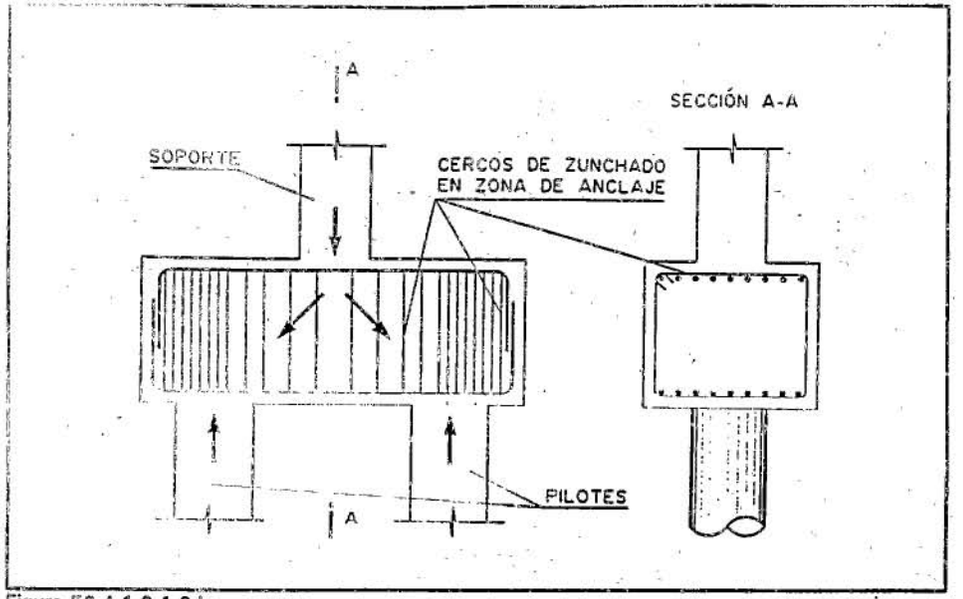



Figura 59.4.1.2.1.2.b

### 59.4.1.2.2 Encepados sobre varios pilotes

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

- Armadura principal

  Se sitúa en bandas sobre los pilotes (ver figura 59.4.1.2.2.a). Se define como banda o faja una zona cuyo eje es la línea que une los centros de los pilotes, y cuyo ancho es igual al diámetro del pilote más dos veces la distancia entre la cara superior del pilote y el centro de gravedad de la armadura del tirante (ver figura 59.4.1.2.2.b).

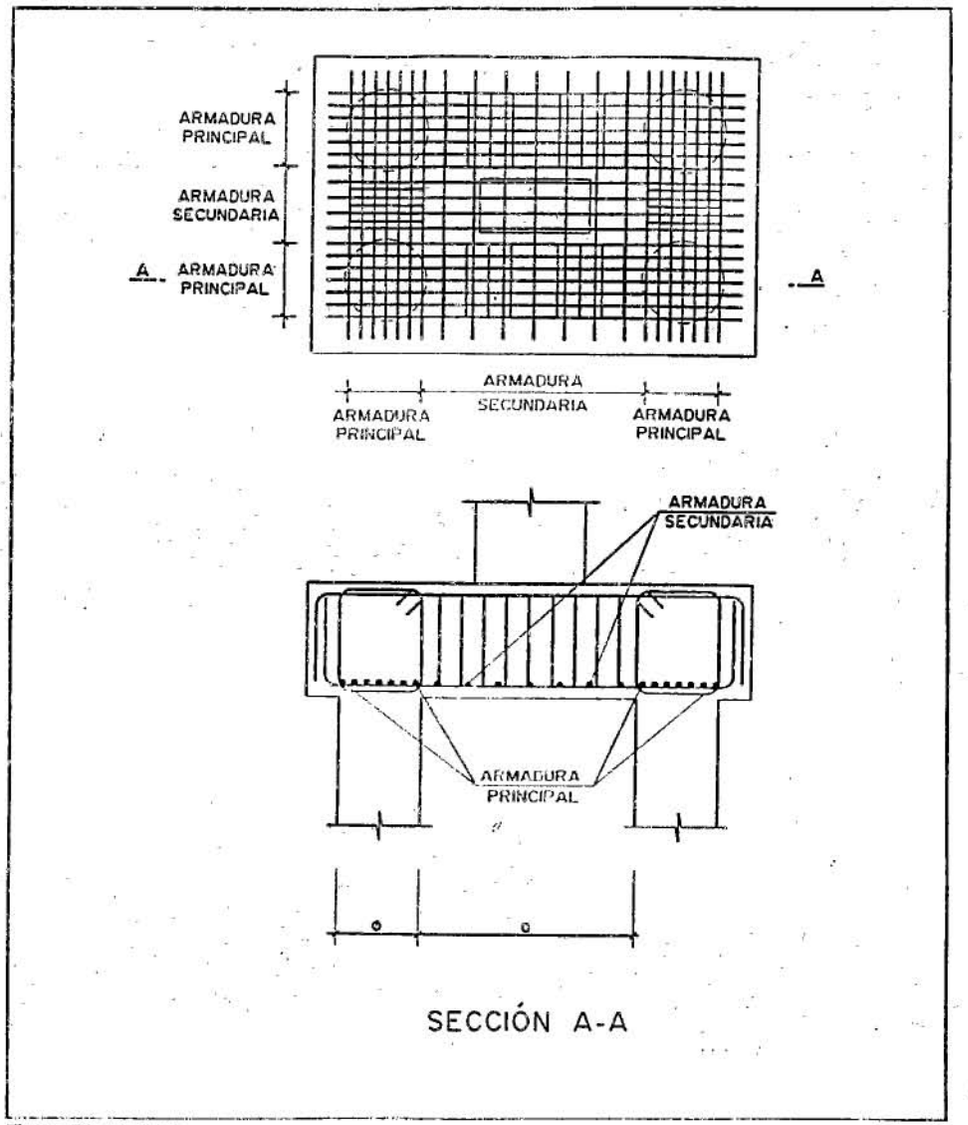



Figura 59.4.1.2.2.a

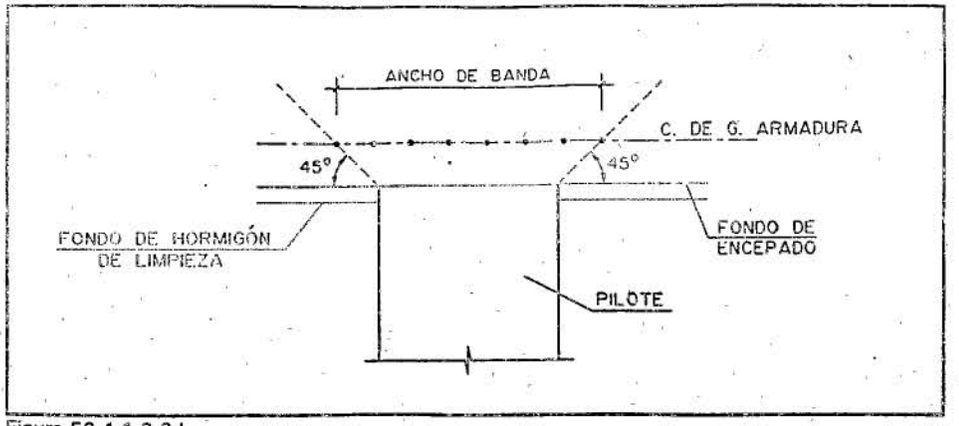



Figura 59.4.1.2.2.b

- Armadura secundaria:
  Se sitúa entre las bandas (ver 59.4.1.2.2.1)
- Armadura secundaria vertical:
  Se sitúa a modo de cercos, atando la armadura principal de bandas (ver 59.4.1.2.2.2)

### 59.4.1.2.2.1 Armadura principal y secundaria horizontal

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

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

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

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

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

$N_d$ Axil de cálculo del pilote más cargado (figura 59.4.1.2.2.1.a).
$d$ Canto útil del encepado (figura 59.4.1.2.2.1.a).

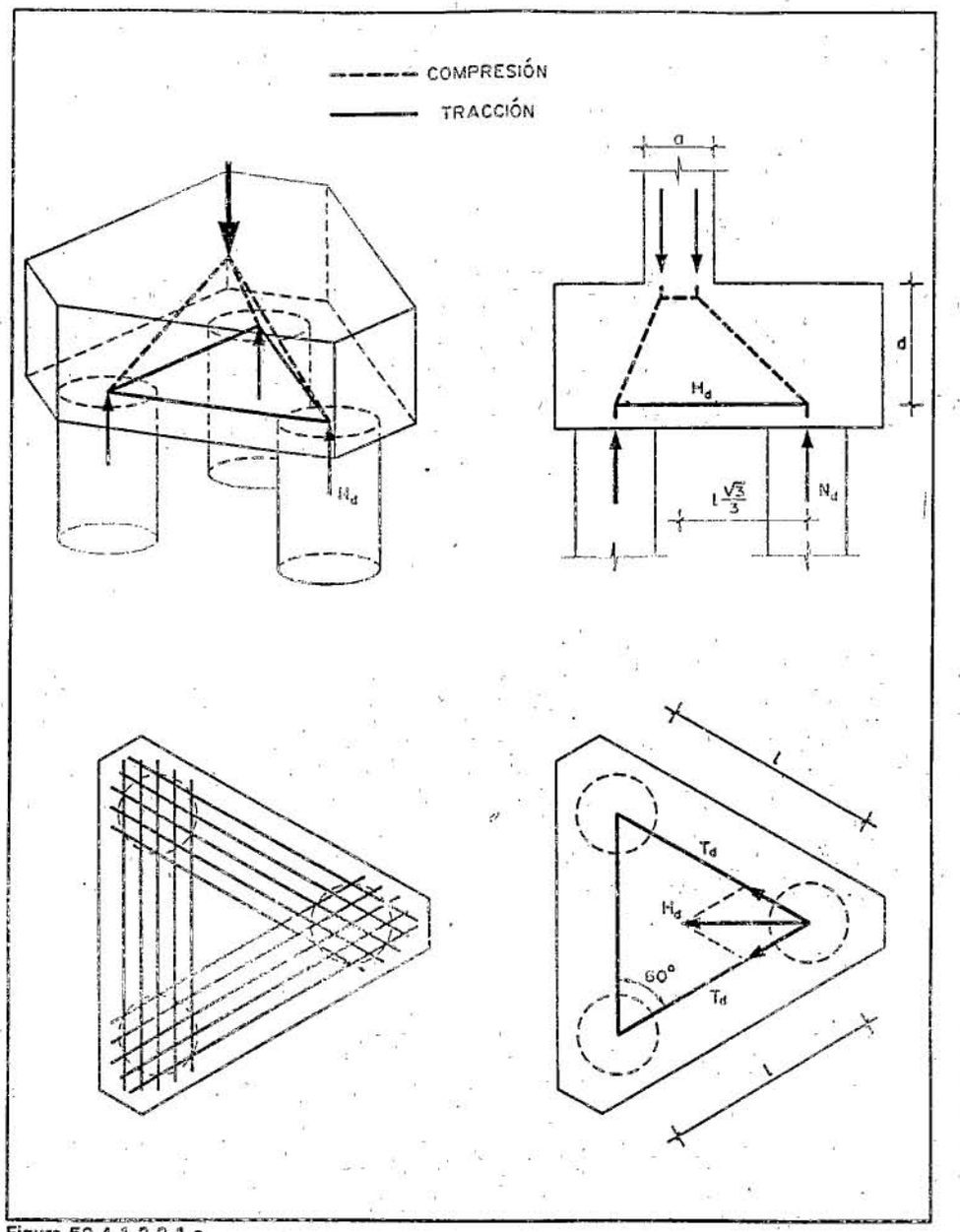



Figura 59.4.1.2.2.1.a

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

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

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

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

$N_d$ Axil del pilote más cargado (figura 59.4.1.2.2.1.b).
$d$ Canto útil del encepado (figura 59.4.1.2.2.1.b).

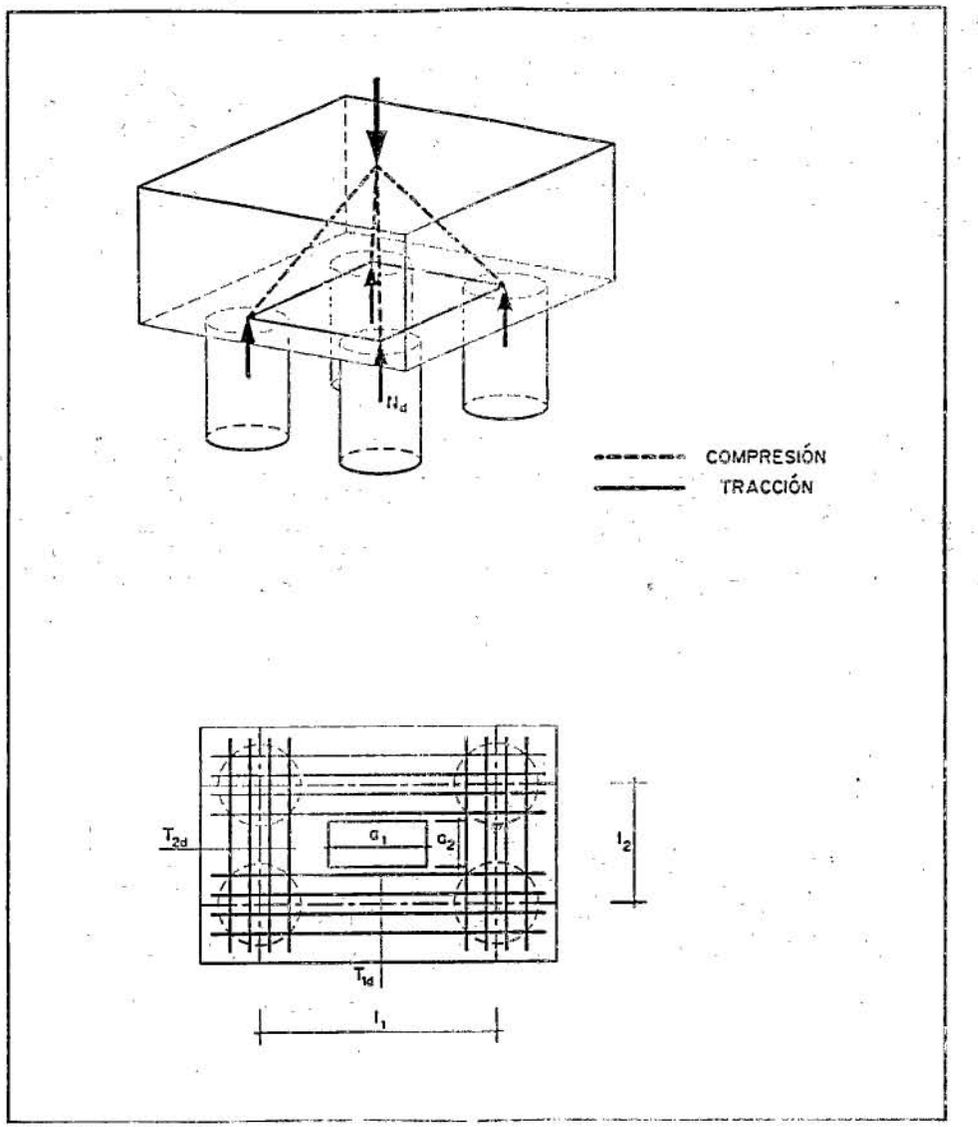



Figura 59.4.1.2.2.1.b

En el caso de cimentaciones continuas sobre un encepado lineal, la armadura principal se situará perpendicularmente al muro, calculada con la expresión del apartado 59.4.1.2.1, mientras que en la dirección paralela al muro, el encepado y el muro se calcularán como viga (que en general será de gran canto) soportada por los pilotes (figura 59.4.1.2.2.1.c).

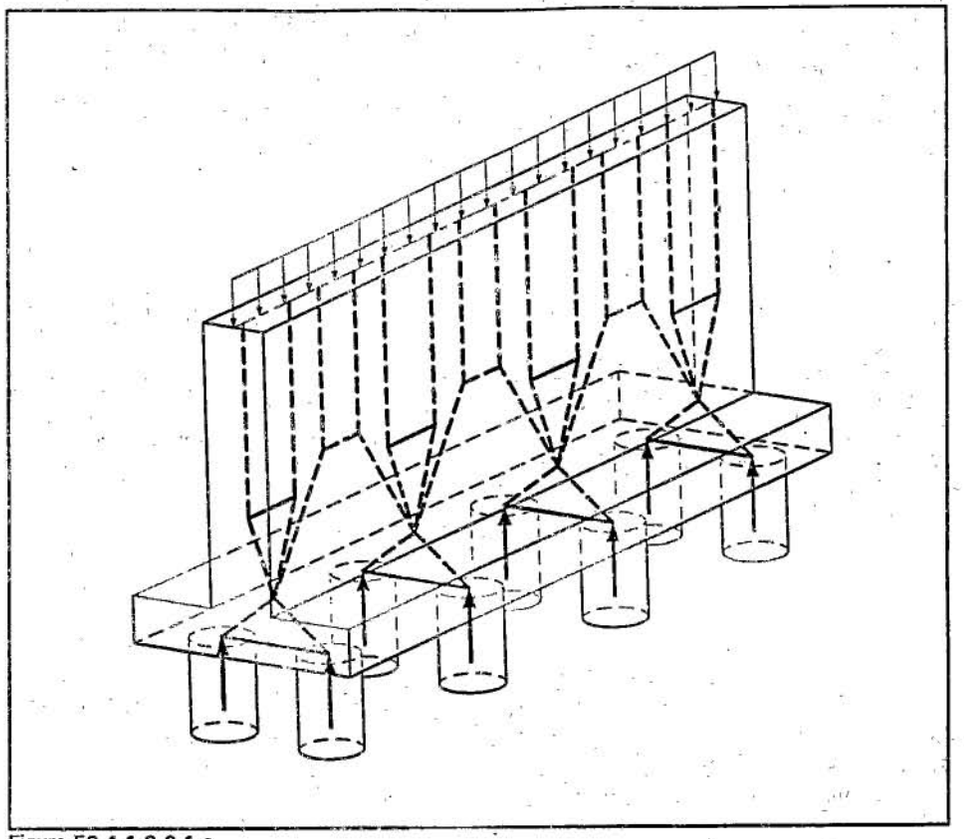


Figura 59.4.1.2.2.1.c

**59.4.1.2.2.2 Armadura secundaria vertical**

Con cargas portantes apreciables es conveniente disponer una armadura secundaria vertical como consecuencia de la dispersión del campo de compresiones.

La armadura secundaria vertical, figura 59.4.1.2.2.2, tendrá una capacidad mecánica total no inferior al valor $N_d$ / 1,5$n$, con $n \geq 3$, siendo:

$N_d$ axil de cálculo del soporte
$n$ número de pilotes

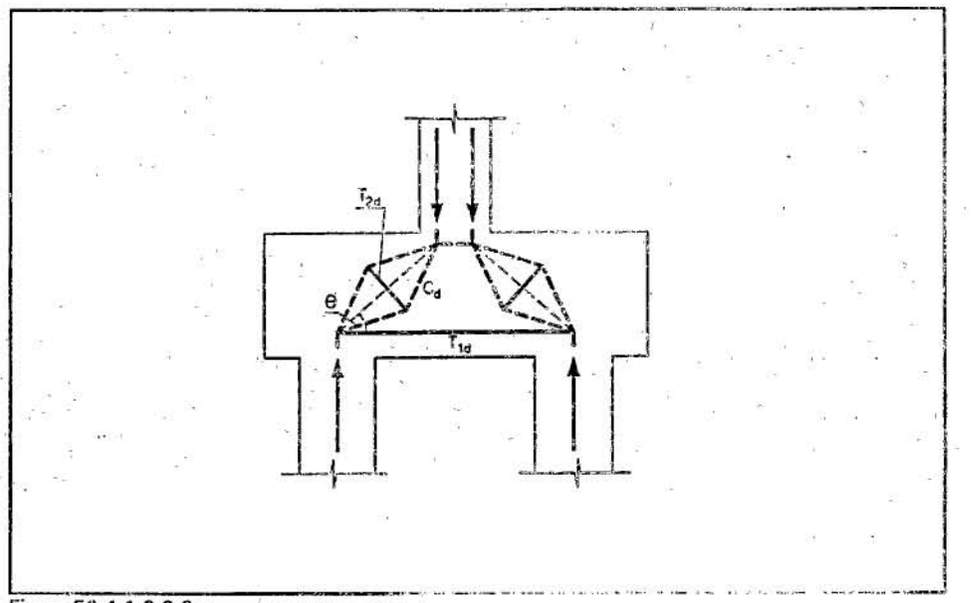



Figura 59.4.1.2.2.2

## 59.4.2 Cimentaciones flexibles

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

### 59.4.2.1 Zapatas y encepados flexibles

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

59.4.2.1.1 Cálculo a flexión

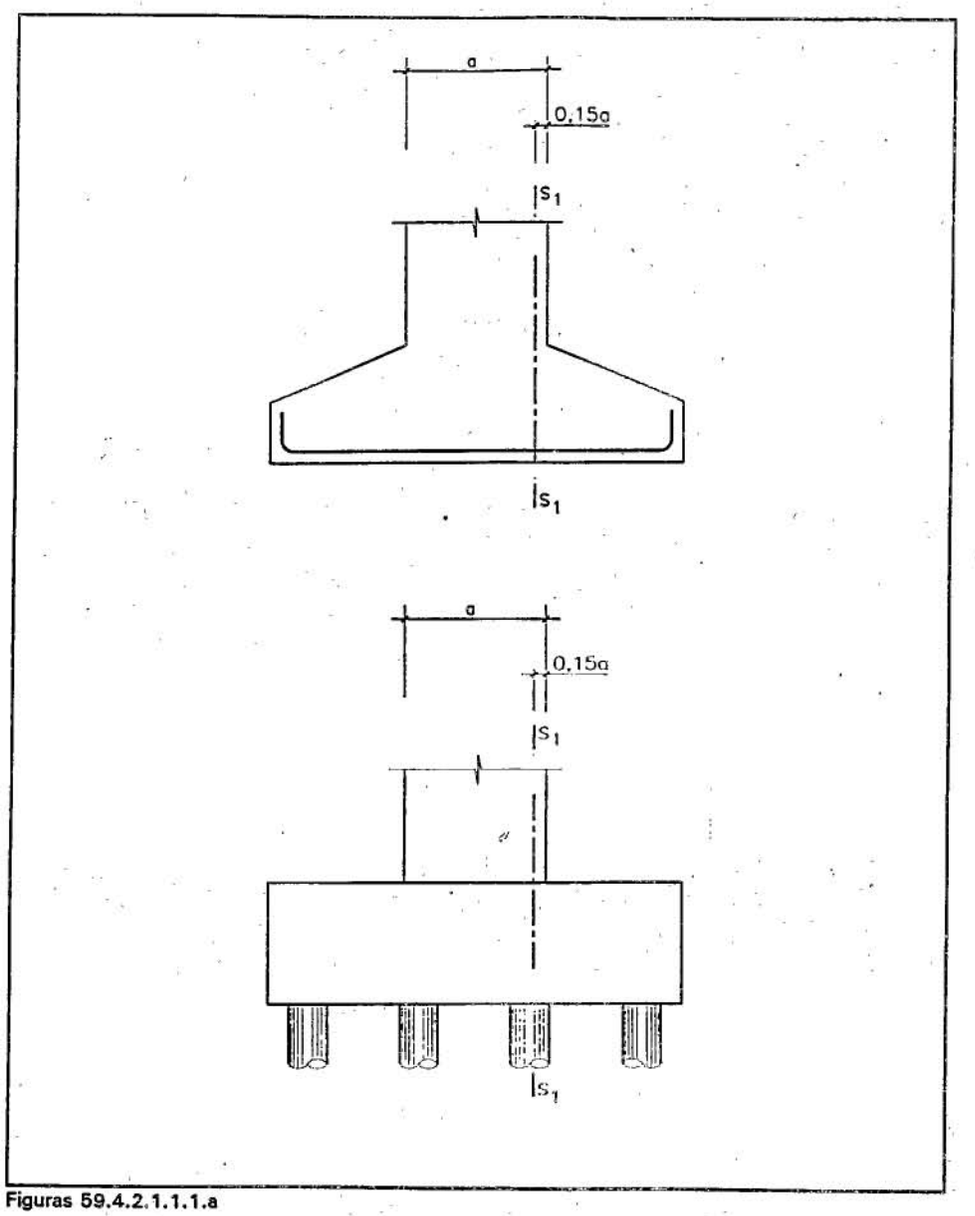
59.4.2.1.1.1 Sección de referencia $S_1$

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

El canto útil de esta sección de referencia se tomará igual al canto útil de la sección paralela a la sección $S_1$ situada en la cara del soporte o del muro (figura 59.4.2.1.1.1.a).

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

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




Figuras 59.4.2.1.1.1.a

**59.4.2.1.1.1.1 Cálculo del momento flector**

El momento máximo que se considerará en el cálculo de las zapatas y encepados flexibles, es el que se produce en la sección de referencia $S_1$ definida en el apartado anterior (figura 59.4.2.1.1.1.1).

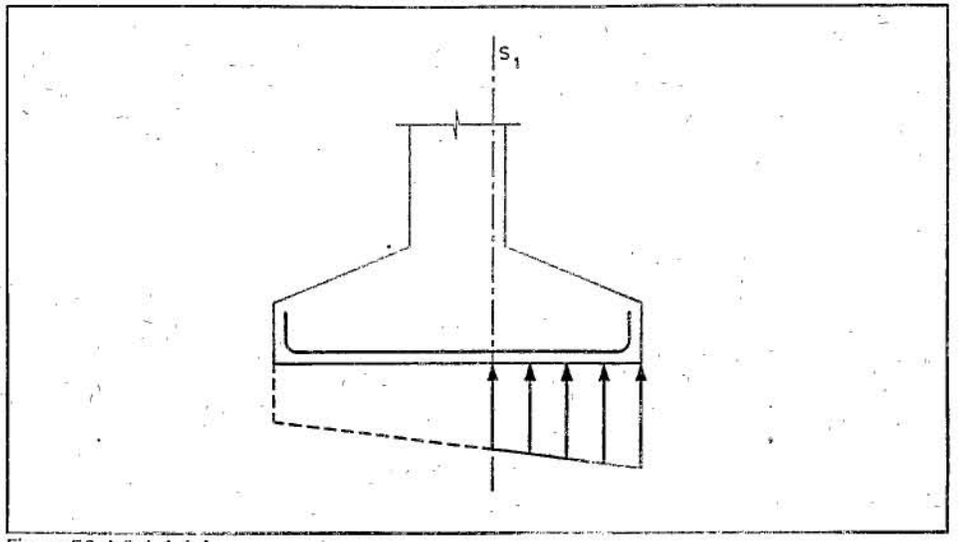



Figura 59.4.2.1.1.1

59.4.2.1.1.2 Determinación de la armadura

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

**59.4.2.1.1.2 Disposición de armaduras**

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

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

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

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

$h$ Canto total de la cimentación.

Si $b'$ fuese menor que $a+2h$, se sustituirá $b'$ por $a+2h$ (figura 59.4.2.1.1.2.a).

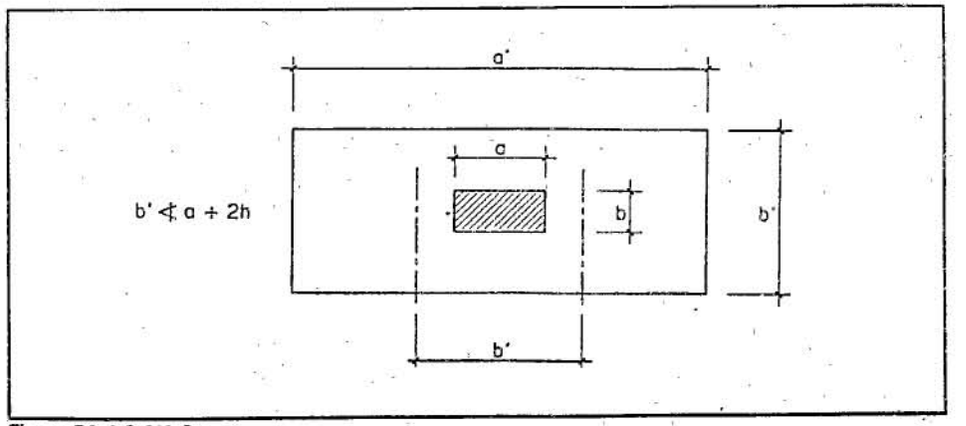



Figura 59.4.2.1.1.2.a

La armadura calculada según 59.4.2.1.1.1.2 deberá estar anclada según el más desfavorable de los dos criterios siguientes:

- La armadura estará anclada según las condiciones del Artículo 66º desde una sección $S_2$ situada a un canto útil de la sección de referencia $S_1$.
- La armadura se anclará a partir de la sección $S_3$ (figura 59.4.2.1.1.2.b) para una fuerza :

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

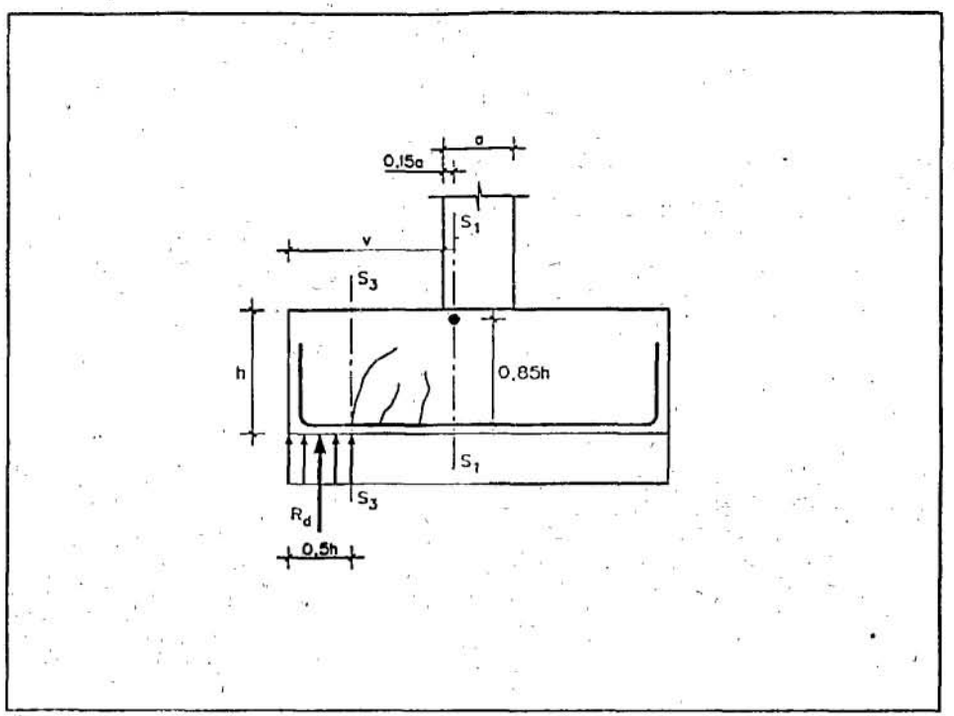


Figura 59.4.2.1.1.2.b

### 59.4.2.1.2 Cálculo a tensiones tangenciales

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

#### 59.4.2.1.2.1 Cálculo a cortante

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

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

#### 59.4.2.1.2.2 Cálculo a punzonamiento

Se comprobará este Estado Límite según el Artículo 46º.

### 59.4.2.1.3 Comprobación a fisuración

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

### 59.4.2.2 Losas de cimentación

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

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

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

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

Se comprobará el Estado Límite de Agotamiento frente a cortante de acuerdo con las indicaciones del Artículo 44º.

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

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

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 66º, para las armaduras pasivas, y 67º, para las armaduras activas.

## 59.5 Vigas de centrado y atado

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

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

En general estos elementos cumplirán los requisitos indicados para vigas en el Artículo 54º.

### 59.6 Pilotes

La comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte, Artículo 55º, en que el terreno impide, al menos parcialmente, el pandeo.

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

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

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

### 59.7 Zapatas de hormigón en masa

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

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

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

- 0,25*a*, cuando se trate de muros de mampostería.
- La mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de apoyo de acero.

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

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

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

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

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

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

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

### 59.8 Dimensiones y armaduras mínimas de zapatas, encepados y losas de cimentación

#### 59.8.1 Cantos y dimensiones mínimos

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

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

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

#### 59.8.2 Disposición de armadura

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

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

#### 59.8.3 Armadura mínima vertical

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

Si la zapata o el encepado se comporta esencialmente como una viga ancha y se calcula como elemento lineal, de acuerdo con 59.4.2.1.2.1, la armadura transversal deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 44º.

Si la zapata o el encepado se comporta esencialmente actuando en dos direcciones y se calcula a punzonamiento, de acuerdo con 59.4.2.1.2.2, la armadura transversal deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 46º.

## Artículo 60º Cargas concentradas sobre macizos

### 60.1 Generalidades

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

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

El modelo de celosía equivalente, en el caso de carga centrada de la figura 60.1.a, es el indicado en la figura 60.1.b.

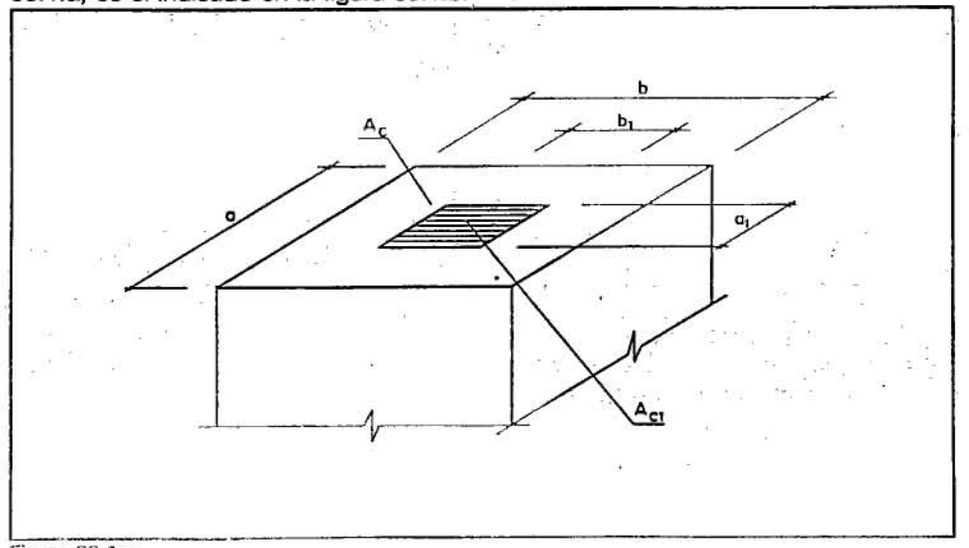



Figura 60.1.a

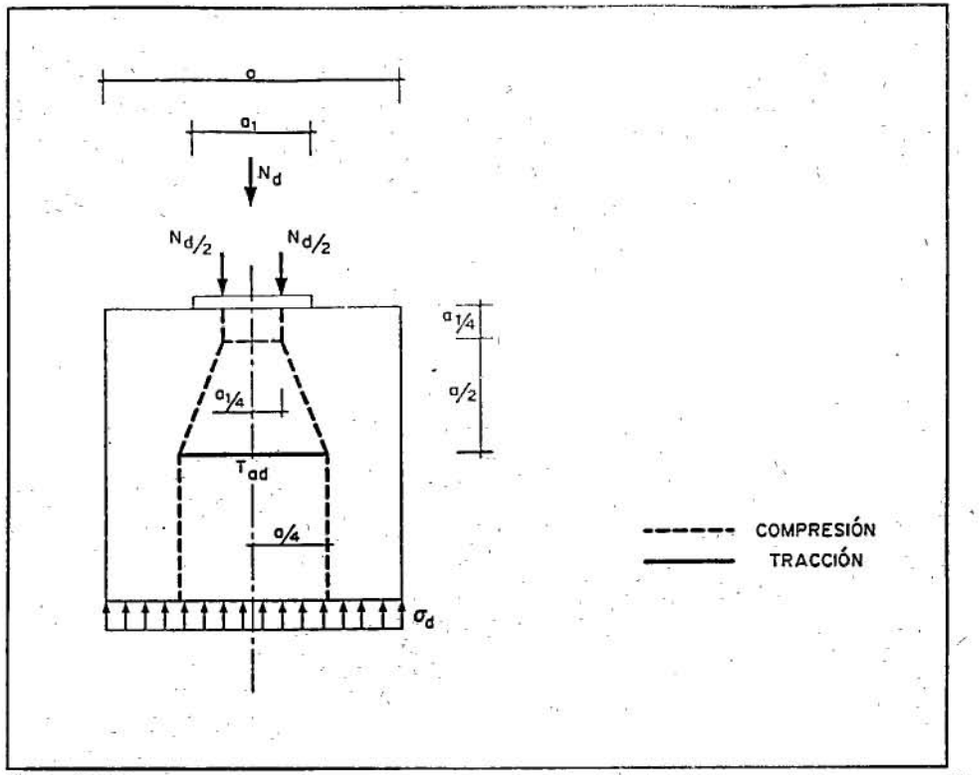



Figura 60.1.b

### 60.2 Comprobación de nudos y bielas

La fuerza máxima de compresión que puede actuar en Estado Límite Último sobre una superficie restringida, figura 60.1.a, de área $A_{c1}$, situada concéntrica y homotéticamente sobre otra área $A_c$, supuesta plana, puede ser calculada por la fórmula:

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

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

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

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

### 60.3 Armaduras transversales

Los tirantes $T_d$ indicados en la figura 60.1.b se dimensionarán para la tracción de cálculo indicada en las siguientes expresiones.

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

en sentido paralelo a a, y

$$T_{bd} = 0{,}25\ N_d \left( \frac{b - b_1}{b} \right) = A_s f_{yd}$$

en sentido paralelo a *b*, con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2)

### 60.4 Criterios de disposición de armadura

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

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

## Artículo 61º Zonas de anclaje

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

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

## Artículo 62º Vigas de gran canto

### 62.1 Generalidades

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

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

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

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

### 62.2 Anchura mínima

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

### 62.3 Vigas de gran canto simplemente apoyadas

#### 62.3.1 Dimensionamiento de la armadura

En el caso de carga uniformemente distribuida aplicada en la cara superior, el modelo es el indicado en la figura 62.3.1.a y la armadura principal se calculará tomando como posición del brazo mecánico $z=0{,}6l$, y para una fuerza de tracción igual a:

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2).

La comprobación del nudo de apoyo se realizará de acuerdo con el modelo de la figura 62.3.1.b.

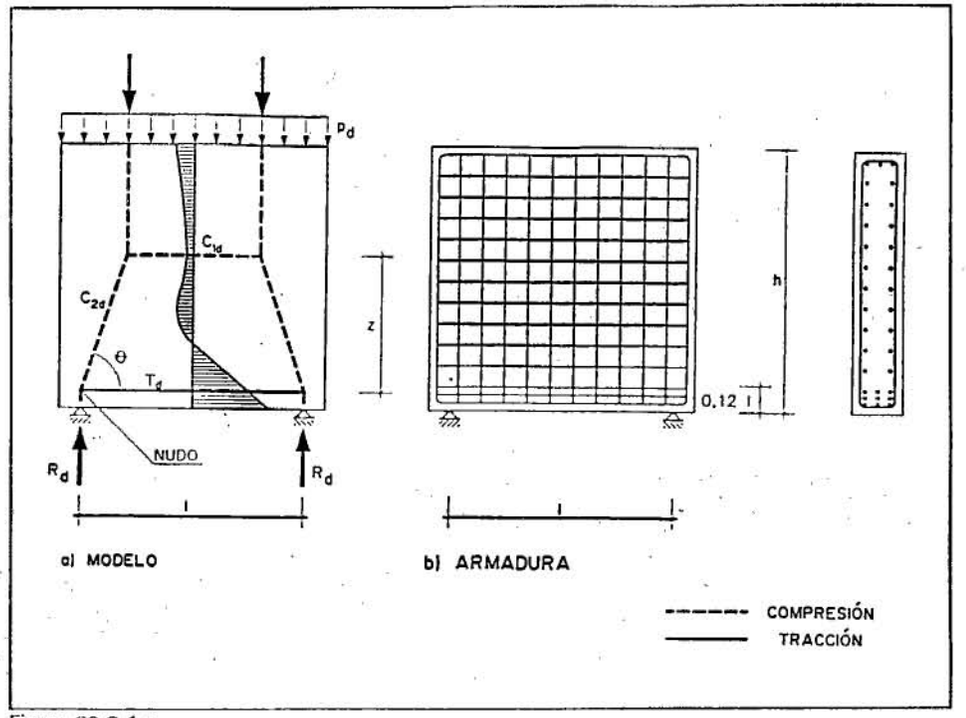



Figura 62.3.1.a

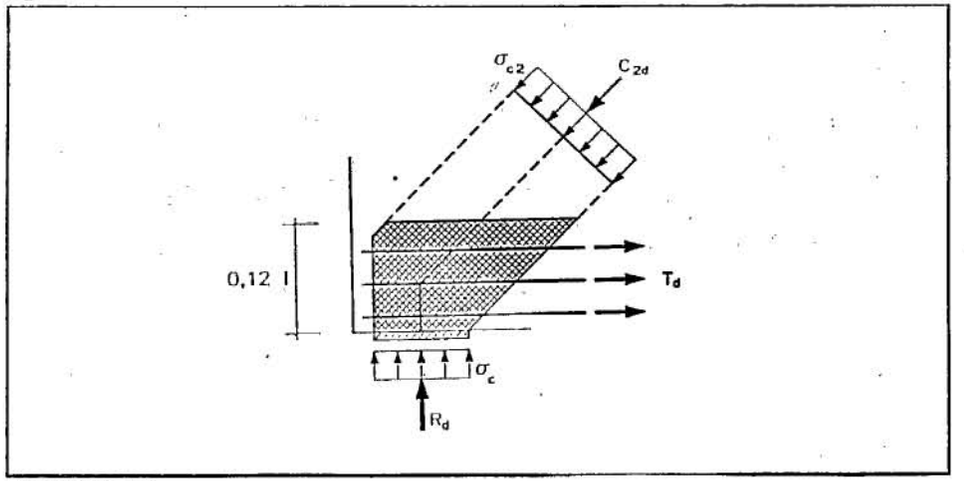



Figura 62.3.1.b

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

Se prestará especial atención al anclaje de la armadura principal (ver figura 62.3.1.c), que deberá tener una longitud de anclaje desde el eje del apoyo hacia el extremo de la pieza.

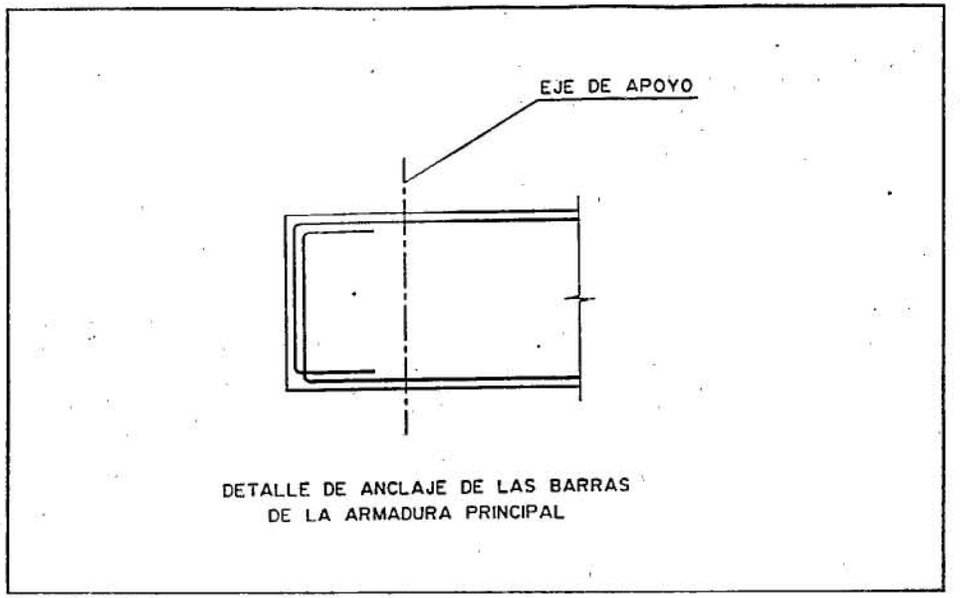



Figura 62.3.1.c

Si fuese necesario, se dispondrá una armadura adicional en apoyos según el Artículo 60º.

### 62.3.2 Comprobación de nudos y bielas

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

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

donde:

$a$, $b$ Dimensiones del apoyo.
$f_{2cd}$ Resistencia a compresión del hormigón.

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

## 62.4 Vigas de gran canto continuas

En el caso de carga uniformemente distribuida aplicada en la cara superior, el modelo es el indicado en las figuras 62.4.a y b.

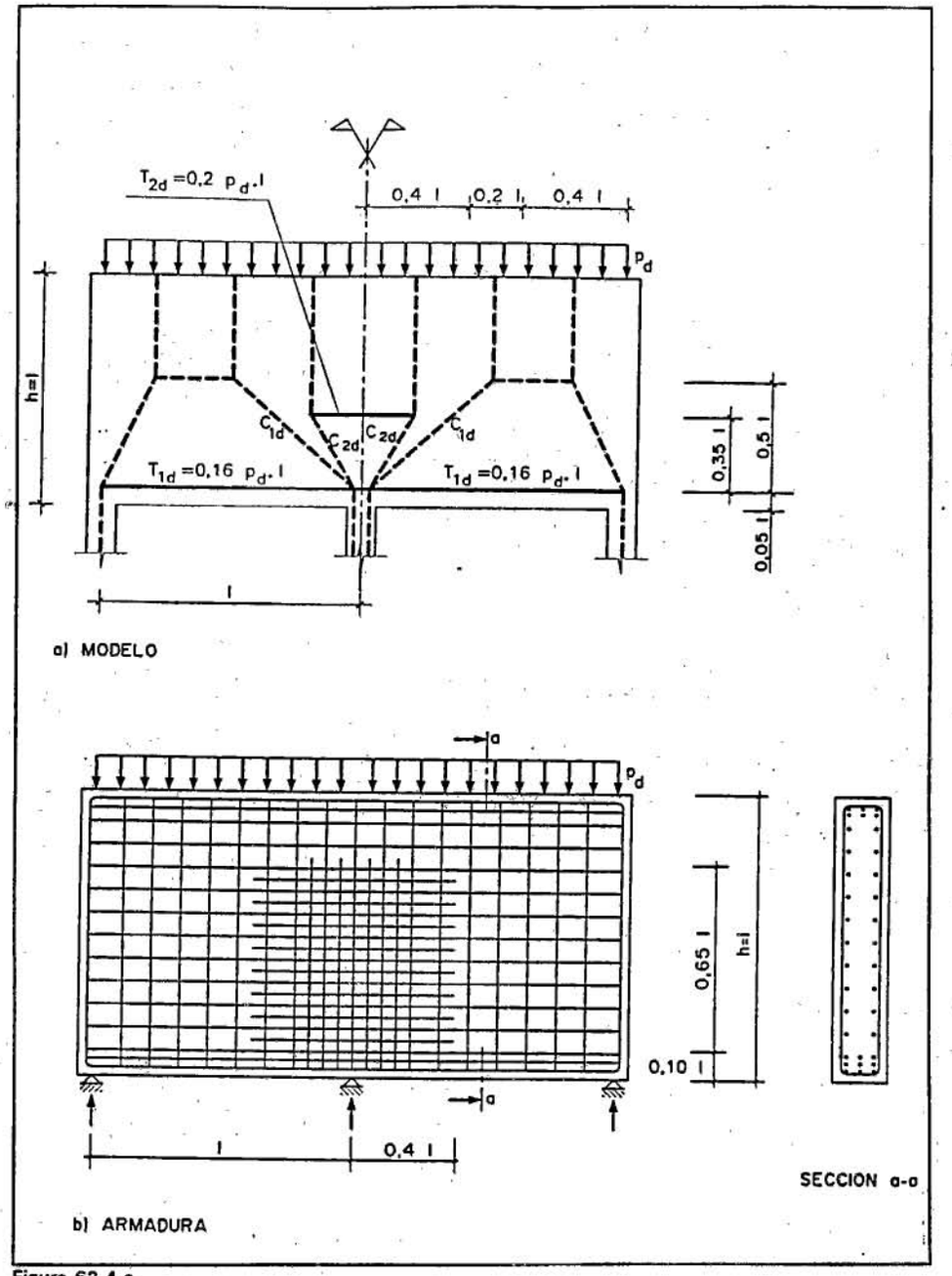



Figura 62.4.a

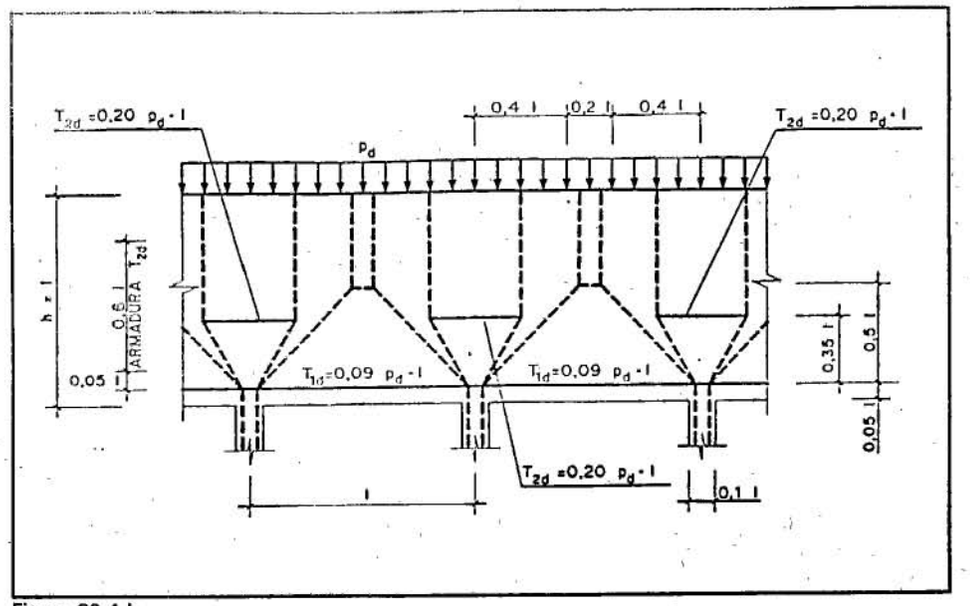


Figura 62.4.b

### 62.4.1 Dimensionamiento de la armadura

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

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2).

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

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2).

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

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2).

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

En los apoyos extremos se prestará especial cuidado al anclaje de la armadura (ver figura 62.3.1.c), que deberá tener una longitud de anclaje desde el eje de apoyo hacia el extremo de la pieza.

Si fuese necesario se dispondrá una armadura adicional en apoyo según el Artículo 60º.

### 62.4.2 Comprobación de nudos y bielas

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

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

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

donde:

| | |
|---|---|
| $R_{ed}$ | Reacción de cálculo en apoyo extremo. |
| $R_{id}$ | Reacción de cálculo en apoyo interior. |
| $a_e$, $b_e$ | Dimensiones del apoyo extremo (figura 62.3.1.b). |
| $a_i$, $b_i$ | Dimensiones del apoyo interior (figura 62.4.2). |
| $f_{2cd}$ | Resistencia a compresión del hormigón. |

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

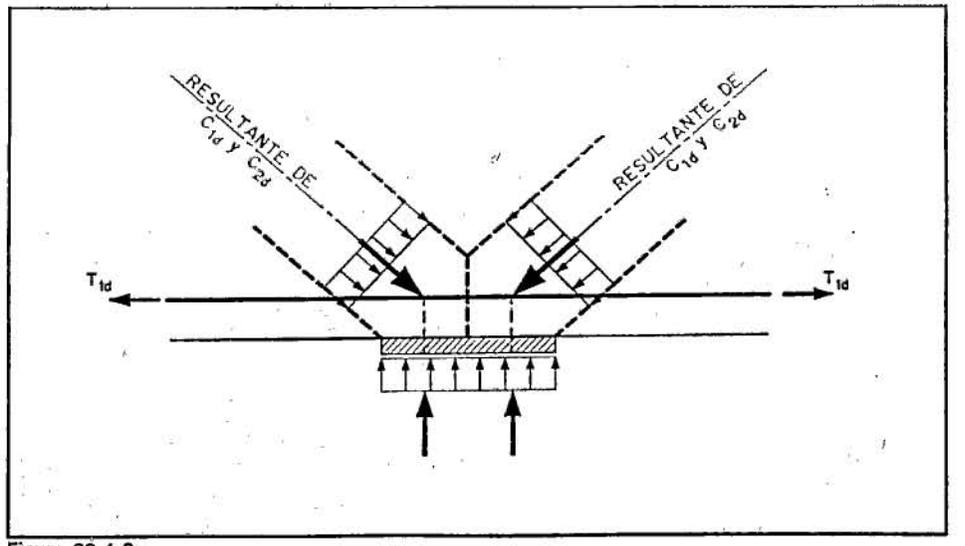


Figura 62.4.2

## Artículo 63º Ménsulas cortas

### 63.1 Definición

Se definen como ménsulas cortas aquellas ménsulas cuya distancia *a*, entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al soporte, es menor o igual que el canto útil *d*, en dicha sección (figura 63.1).

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

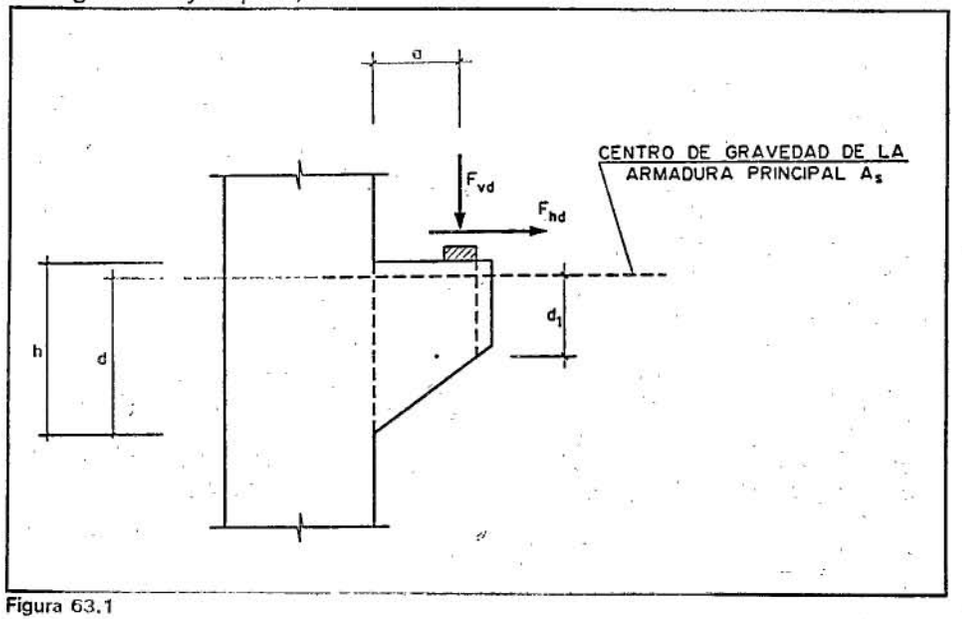



Figura 63.1

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

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

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

#### 63.2.1 . Comprobación de nudos y bielas y diseño de la armadura

El modelo de celosía equivalente podrá ser el indicado en la figura 63.2.

El ángulo $\theta$ de inclinación de las compresiones oblicuas (bielas) puede tener los siguientes valores:

| | |
|---|---|
| cotg $\theta$ = 1,4 | si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar |
| cotg $\theta$ = 1,0 | si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido |
| cotg $\theta$ = 0,6 | para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido. |

El canto útil *d* de la ménsula (figuras 63.1 y 63.2) cumplirá la condición siguiente:

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

#### 63.2.1.1 Dimensionamiento de la armadura

La armadura principal $A_s$ (figura 63.2.1.1) se dimensionará para una tracción de cálculo:

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2).

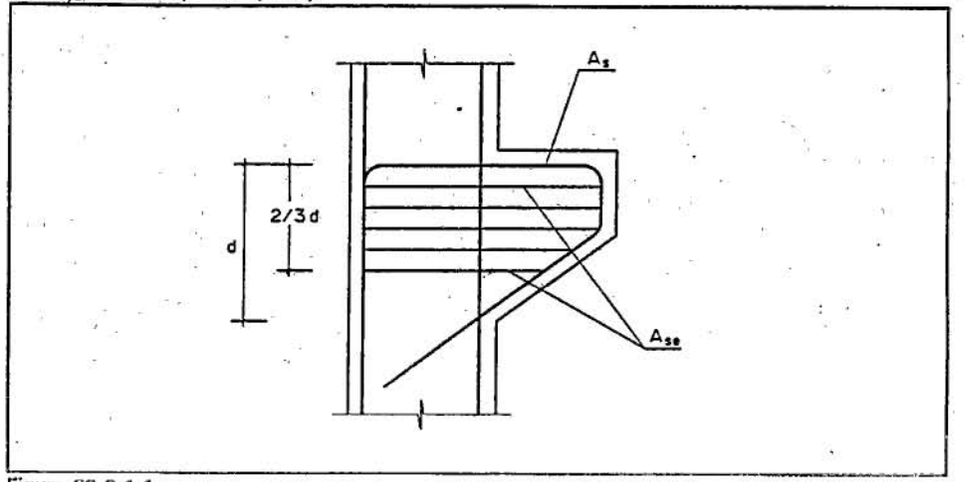



Figura 63.2.1.1

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

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

con $f_{yd} \leq 400$ N/mm² (40.2).

#### 63.2.1.2 Comprobación de nudos y bielas

Cumpliendo las condiciones geométricas de 63.2.1 basta con comprobar la compresión localizada en el apoyo (nudo 1, figura 63.2).

$$\frac{F_{vd}}{bc} \leq f_{1cd}$$

donde:

$b$, $c$ Dimensiones en planta del apoyo.
$f_{1cd}$ Resistencia a compresión del hormigón.

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

### 63.2.1.3 Anclaje de las armaduras

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

### 63.3 Cargas colgadas

Si una ménsula corta está sometida a una carga colgada por medio de una viga, (figura 63.3.a) deberán estudiarse distintos sistemas de biela-tirante según los Artículos 24º y 40º.

En cualquier caso, deberá disponerse una armadura horizontal próxima a la cara superior de la ménsula.

## Artículo 64º Elementos con empuje al vacío

En aquellos elementos en los que se produce un cambio en la dirección de las fuerzas debido a la geometría del elemento, pueden aparecer tracciones transversales que es necesario absorber con armadura para evitar la rotura del recubrimiento (ver figura 64).

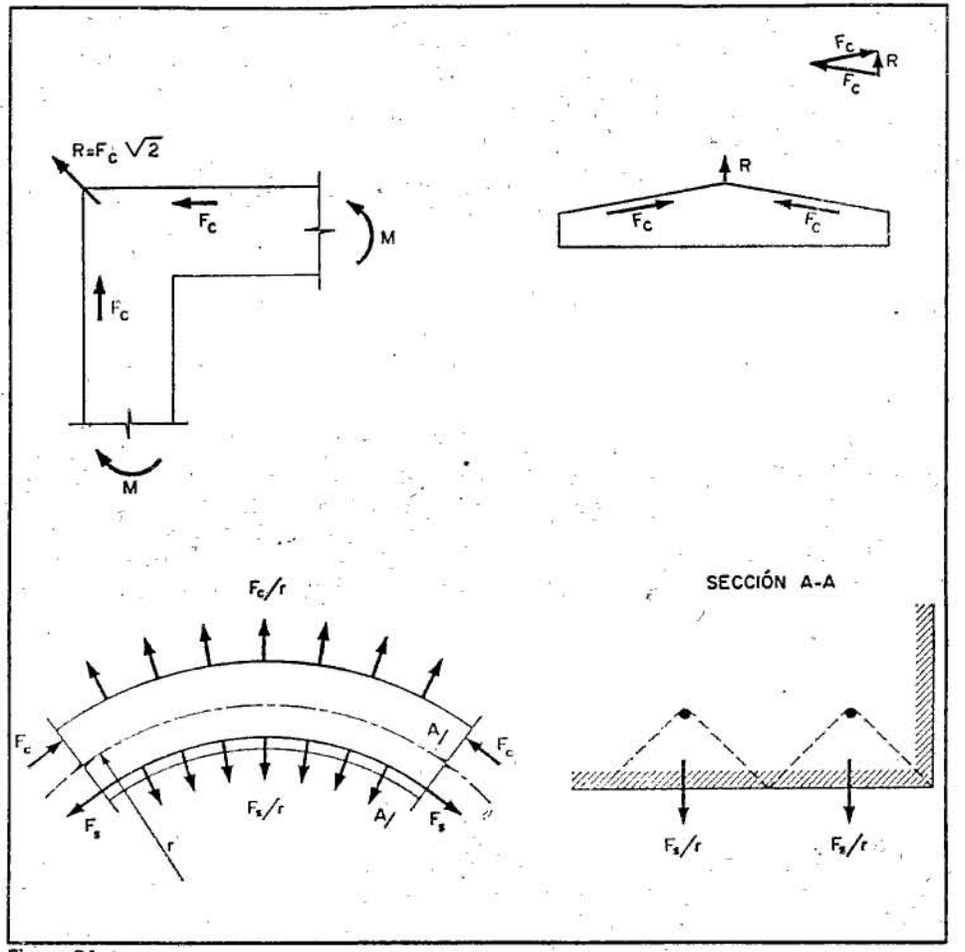



Figura 64

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

# TÍTULO V

# Ejecución

## CAPÍTULO XIII

## Ejecución

### Artículo 65º Cimbras, encofrados y moldes

Las cimbras, encofrados y moldes, así como las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficientes para garantizar el cumplimiento de las tolerancias dimensionales y para resistir, sin asientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones de cualquier naturaleza que puedan producirse sobre ellos como consecuencia del proceso de hormigonado y, especialmente, bajo las presiones del hormigón fresco o los efectos del método de compactación utilizado. Dichas condiciones deberán mantenerse hasta que el hormigón haya adquirido la resistencia suficiente para soportar, con un margen de seguridad adecuado, las tensiones a que será sometido durante el desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

Estos elementos se dispondrán de manera que se eviten daños en estructuras ya construidas.

El suministrador de los puntales justificará y garantizará las características de los mismos, precisando las condiciones en que deben ser utilizados.

Se prohíbe expresamente el empleo de aluminio en moldes que hayan de estar en contacto con el hormigón.

Los encofrados y moldes serán lo suficientemente estancos para que, en función del modo de compactación previsto, se impidan pérdidas apreciables de lechada o mortero y se consigan superficies cerradas del hormigón.

Los encofrados y moldes de madera se humedecerán para evitar que absorban el agua contenida en el hormigón. Por otra parte, las piezas de madera se dispondrán de manera que se permita su libre entumecimiento, sin peligro de que se originen esfuerzos o deformaciones anormales.

Las superficies interiores de los encofrados y moldes aparecerán limpias en el momento del hormigonado, y presentarán las condiciones necesarias para garantizar la libre retracción del hormigón y evitar así la aparición de fisuras en los paramentos de las piezas. Para facilitar esta limpieza en los fondos de pilares y muros, deberán disponerse aberturas provisionales en la parte inferior de los encofrados correspondientes.

En el caso del hormigón pretensado las cimbras, encofrados y moldes deberán resistir adecuadamente la redistribución de cargas que se origina durante el tesado de las armaduras como consecuencia de la transmisión de los esfuerzos del pretensado al hormigón. Asimismo, deberán permitir las deformaciones de las piezas en ellos hormigonadas, especialmente los alargamientos, los acortamientos y contraflechas que no deberán ser coartados.

Estos elementos deberán diseñarse de manera que sea posible el correcto emplazamiento de la armadura y los tendones del pretensado, así como una compactación adecuada del hormigón.

Los encofrados y moldes deberán poderse retirar sin causar sacudidas ni daños en el hormigón.

El empleo de productos para facilitar el desencofrado o desmoldeo de las piezas deberá ser expresamente autorizado, en cada caso, por la Dirección de Obra. Dichos productos no deberán dejar rastros ni tener efectos dañinos sobre la superficie del hormigón, ni deslizar por las superficies verticales o inclinadas de los moldes o encofrados. Por otra parte, no deberán impedir la ulterior aplicación de revestimientos ni la posible construcción de juntas de hormigonado, especialmente cuando se trate de elementos que, posteriormente, vayan a unirse entre sí para trabajar solidariamente.

Los productos desencofrantes o desmoldeantes aprobados se aplicarán en capas continuas y uniformes sobre la superficie interna del encofrado o molde, colocándose el hormigón durante el tiempo en que estos productos sean efectivos.

Se evitará el uso de gasóleo, grasa corriente o cualquier otro producto análogo pudiéndose utilizar para estos fines barnices antiadherentes compuestos de siliconas, o preparados a base de aceites solubles en agua o grasa diluida.

## Artículo 66º Elaboración de ferralla y colocación de las armaduras pasivas

### 66.1 Generalidades

Para la elaboración de la ferralla y colocación de las armaduras pasivas, se seguirán las indicaciones contenidas en la UNE 36831:97.

Las armaduras pasivas se colocarán exentas de pintura, grasa o cualquier otra sustancia nociva que pueda afectar negativamente al acero, al hormigón o a la adherencia entre ambos. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del proyecto, sujetas entre sí de manera que no varíe su posición especificada durante el transporte, montaje y hormigonado, y permitan al hormigón envolverlas sin dejar coqueras.

En el caso de que la armadura pasiva presente un nivel de oxidación excesivo que pueda afectar a sus condiciones de adherencia, se comprobará que éstas no se han visto significativamente alteradas. Para ello, se procederá a su cepillado mediante cepillo de púas de alambre y se comprobará que la pérdida de peso de la armadura no excede del 1% y que la altura de corruga, en el caso de acero corrugado, se encuentra dentro de los límites prescritos en 31.3.

Las armaduras se asegurarán en el interior de los encofrados o moldes contra todo tipo de desplazamiento, comprobándose su posición antes de proceder al hormigonado.

En vigas y en elementos análogos sometidos a flexión, las barras que se doblen deberán ir convenientemente envueltas por cercos o estribos en la zona del codo. Esta disposición es siempre recomendable, cualquiera que sea el elemento de que se trate. En estas zonas, cuando se doblen simultáneamente muchas barras, resulta aconsejable aumentar el diámetro de los estribos o disminuir su separación.

Se autoriza el uso de la técnica de soldadura para la elaboración de la ferralla, siempre que la operación se realice de acuerdo con los procedimientos establecidos en la UNE 36832:97, el acero sea soldable, y se efectúe en taller con instalación industrial fija. Solamente en aquellos casos previstos en el proyecto y debidamente autorizados por la Dirección de Obra, se admitirá la soldadura en obra para la elaboración de la ferralla.

Los cercos de pilares o estribos de las vigas se sujetarán a las barras principales mediante simple atado u otro procedimiento idóneo, prohibiéndose expresamente la fijación mediante puntos de soldadura una vez situada la ferralla en los moldes o encofrados.

Debe evitarse el empleo simultáneo de aceros con diferente límite elástico. No obstante, cuando no exista peligro de confusión, podrán utilizarse en un mismo elemento dos tipos diferentes de acero para las armaduras pasivas: uno para la armadura principal y otro para los estribos.

En aquellos casos excepcionales en los que no sea posible evitar que dos aceros de diferente límite elástico, y con la misma función estructural, se encuentren en la misma sección del elemento, se estará a lo dispuesto en 38.3.

En la ejecución de las obras se cumplirá, en todo caso, lo indicado en 66.5 y 66.6.

### 66.2 Disposición de separadores

La posición especificada para las armaduras pasivas y, en especial los recubrimientos mínimos indicados en 37.2.4, deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes elementos (separadores o calzos) colocados en obra. Estos elementos cumplirán lo dispuesto en 37.2.5, debiéndose disponer de acuerdo con las prescripciones de la tabla 66.2.

**Tabla 66.2**
**Disposición de separadores**

| Elemento | | Distancia máxima |
|---|---|---|
| Elementos superficiales horizontales (losas, forjados, zapatas y losas de cimentación, etc.) | Emparrillado inferior | 50 $\phi \leq$ 100 cm |
| | Emparrillado superior | 50 $\phi \leq$ 50 cm |
| Muros | Cada emparrillado | 50 $\phi$ ó 50 cm |
| | Separación entre emparrillados | 100 cm |
| Vigas [1] | | 100 cm |
| Soportes [1] | | 100 $\phi \leq$ 200 cm |

1) Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo, en el caso de los soportes, acoplados a los cercos o estribos.
$\phi$ Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

## 66.3 Doblado de las armaduras pasivas

Las armaduras pasivas se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío, mediante métodos mecánicos, con velocidad constante, y con la ayuda de mandriles, de modo que la curvatura sea constante en toda la zona.

No se admitirá el enderezamiento de codos, incluidos los de suministro, salvo cuando esta operación pueda realizarse sin daño, inmediato o futuro, para la barra correspondiente.

Si resultase imprescindible realizar desdoblados en obra, como por ejemplo en el caso de algunas armaduras en espera, éstos se realizarán de acuerdo con procesos o criterios de ejecución contrastados, debiéndose comprobar que no se han producido fisuras o fracturas en las mismas. En caso contrario, se procederá a la sustitución de los elementos dañados. Si la operación de desdoblado se realizase en caliente, deberán adoptarse las medidas adecuadas para no dañar el hormigón con las altas temperaturas.

El diámetro mínimo de doblado de una barra ha de ser tal que evite compresiones excesivas y hendimiento del hormigón en la zona de curvatura de la barra, debiendo evitarse fracturas en la misma originadas por dicha curvatura.

Asimismo, no debe doblarse un número elevado de barras en una misma sección de la pieza, con objeto de no crear una concentración de tensiones en el hormigón que pudiera llegar a ser peligrosa.

El doblado de las barras, salvo indicación en contrario del proyecto, se realizará con mandriles de diámetro no inferior a los indicados en la Tabla 66.3.

**Tabla 66.3**
**Diámetro mínimo de los mandriles**

| Barras corrugadas | Ganchos, patillas y gancho en U (ver figura 66.5.1.a) | | Barras dobladas y otras barras curvadas | |
|---|---|---|---|---|
| | Diámetro de la barra en mm | | Diámetro de la barra en mm | |
| | $\phi < 20$ | $\phi \geq 20$ | $\phi \leq 25$ | $\phi > 25$ |
| B 400 S | $4\phi$ | $7\phi$ | $10\phi$ | $12\phi$ |
| B 500 S | $4\phi$ | $7\phi$ | $12\phi$ | $14\phi$ |

Los cercos o estribos de diámetro igual o inferior a 12 mm podrán doblarse con diámetros inferiores a los anteriormente indicados con tal de que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración. Para evitar esta fisuración, el diámetro empleado no deberá ser inferior a 3 veces el diámetro de la barra, ni a 3 centímetros.

En el caso de las mallas electrosoldadas rigen también las limitaciones anteriores siempre que el doblado se efectúe a una distancia igual o superior a cuatro diámetros contados a partir del nudo, o soldadura, más próximo. En caso contrario el diámetro mínimo de doblado no podrá ser inferior a 20 veces el diámetro de la armadura.

## 66.4 Distancias entre barras de armaduras pasivas

La disposición de las armaduras pasivas debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta, en su caso, las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

Cuando las barras se coloquen en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deberán situarse verticalmente una sobre otra, de manera que el espacio entre las columnas de barras resultantes permita el paso de un vibrador interno.

Las prescripciones que siguen son aplicables a las obras ordinarias hormigonadas *in situ*. Cuando se trate de obras provisionales, o en los casos especiales de ejecución particularmente cuidada (por ejemplo, elementos prefabricados), se podrán disminuir las distancias mínimas que se indican en los apartados siguientes previa justificación especial.

### 66.4.1 Barras aisladas

La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en 66.4.2, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

a) dos centímetros;
b) el diámetro de la mayor;
c) 1,25 veces el tamaño máximo del árido (ver 28.2).

### 66.4.2 Grupos de barras

Se llama grupo de barras a dos o más barras corrugadas puestas en contacto.

Como norma general, se podrán colocar grupos de hasta tres barras como armadura principal. Cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical, y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse grupos de hasta cuatro barras.

En los grupos de barras, para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras que lo constituyan. Los recubrimientos y distancias libres se medirán a partir del contorno real del grupo.

En los grupos, el número de barras y su diámetro serán tales que el diámetro equivalente del grupo, definido en la forma indicada en el párrafo anterior, no sea mayor que 50 mm, salvo en piezas comprimidas que se hormigonen en posición vertical en las que podrá elevarse a 70 mm la limitación anterior. En las zonas de solapo el número máximo de barras en contacto en la zona del empalme será de cuatro.

## 66.5 Anclaje de las armaduras pasivas

### 66.5.1 Generalidades

Las longitudes básicas de anclaje ($l_b$), definidas en 66.5.2, dependen, entre otros factores, de las propiedades de adherencia de las barras y de la posición que éstas ocupan en la pieza de hormigón.

Atendiendo a la posición que ocupa la barra en la pieza, se distinguen los siguientes casos:

a) Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45º y 90º o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45º, están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.

b) Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores.

En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas en 66.5.2 se aumentarán en 10 $\phi$.

La longitud neta de anclaje definida en 66.5.2 y 66.5.4 no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

a) 10 $\phi$;
b) 15 cm;
c) la tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por los procedimientos normalizados indicados en la figura 66.5.1, o por cualquier otro procedimiento mecánico garantizado mediante ensayos, que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste.

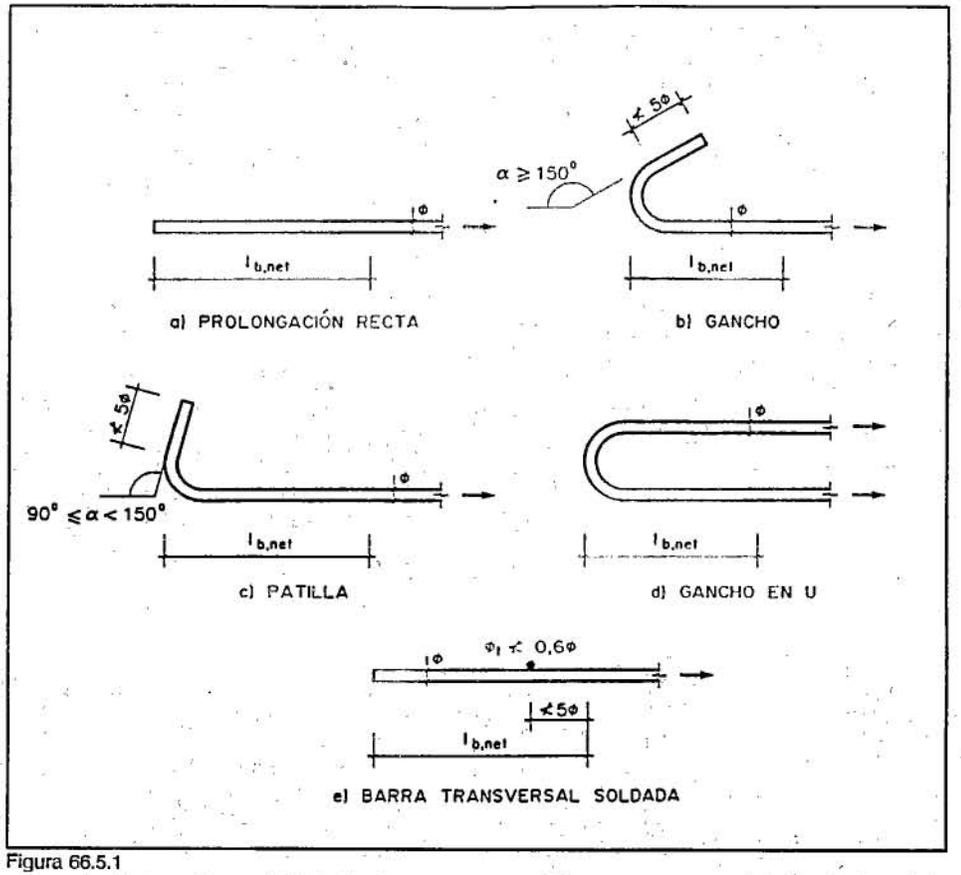



Figura 66.5.1

A efectos de anclaje de las barras en tracción para tener en cuenta el efecto de la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante, se supondrá la envolvente de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual a $s_d$ y en el sentido más desfavorable, según lo indicado en 44.2.3.4.2.

Deberá continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo, en el caso de apoyos extremos de vigas; y al menos un cuarto en los intermedios. Esta armadura se prolongará a partir del eje del apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud neta de anclaje reducida.

### 66.5.2 Anclaje de las barras corrugadas

Este apartado se refiere a las barras corrugadas que cumplan con los requisitos reglamentarios que para ella se establecen en el Artículo 31º.

La longitud básica de anclaje en prolongación recta en posición I, es la necesaria para anclar una fuerza $A_s f_{yd}$ de una barra suponiendo una tensión de adherencia constante. Para barras corrugadas este valor depende, entre otros factores, del diámetro de la barra, de la calidad del hormigón y de la propia longitud de anclaje, por lo que su formulación es complicada y se ha recurrido a la siguiente formulación simplificada:

Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m\,\varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20}\,\varnothing$$

Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1{,}4\,m\,\varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{14}\,\varnothing$$

donde:

$\varnothing$ Diámetro de la barra, en centímetros;
$m$ Coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 66.5.2.a en función del tipo de acero, obtenido a partir de los resultados experimentales realizados con motivo del ensayo de adherencia de las barras.
$f_{yk}$ Límite elástico garantizado del acero, en N/mm².

La longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{b,neta} = l_b\,\beta\,\frac{A_s}{A_{s,real}}$$

donde $\beta$ es el factor de reducción definido en la tabla 66.5.2.b. En cualquier caso, este valor no será inferior al indicado en 66.5.1.

Tabla 66.5.2.a

| Resistencia característica del hormigón (N/mm²) | $m$ | |
|---|---|---|
| | B 400 S | B 500 S |
| 25 | 12 | 15 |
| 30 | 10 | 13 |
| 35 | 9 | 12 |
| 40 | 8 | 11 |
| 45 | 7 | 10 |
| 50 | 7 | 10 |

Tabla 66.5.2.b
Valores de $\beta$

| Tipo de anclaje | Tracción | Compresión |
|---|---|---|
| Prolongación recta | 1 | 1 |
| Patilla, gancho y gancho en U | 0,7 (*) | 1 |
| Barra transversal soldada | 0,7 | 0,7 |

(*) Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a $3\phi$. En caso contrario $\beta$=1.

66.5.3 Reglas especiales para el caso de grupos de barras

Siempre que sea posible, los anclajes de las barras de un grupo se harán por prolongación recta.

Cuando todas las barras del grupo dejan de ser necesarias en la misma sección, la longitud de anclaje de las barras será como mínimo:

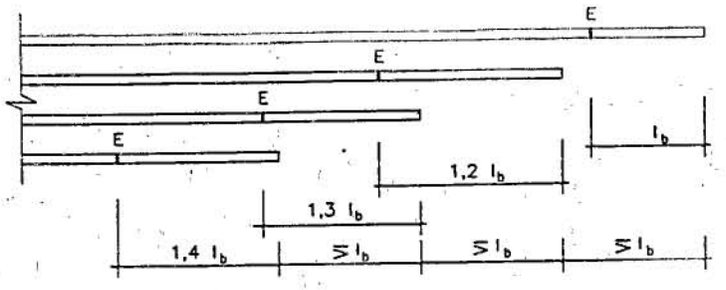
1,3 $l_b$ para grupos de 2 barras;
1,4 $l_b$ para grupos de 3 barras;
1,6 $l_b$ para grupos de 4 barras;

siendo $l_b$ la longitud de anclaje correspondiente a una barra aislada.

Cuando las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, a cada barra se le dará la longitud de anclaje que le corresponda según el siguiente criterio:

1,2 $l_b$ si va acompañada de 1 barra en la sección en que deja de ser necesaria;
1,3 $l_b$ si va acompañada de 2 barras en la sección en que deja de ser necesaria;
1,4 $l_b$ si va acompañada de 3 barras en la sección en que deja de ser necesaria;

teniendo en cuenta que, en ningún caso los extremos finales de las barras pueden distar entre sí menos de la longitud $l_b$ (figura 66.5.3).




E: SECCIÓN EN QUE DEJA DE SER NECESARIA LA BARRA

Figura 66.5.3

### 66.5.4 Anclaje de mallas electrosoldadas

La longitud neta de anclaje de las mallas corrugadas se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$l_{b,neta} = l_b \frac{A_s}{A_{real}}$$

siendo $l_b$ el valor indicado en las fórmulas dadas en 66.5.2.

Si en la zona de anclaje existe al menos una barra transversal soldada, la longitud neta de anclaje se reducirá en el 30 por 100.

En todo caso, la longitud neta de anclaje no será inferior a los valores mínimos indicados en 66.5.1.

## 66.6 Empalme de las armaduras pasivas

### 66.6.1 Generalidades

Los empalmes entre barras deben diseñarse de manera que la transmisión de fuerzas de una barra a la siguiente quede asegurada, sin que se produzcan desconchados o cualquier otro tipo de daño en el hormigón próximo a la zona de empalme.

No se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice la Dirección de Obra. Se procurará que los empalmes queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga.

Los empalmes podrán realizarse por solapo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente una resistencia a la rotura no inferior a la de la menor de las 2 barras empalmadas, y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm, para cargas de servicio (situación poco probable).

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza, se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a $l_b$ (figura 66.6.1).

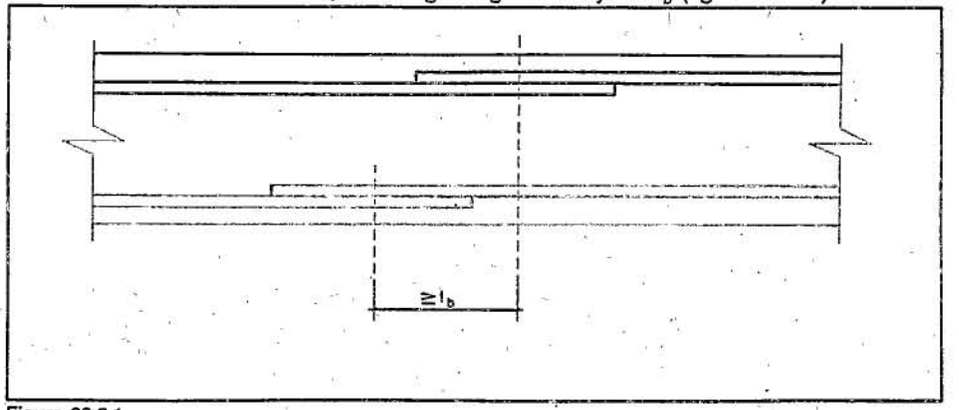



Figura 66.6.1

### 66.6.2 Empalmes por solapo

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de $4\phi$ como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que la prescrita en 66.4.

La longitud de solapo será igual a:

$$l_s = \alpha \, l_{b,neta}$$

siendo $l_{b,neta}$ el valor de la longitud neta de anclaje definida en 66.5.2, y $\alpha$ el coeficiente definido en la tabla 66.6.2, función del porcentaje de armadura solapada en una sección respecto a la sección total de acero de esa misma sección, de la distancia transversal entre empalmes (según se define en la figura 66.6.2) y del tipo de esfuerzo de la barra.

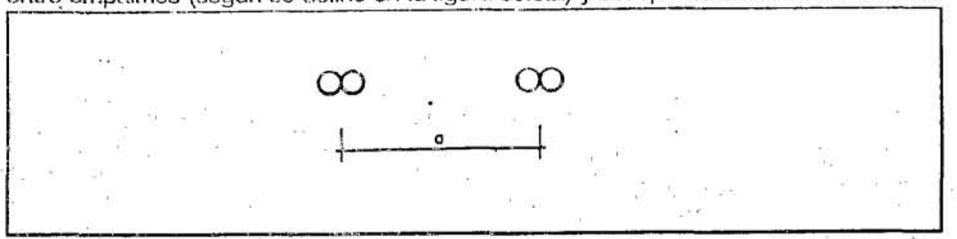



Figura 66.6.2

Tabla 66.6.2
Valores de $\alpha$

| Distancia entre los empalmes más próximos (figura 66.6.2.a) | Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero | | | | | Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 20 | 25 | 33 | 50 | >50 | |
| a ≤ 10 $\phi$ | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2,0 | 1,0 |
| a > 10 $\phi$ | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,0 |

Para barras de diámetro mayor que 32 mm, sólo se admitirán los empalmes por solapo si, en cada caso y mediante estudios especiales, se justifica satisfactoriamente su correcto comportamiento.

En la zona de solapo deberán disponerse armaduras transversales con sección igual o superior a la sección de la mayor barra solapada.

### 66.6.3 Empalme por solapo de grupos de barras

Para el empalme por solapo de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se colocará enfrentada a tope a aquélla que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria será de $1{,}2l_b$ ó $1{,}3l_b$ según sean grupos de dos o tres barras (figura 66.6.3).

Se prohíbe el empalme por solapo en los grupos de cuatro barras.

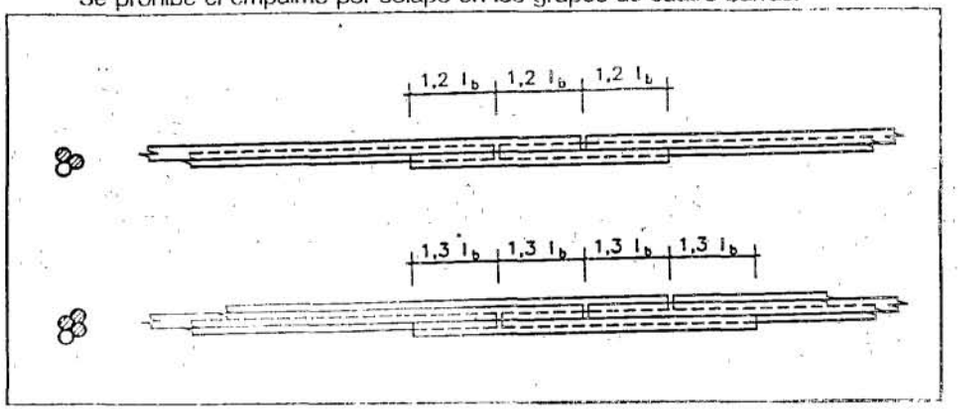



Figura 66.6.3

### 66.6.4 Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas

Se consideran dos posiciones de solapo, según la disposición de las mallas: acopladas (figura 66.6.4.a) y superpuestas o en capas (figuras 66.6.4.b y 66.6.4.c).

A) Solapo de mallas acopladas:

La longitud del solapo será $\alpha l_{b,neta}$, siendo $l_{b,neta}$ el valor dado en 66.5.4 y $\alpha$ el coeficiente indicado en la tabla 66.6.2.

Para cargas predominantemente estáticas, se permite el solapo del 100 por 100 de la armadura en la misma sección. Para cargas dinámicas sólo se permite el solapo del 100 por 100, si toda la armadura está dispuesta en una capa; y del 50 por 100 en caso contrario. En este último caso, los solapos se distanciarán entre sí la longitud $l_{b,neta}$.

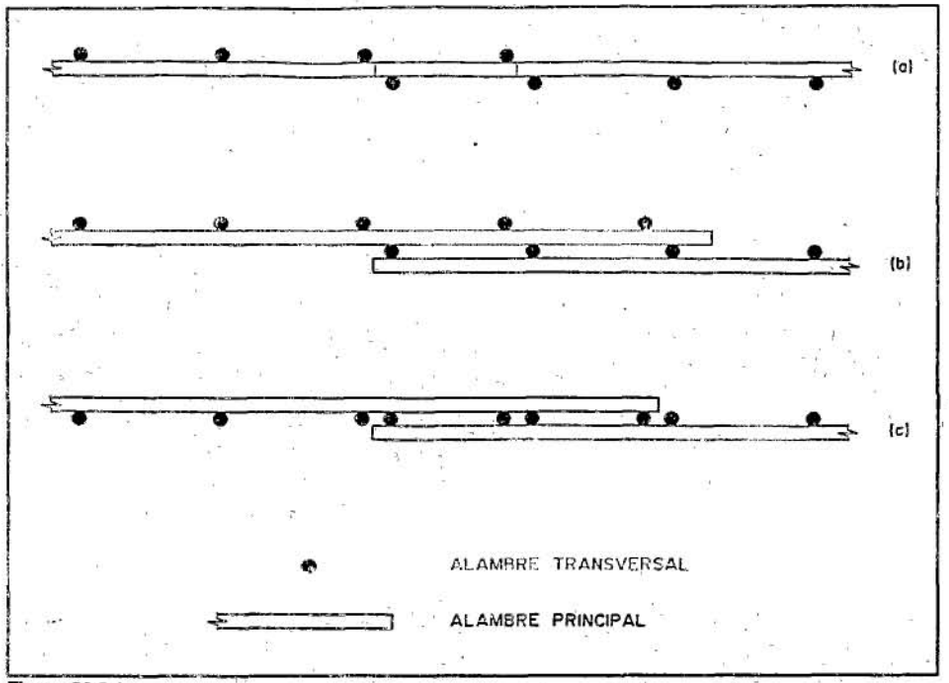



Figura 66.6.4

B) Solapo de mallas superpuestas:

La longitud del solapo será de 1,7 $l_b$ cuando la separación entre elementos solapados sea superior a 10$\phi$, aumentando a 2,4 $l_b$ cuando dicha separación sea inferior a 10$\phi$.

En todos los casos, la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los siguientes valores:

a) 15$\phi$
b) 20 cm

Se procurará situar los solapos en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80 por 100 de las máximas posibles. La proporción de elementos que pueden ser solapados será del 100 por 100 si se dispone una sola capa de mallas, y del 60 por 100 si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre solapos deberá ser de 1,5$l_b$. Con barras dobles de $\phi$>8,5 mm, sólo se permite solapar, como máximo, el 60 por 100 de la armadura.

### 66.6.5 Empalmes por soldadura

Los empalmes por soldadura deberán realizarse de acuerdo con los procedimientos de soldadura descritos en la UNE 36832:97, y ejecutarse por operarios debidamente cualificados.

Las superficies a soldar deberán encontrarse secas y libres de todo material que pudiera afectar a la calidad de la soldadura.

Queda expresamente prohibida la soldadura de armaduras galvanizadas o con recubrimientos epoxídicos.

No podrán disponerse empalmes por soldadura en los tramos de fuerte curvatura del trazado de las armaduras.

Las soldaduras a tope de barras de distinto diámetro podrán realizarse siempre que la diferencia entre diámetros sea inferior a 3 milímetros.

No se podrán realizar soldaduras en períodos de intenso viento, cuando esté lloviendo o nevando, a menos que se adopten las debidas precauciones, tales como la disposición de pantallas o cubiertas protectoras, y se proteja adecuadamente la soldadura para evitar un enfriamiento rápido. Bajo ninguna circunstancia se llevará a cabo una soldadura sobre una superficie que se encuentre a una temperatura igual o inferior a 0°C inmediatamente antes de soldar.

### 66.6.6 Empalmes mecánicos

Los empalmes realizados mediante dispositivos mecánicos de unión deberán realizarse de acuerdo con los procedimientos establecidos por los fabricantes.

Los dispositivos de empalme deberán tener, al menos, la misma capacidad resistente que la menor de las barras que se empalmen y no presentar un desplazamiento relativo mayor que 0,1 mm bajo la tensión de servicio.

Se admite concentrar la totalidad de estos empalmes en una misma sección siempre y cuando no afecte a la colocación del hormigón.

## Artículo 67º Colocación y tesado de las armaduras activas

### 67.1 Generalidades

Según su forma de colocación en las piezas, se distinguen tres tipos de armaduras activas:

a) armaduras adherentes;
b) armaduras en vainas o conductos inyectados adherentes;
c) armaduras en vainas o conductos inyectados no adherentes.

En el momento de su puesta en obra, las armaduras activas deberán estar bien limpias, sin trazas de óxido, grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otra materia perjudicial para su buena conservación o su adherencia. No presentarán indicios de corrosión, defectos superficiales aparentes, puntos de soldadura, pliegues o dobleces.

Se prohíbe el enderezamiento en obra de las armaduras activas.

No podrán utilizarse, en un mismo tendón, aceros de pretensado de diferentes características, a no ser que se demuestre que no existe riesgo alguno de corrosión electrolítica en tales aceros.

### 67.2 Colocación de las armaduras activas

El trazado real de los tendones se ajustará a lo indicado en el proyecto, colocando los puntos de apoyo necesarios para mantener las armaduras y vainas en su posición correcta. Las distancias entre estos puntos serán tales que aseguren el cumplimiento de las tolerancias de regularidad de trazado indicadas en el Artículo 96º.

Los apoyos que se dispongan para mantener este trazado deberán ser de tal naturaleza que no den lugar, una vez endurecido el hormigón, a fisuras ni filtraciones.

Por otra parte, las armaduras activas o sus vainas se sujetarán convenientemente para impedir que se muevan durante el hormigonado y vibrado, quedando expresamente prohibido el empleo de la soldadura con este objeto.

La posición de los tendones dentro de sus vainas o conductos deberá ser la adecuada, recurriendo, si fuese preciso, al empleo de separadores.

Cuando se utilicen armaduras pretesas, conviene aplicarles una pequeña tensión previa y comprobar que, tanto los separadores y placas extremas como los alambres, están bien alineados y que éstos no se han enredado ni enganchado.

Antes de autorizar el hormigonado, y una vez colocadas y, en su caso, tesas las armaduras, se comprobará si su posición, así como la de las vainas, anclajes y demás elementos, concuerdan con la indicada en los planos, y si las sujeciones son las adecuadas para garantizar su invariabilidad durante el hormigonado y vibrado. Si fuera preciso, se efectuarán las oportunas rectificaciones.

### 67.3 Distancias entre armaduras activas

La separación de los conductos o de los tendones de pretensado será tal que permita la adecuada colocación y compactación del hormigón, y garantice una correcta adherencia entre los tendones o las vainas y el hormigón.

#### 67.3.1 Armaduras pretesas

Las armaduras pretesas deberán colocarse separadas. La separación libre mínima de los tendones individuales, tanto en horizontal como en vertical, será igual o superior al mayor de los valores siguientes (ver figura 67.3.1.):

a) Veinte milímetros para la separación horizontal y diez milímetros para la separación vertical.
b) El diámetro de la mayor.
c) 1,25 veces el tamaño máximo del árido para la separación horizontal y 0,8 veces para la separación vertical (ver 28.2).

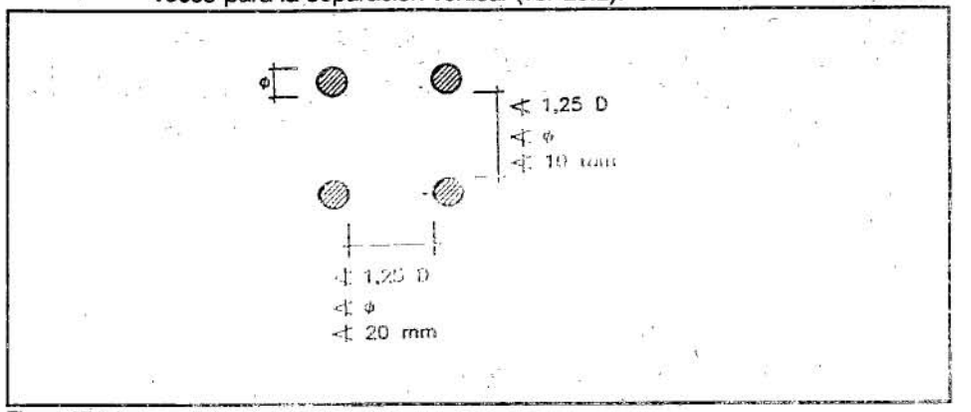



Figura 67.3.1

#### 67.3.2 Armaduras postesas

Como norma general, se admite colocar en contacto diversas vainas formando grupo, limitándose a dos en horizontal y a no más de cuatro en su conjunto. Para ello, las vainas deberán ser corrugadas y, a cada lado del conjunto, habrá de dejarse espacio suficiente para que pueda introducirse un vibrador normal interno.

Las distancias libres entre vainas o grupos de vainas en contacto, o entre estas vainas y las demás armaduras, deberán ser al menos iguales al mayor de los valores siguientes:

En dirección vertical:

a) El diámetro de la vaina.

b) La dimensión vertical de la vaina, o grupo de vainas.
c) 5 centímetros

En dirección horizontal:

a) El diámetro de la vaina.
b) La dimensión horizontal de la vaina.
c) 4 centímetros.
d) 1,6 veces la mayor de las dimensiones de las vainas individuales que formen un grupo de vainas.

### 67.4 Adherencia de las armaduras activas al hormigón

Se define la longitud de transmisión de una armadura dada como la necesaria para transferir al hormigón por adherencia la fuerza de pretensado introducida en dicha armadura, y por longitud de anclaje, la necesaria para garantizar la resistencia del anclaje por adherencia, hasta la rotura del acero. Las longitudes de transmisión y anclaje se determinarán, en general, experimentalmente.

### 67.5 Empalmes de las armaduras activas

Los empalmes se efectuarán en las secciones indicadas en el proyecto y se dispondrán en alojamientos especiales de la longitud suficiente para que puedan moverse libremente durante el tesado.

En general, los acopladores se situarán distantes de los apoyos intermedios, evitándose su colocación en más de la mitad de los tendones de una misma sección transversal.

### 67.6 Colocación de los dispositivos de anclaje

El montaje de los dispositivos de anclaje se realizará siguiendo estrictamente las instrucciones del suministrador.

Las placas de reparto de los anclajes se colocarán perpendicularmente al trazado de los tendones, para poder aplicar después correctamente los gatos. Deberán evitarse desviaciones geométricas en los anclajes, con el fin de que los tendones, al llegar a ellos, no experimenten cambios angulares bruscos en su trazado.

Los dispositivos de anclaje deberán poderse fijar de un modo eficaz al encofrado o molde, de tal forma que no se descoloquen durante el hormigonado y vibrado de la pieza; y se empalmarán correctamente a las vainas o conductos, para evitar escapes del producto de inyección por las juntas.

Antes del tesado, se limpiarán todas las piezas del anclaje para eliminar cualquier sustancia (grasa, pintura, etc.) que pueda resultar perjudicial para su eficaz comportamiento.

En la colocación del hormigón alrededor de las cabezas de anclaje, es importante cuidar su compactación para que no se formen huecos ni coqueras y todos los elementos de anclaje queden bien recubiertos y protegidos.

### 67.7 Colocación de desviadores

Los desviadores utilizados en los sistemas de pretensado interior no adherente tienen que satisfacer los siguientes requisitos:

- Soportar las fuerzas longitudinales y transversales que el tendón le transmite y, a su vez, transmitir estas fuerzas a la estructura.

- Asegurar, sin discontinuidades angulares inaceptables, la continuidad entre dos secciones rectas del tendón.

Los desviadores se colocarán siguiendo estrictamente las instrucciones del suministrador.

### 67.8 Tesado de las armaduras activas

#### 67.8.1 Generalidades

El tesado deberá realizarse de acuerdo con un plan previamente establecido, en el cual deberán tenerse en cuenta las recomendaciones del fabricante del sistema utilizado. En particular, se cuidará de que el gato apoye perpendicularmente y centrado sobre el anclaje.

El tesado se efectuará por operarios cualificados que posean la competencia y experiencia necesarias. Esta operación se vigilará y controlará cuidadosamente adoptándose las medidas de seguridad necesarias para evitar cualquier daño a personas.

El tesado, efectuado por uno o los dos extremos del elemento, según el programa establecido, se realizará de forma que las tensiones aumenten lenta y progresivamente hasta alcanzar el valor fijado en el proyecto.

El tesado a bajas temperaturas requiere precauciones especiales.

Si durante el tesado se rompe uno o más elementos de los que constituyen la armadura, podrá alcanzarse la fuerza total de pretensado necesaria aumentando la tensión en los restantes, siempre que para ello no sea preciso elevar la tensión en cada elemento individual en más de un 5% del valor inicialmente previsto. La aplicación de tensiones superiores requiere un nuevo estudio del proyecto original; estudio que deberá

efectuarse basándose en las características mecánicas de los materiales realmente utilizados. En todos estos casos, será preciso realizar la correspondiente comprobación de la pieza o elemento estructural que se tesa, teniendo en cuenta las nuevas condiciones en que se encuentra.

La pérdida total en la fuerza de pretensado, originada por la rotura de elementos irreemplazables de la armadura, no podrá exceder nunca del 2% de la fuerza total de pretensado indicada en el proyecto.

### 67.8.2 Programa de tesado

En el programa de tesado deberá hacerse constar expresamente:

A) Armaduras pretesas:

- El orden de tesado de las armaduras; eventualmente, las sucesivas etapas parciales de pretensado.
- La presión o fuerza que no debe sobrepasarse en los gatos.
- El valor de la carga de tesado en los anclajes.
- Los alargamientos que deben obtenerse teniendo en cuenta, en su caso, los movimientos originados por la penetración de la cuña.
- El modo y secuencia que deberá seguirse para la liberación de los tendones.
- La resistencia requerida al hormigón en el momento de la transferencia.

B) Armaduras postesas:

- El orden de tesado de las armaduras.
- La presión o fuerza que debe desarrollarse en el gato.
- El alargamiento previsto y la máxima penetración de cuña.
- El momento de retirada de las cimbras durante el tesado, en su caso.
- La resistencia requerida al hormigón antes del tesado.
- El número, tipo y localización de los acopladores.

El tesado no se iniciará sin la autorización previa de la Dirección de Obra, el cual comprobará la idoneidad del programa de tesado propuesto, así como la resistencia alcanzada por el hormigón, que deberá ser igual o superior a la establecida en proyecto para poder comenzar dicha maniobra.

### 67.8.3 Tensión máxima inicial admisible en las armaduras

Con el fin de disminuir diversos riesgos durante la construcción (rotura de armaduras activas, corrosión bajo tensión, daños corporales, etc.), el valor máximo de la tensión inicial introducida en las armaduras $\sigma_{p0}$ antes de anclarlas, no será superior a los valores indicados en 20.2.1.

### 67.8.4 Control del tesado. Alargamiento

El control de la magnitud de la fuerza de pretensado introducida, se realizará midiendo simultáneamente el esfuerzo ejercido por el gato y el alargamiento experimentado por la armadura.

El esfuerzo de tracción ejercido por el gato deberá ser igual al indicado en el programa de tesado que figure en el proyecto. Los dispositivos de tesado y los aparatos de medida utilizados, deberán ser tales que permitan garantizar que la fuerza de pretensado introducida en las armaduras no difiere de la indicada en el referido programa de tesado en más del 5%.

Los valores de los alargamientos se medirán con una precisión no inferior al 2% del recorrido total; y no podrán diferir de los previstos en el programa de tesado en más del 15% para un tendón particular, ni del 5% para la suma de todos los valores de tendones en la misma sección. En caso de que esta diferencia sea superada, se adoptarán las oportunas medidas para su corrección.

Todos los aparatos de medida utilizados, deberán contrastarse con la frecuencia necesaria para poder garantizar, en cualquier momento, que la precisión de las mediciones efectuadas cumplen los criterios que en los párrafos anteriores quedan señalados.

Para facilitar el control, se llevará una tabla de tesado, consistente en un impreso, con el correspondiente encasillado, en el que se anotarán, por una parte, todos los datos del programa de tesado previsto en proyecto, así como los necesarios para la identificación de cada tendón; y por otra, los resultados registrados durante la ejecución del tesado.

Durante las operaciones de tesado se anotarán, en las oportunas casillas de la tabla, y enfrentados con los correspondientes valores teóricos para su fácil y rápida comprobación, los resultados reales obtenidos, es decir, las lecturas registradas en los aparatos utilizados para medir las fuerzas introducidas y los correspondientes alargamientos. Asimismo, se harán constar todos los incidentes que hayan podido surgir en el transcurso de la operación de tesado.

### 67.8.5 Retesado de armaduras postesas

Se entiende por retesado cualquier operación de tesado efectuada sobre un tendón con posterioridad a la de su tesado inicial.

Sólo está justificado cuando se considere preciso para uniformar las tensiones de los diferentes tendones de un mismo elemento, o cuando, de acuerdo con el programa previsto en el proyecto, el tesado se realice en etapas sucesivas.

Debe evitarse el retesado que tenga como único objeto disminuir las pérdidas diferidas de tensión, salvo que circunstancias especiales así lo exijan.

### 67.8.6 Destesado de las armaduras pretesas

El destesado es la operación mediante la cual se transmite el esfuerzo de pretensado de las armaduras al hormigón, en el caso de armaduras pretesas, y se efectúa soltándolas de sus anclajes provisionales extremos.

Antes de proceder al destesado, deberá comprobarse que el hormigón ha alcanzado la resistencia necesaria para poder soportar las tensiones transmitidas por las armaduras, y deberán eliminarse todos los obstáculos capaces de impedir el libre movimiento de las piezas de hormigón.

Si el destesado se realiza elemento por elemento la operación deberá hacerse de acuerdo con un orden preestablecido con el fin de evitar asimetrías, que pueden resultar perjudiciales en el esfuerzo de pretensado.

Deberán preverse los dispositivos adecuados que permitan realizar el destesado de un modo lento, gradual y uniforme, sin sacudidas bruscas.

Una vez sueltas las armaduras de sus amarres extremos y liberadas también las coacciones que puedan existir entre las sucesivas piezas de cada bancada, se procederá a cortar las puntas de las armaduras que sobresalgan de las testas de dichas piezas, si es que éstas van a quedar expuestas y no embebidas en el hormigón.

## Artículo 68º Dosificación del hormigón

Se dosificará el hormigón con arreglo a los métodos que se consideren oportunos respetando siempre las limitaciones siguientes:

a) La cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón será la establecida en 37.3.2.

b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 400 kg. En casos excepcionales, previa justificación experimental y autorización expresa de la Dirección de Obra, se podrá superar dicho límite.

c) No se utilizará una relación agua/cemento mayor que la máxima establecida en 37.3.2.

En dicha dosificación se tendrán en cuenta, no sólo la resistencia mecánica y la consistencia que deban obtenerse, sino también el tipo de ambiente al que va a estar sometido el hormigón, por los posibles riesgos de deterioro de éste o de las armaduras a causa del ataque de agentes exteriores.

Para establecer la dosificación (o dosificaciones, si son varios los tipos de hormigón exigidos), el constructor deberá recurrir, en general, a ensayos previos en laboratorio, con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en los Artículos 30º y 37º, así como las especificadas en el correspondiente Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

En los casos en que el constructor pueda justificar documentalmente que, con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos, es posible conseguir un hormigón que posea las condiciones anteriormente mencionadas y, en particular, la resistencia exigida, podrá prescindirse de los citados ensayos previos.

## Artículo 69º Fabricación y transporte a obra del hormigón

### 69.1 Prescripciones generales

La fabricación de hormigón requiere:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipo de amasado.

Las materias primas se almacenarán y transportarán de forma tal que se evite todo tipo de entremezclado, contaminación, deterioro o cualquier otra alteración significativa en sus características. Se tendrá en cuenta lo previsto en los Artículos 26º, 27º, 28º y 29º para estos casos.

La dosificación de cemento, de los áridos, y en su caso, de las adiciones, se realizará en peso. La dosificación de cada material deberá ajustarse a lo especificado para conseguir una adecuada uniformidad entre amasadas.

Las materias primas se amasarán de forma tal que se consiga su mezcla íntima y homogénea, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento. La homogeneidad del hormigón se comprobará de acuerdo al procedimiento establecido en 69.2.5.

## 69.2 Hormigón fabricado en central

### 69.2.1 Generalidades

Se entenderá como central de fabricación de hormigón, el conjunto de instalaciones y equipos que, cumpliendo con las especificaciones que se contienen en los apartados siguientes, comprende:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipos de amasado.
- Equipos de transporte, en su caso.
- Control de producción.

En cada central habrá una persona responsable de la fabricación, con formación y experiencia suficiente, que estará presente durante el proceso de producción y que será distinta del responsable del control de producción.

Las centrales pueden pertenecer o no a las instalaciones propias de la obra.

Para distinguir ambos casos, en el marco de esta Instrucción se denominará hormigón preparado a aquel que se fabrica en una central que no pertenece a las instalaciones propias de la obra y que está inscrita en el Registro Industrial según el Título 4º de la Ley 21/1992, de 16 de julio, de Industria y el Real Decreto 697/1995 de 28 de abril, estando dicha inscripción a disposición del peticionario y de las Administraciones competentes

### 69.2.2 Almacenamiento de materias primas

El cemento, los áridos y, en su caso, las adiciones se almacenarán según lo prescrito en 26.3, 28.5 y 29.2.3 respectivamente.

Si existen instalaciones para almacenamiento de agua o aditivos, serán tales que eviten cualquier contaminación.

Los aditivos pulverulentos se almacenarán en las mismas condiciones que los cementos.

Los aditivos líquidos y los pulverulentos diluidos en agua se deben almacenar en depósitos protegidos de la helada y que dispongan de elementos agitadores para mantener los sólidos en suspensión.

### 69.2.3 Instalaciones de dosificación

Las instalaciones de dosificación dispondrán de silos con compartimientos adecuados y separados para cada una de las fracciones granulométricas necesarias de árido. Cada compartimiento de los silos será diseñado y montado de forma que pueda descargar con eficacia, sin atascos y con una segregación mínima, sobre la tolva de la báscula.

Deberán existir los medios de control necesarios para conseguir que la alimentación de estos materiales a la tolva de la báscula pueda ser cortada con precisión cuando se llega a la cantidad deseada.

Las tolvas de las básculas deberán estar construidas de forma que puedan descargar completamente todo el material que se ha pesado.

Los instrumentos indicadores deberán estar completamente a la vista y lo suficientemente cerca del operador para que pueda leerlos con precisión mientras se está cargando la tolva de la báscula. El operador deberá tener un acceso fácil a todos los instrumentos de control.

Bajo cargas estáticas, las básculas deberán tener una precisión del 0,5 por 100 de la capacidad total de la escala de la báscula. Para comprobarlo deberá disponerse de un conjunto adecuado de pesas patrón.

Se deberán mantener perfectamente limpios todos los puntos de apoyo, las articulaciones y partes análogas de las básculas.

El medidor de agua deberá tener una precisión tal que no se rebase la tolerancia de dosificación establecida en 69.2.4.

Los dosificadores para aditivos estarán diseñados y marcados de tal forma que se pueda medir con claridad la cantidad de aditivo correspondiente a 50 kilogramos de cemento.

### 69.2.4 Dosificación de materias primas

#### 69.2.4.1 Cemento

El cemento se dosificará en peso, utilizando básculas y escalas distintas de las utilizadas para los áridos. La tolerancia en peso de cemento será del ±3 por 100.

69.2.4.2 Áridos

Los áridos se dosificarán en peso, teniendo en cuenta las correcciones por humedad. Para la medición de la humedad superficial, la central dispondrá de elementos que aporten este dato de forma automática.

El árido deberá componerse de al menos dos fracciones granulométricas, para tamaños máximos iguales o inferiores a 20 mm, y de tres fracciones granulométricas para tamaños máximos mayores.

Si se utiliza un árido total suministrado, el fabricante del mismo deberá proporcionar la granulometría y tolerancias de fabricación del mismo, a fin de poder definir un huso granulométrico probable que asegure el control de los áridos de la fórmula de trabajo.

La tolerancia en peso de los áridos, tanto si se utilizan básculas distintas para cada fracción de árido, como si la dosificación se realiza acumulada, será del ±3%.

69.2.4.3 Agua

El agua de amasado está constituida, fundamentalmente, por la directamente añadida a la amasada, la procedente de la humedad de los áridos y, en su caso, la aportada por aditivos líquidos.

El agua añadida directamente a la amasada se medirá por peso o volumen, con una tolerancia del ±1%.

En el caso de amasadoras móviles (camiones hormigonera) se medirá con exactitud cualquier cantidad de agua de lavado retenida en la cuba para su empleo en la siguiente amasada. Si esto es prácticamente imposible, el agua de lavado deberá ser eliminada antes de cargar la siguiente amasada del hormigón.

El agua total se determinará con una tolerancia del ±3% de la cantidad total prefijada.

69.2.4.4 Aditivos

Los aditivos pulverulentos deberán ser medidos en peso, y los aditivos en pasta o líquidos, en peso o en volumen.

En ambos casos, la tolerancia será el ±5% del peso o volumen requeridos.

69.2.4.5. Adiciones

Cuando se utilicen, las adiciones se dosificarán en peso, empleando básculas y escalas distintas de las utilizadas para los áridos. La tolerancia en peso de adiciones será del ± 3 por 100.

69.2.5 Equipos de amasado

Los equipos pueden estar constituidos por amasadoras fijas o móviles capaces de mezclar los componentes del hormigón de modo que se obtenga una mezcla homogénea y completamente amasada, capaz de satisfacer los dos requisitos del Grupo A y al menos dos de los del Grupo B, de la Tabla 69.2.5.

Estos equipos se examinarán con la frecuencia necesaria para detectar la presencia de residuos de hormigón o mortero endurecido, así como desperfectos o desgastes en las paletas o en su superficie interior, procediéndose, en caso necesario, a comprobar el cumplimiento de los requisitos anteriores.

Las amasadoras, tanto fijas como móviles, deberán ostentar, en un lugar destacado, una placa metálica en la que se especifique:

- para las fijas, la velocidad de amasado y la capacidad máxima del tambor, en términos de volumen de hormigón amasado;
- para las móviles, el volumen total del tambor, su capacidad máxima en términos de volumen de hormigón amasado, y las velocidades máxima y mínima de rotación.

**Tabla 69.2.5**
**Comprobación de la homogeneidad del hormigón. Deberán obtenerse resultados satisfactorios en los dos ensayos del grupo A y en al menos dos de los cuatro del grupo B**

| | ENSAYOS | Diferencia máxima tolerada entre los resultados de los ensayos de dos muestras tomadas de la descarga del hormigón (1/4 y 3/4 de la descarga) |
|---|---|---|
| Grupo A | **1. Consistencia (UNE 83313:90)** | |
| | Si el asiento medio es igual o inferior a 9 cm | 3 cm |
| | Si el asiento medio es superior a 9 cm | 4 cm |
| | 2. Resistencia (*) | |
| | En porcentajes respecto a la media | 7,5 % |
| | **3. Densidad del hormigón (UNE 83317:91)** | |
| Grupo B | En kg/m³ | 16 kg/m³ |
| | **4. Contenido de aire (UNE 83315:96)** | |
| | En porcentaje respecto al volumen del hormigón | 1 % |
| | **5. Contenido de árido grueso (UNE 7295:76)** | 6 % |
| | En porcentaje respecto al peso de la muestra tomada | 0,5 |
| | **6. Módulo granulométrico del árido (UNE 7295:76)** | |

(*) Por cada muestra se romperán a compresión, a 7 días y según el método de ensayo UNE 83304:84, dos probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Estas probetas serán confeccionadas y conservadas según el método de ensayo UNE 83301:91. Se determinará la medida de cada una de las dos muestras como porcentaje de la media total.

### 69.2.6 Amasado

El amasado del hormigón se realizará mediante uno de los procedimientos siguientes:

- totalmente en amasadora fija;
- iniciado en amasadora fija y terminado en amasadora móvil, antes de su transporte;
- en amasadora móvil, antes de su transporte.

### 69.2.7 Transporte

Para el transporte del hormigón se utilizarán procedimientos adecuados para conseguir que las masas lleguen al lugar de entrega en las condiciones estipuladas, sin experimentar variación sensible en las características que poseían recién amasadas.

El tiempo transcurrido entre la adición del agua de amasado al cemento y a los áridos y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de hora y media. En tiempo caluroso, o bajo condiciones que contribuyan a un rápido fraguado del hormigón, el tiempo límite deberá ser inferior, a menos que se adopten medidas especiales que, sin perjudicar la calidad del hormigón, aumenten el tiempo de fraguado.

Cuando el hormigón se amasa completamente en central y se transporta en amasadoras móviles, el volumen de hormigón transportado no deberá exceder del 80% del volumen total del tambor. Cuando el hormigón se amasa, o se termina de amasar, en amasadora móvil, el volumen no excederá de los dos tercios del volumen total del tambor.

Los equipos de transporte deberán estar exentos de residuos de hormigón o mortero endurecido, para lo cual se limpiarán cuidadosamente antes de proceder a la carga de una nueva masa fresca de hormigón. Asimismo, no deberán presentar desperfectos o desgastes en las paletas o en su superficie interior que puedan afectar a la homogeneidad del hormigón e impedir que se cumpla lo estipulado en 69.2.5.

El transporte podrá realizarse en amasadoras móviles, a la velocidad de agitación, o en equipos con o sin agitadores, siempre que tales equipos tengan superficies lisas y redondeadas y sean capaces de mantener la homogeneidad del hormigón durante el transporte y la descarga.

### 69.2.8 Designación y características

El hormigón fabricado en central podrá designarse por propiedades o por dosificación.

En ambos casos deberá especificarse, como mínimo:

- La consistencia.
- El tamaño máximo del árido.
- El tipo de ambiente al que va a estar expuesto el hormigón.
- La resistencia característica a compresión (véase 39.1), para hormigones designados por propiedades.
- El contenido de cemento, expresado en kilos por metro cúbico (kg/m³), para hormigones designados por dosificación.
- La indicación de si el hormigón va a ser utilizado en masa, armado o pretensado.

Cuando la designación del hormigón fuese por propiedades, el suministrador establecerá la composición de la mezcla del hormigón, garantizando al peticionario las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia y resistencia característica, así como las limitaciones derivadas del tipo de ambiente especificado (contenido de cemento y relación agua/cemento).

La designación por propiedades se realizará según lo indicado en 39.2.

Cuando la designación del hormigón fuese por dosificación, el peticionario es responsable de la congruencia de las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia y contenido en cemento por metro cúbico de hormigón, mientras que el suministrador deberá garantizarlas, al igual que deberá indicar la relación agua/cemento que ha empleado.

Cuando el peticionario solicite hormigón con características especiales u otras además de las citadas anteriormente, las garantías y los datos que el suministrador deba darle serán especificados antes de comenzar el suministro.

Antes de comenzar el suministro, el peticionario podrá pedir al suministrador una demostración satisfactoria de que los materiales componentes que van a emplearse cumplen los requisitos indicados en los Artículos 26º, 27º, 28º y 29º.

En ningún caso se emplearán adiciones ni aditivos sin el conocimiento del peticionario y sin la autorización de la Dirección de Obra.

### 69.2.9 Entrega y recepción

#### 69.2.9.1 Documentación

Cada carga de hormigón fabricado en central, tanto si ésta pertenece o no a las instalaciones de obra, irá acompañada de una hoja de suministro que estará en todo momento a disposición de la Dirección de Obra, y en la que deberán figurar, como mínimo, los siguientes datos:

1. Nombre de la central de fabricación de hormigón.
2. Número de serie de la hoja de suministro.
3. Fecha de entrega.
4. Nombre del peticionario y del responsable de la recepción, según 69.2.9.2.
5. Especificación del hormigón.
   a) En el caso de que el hormigón se designe por propiedades:
      - Designación de acuerdo con el apartado 39.2.
      - Contenido de cemento en kilos por metro cúbico (kg/m$^3$) de hormigón, con una tolerancia de ±15 kg.
      - Relación agua/cemento del hormigón, con una tolerancia de ±0,02.

      En el caso de que el hormigón se designe por dosificación:
      - Contenido de cemento por metro cúbico de hormigón.
      - Relación agua/cemento del hormigón, con una tolerancia de ±0,02.
      - El tipo de ambiente de acuerdo con la Tabla 8.2.2

   b) Tipo, clase y marca del cemento.
   c) Consistencia.
   d) Tamaño máximo del árido.
   e) Tipo de aditivo, según UNE-EN 934-2:98, si lo hubiere, y en caso contrario indicación expresa de que no contiene.
   f) Procedencia y cantidad de adición (cenizas volantes o humo de sílice) (29.2) si la hubiere y, en caso contrario, indicación expresa de que no contiene.
6. Designación específica del lugar del suministro (nombre y lugar).
7. Cantidad del hormigón que compone la carga, expresada en metros cúbicos de hormigón fresco.
8. Identificación del camión hormigonera (o equipo de transporte) y de la persona que proceda a la descarga, según 69.2.9.2.
9. Hora límite de uso para el hormigón.

#### 69.2.9.2 Recepción

El comienzo de la descarga del hormigón desde el equipo de transporte del suministrador, en el lugar de la entrega, marca el principio del tiempo de entrega y recepción del hormigón, que durará hasta finalizar la descarga de éste.

La Dirección de Obra, o la persona en quien delegue, es el responsable de que el control de recepción se efectúe tomando las muestras necesarias, realizando los ensayos de control precisos, y siguiendo los procedimientos indicados en el Capítulo XV.

Cualquier rechazo de hormigón basado en los resultados de los ensayos de consistencia (y aire ocluido, en su caso) deberá ser realizado durante la entrega. No se podrá rechazar ningún hormigón por estos conceptos sin la realización de los ensayos oportunos.

Queda expresamente prohibida la adición al hormigón de cualquier cantidad de agua u otras sustancias que puedan alterar la composición original de la masa fresca. No obstante, si el asiento en cono de Abrams es menor que el especificado, según 30.6, el suministrador podrá adicionar aditivo fluidificante para aumentarlo hasta alcanzar dicha consistencia, sin que ésta rebase las tolerancias indicadas en el mencionado apartado. Para ello, el elemento de transporte (camión hormigonera) deberá estar equipado con el correspondiente equipo dosificador de aditivo y reamasar el hormigón hasta dispersar

totalmente el aditivo añadido. El tiempo de reamasado será de al menos 1 min/m³, sin ser en ningún caso inferior a 5 minutos.

La actuación del suministrador termina una vez efectuada la entrega del hormigón y siendo satisfactorios los ensayos de recepción del mismo.

En los acuerdos entre el peticionario y el suministrador deberá tenerse en cuenta el tiempo que, en cada caso, pueda transcurrir entre la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

### 69.3 Hormigón no fabricado en central

Los medios para la fabricación del hormigón comprenden:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipo de amasado.

Las dispersiones en la calidad del hormigón a que habitualmente conduce este sistema de fabricación no hace aconsejable su empleo como norma general. En caso de utilizarse, convendrá extremar las precauciones en la dosificación, fabricación y control.

Para el almacenamiento de materias primas, se tendrá en cuenta lo previsto en los artículos 26º, 27º, 28º y 29º.

La dosificación de cemento se realizará en peso, pudiendo dosificarse los áridos por peso o volumen. No es recomendable este segundo procedimiento por las fuertes dispersiones a que suele dar lugar.

El amasado se realizará con un período de batido, a la velocidad de régimen, no inferior a noventa segundos.

El fabricante de este tipo de hormigón deberá documentar debidamente la dosificación empleada, que deberá ser aceptada expresamente por la Dirección de Obra. Asimismo, será responsable de que los operarios encargados de las operaciones de dosificación y amasado tengan acreditada suficiente formación y experiencia.

En la obra existirá, a disposición de la Dirección de Obra, un libro custodiado por el fabricante del hormigón que contendrá la dosificación, o dosificaciones nominales a emplear en la obra, así como cualquier corrección realizada durante el proceso, con su correspondiente justificación. En este libro figurará la relación de proveedores de materias primas para la elaboración del hormigón, la descripción de los equipos empleados, y la referencia al documento de calibrado de la balanza para la dosificación del cemento. Asimismo, figurará el registro del número de amasadas empleadas en cada lote y las fechas de hormigonado, con los resultados de los ensayos realizados, en su caso.

## Artículo 70º Puesta en obra del hormigón

### 70.1 Colocación

En ningún caso se tolerará la colocación en obra de masas que acusen un principio de fraguado.

En el vertido y colocación de las masas, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas, se adoptarán las debidas precauciones para evitar la disgregación de la mezcla.

No se colocarán en obra capas o tongadas de hormigón cuyo espesor sea superior al que permita una compactación completa de la masa.

No se efectuará el hormigonado en tanto no se obtenga la conformidad de la Dirección de Obra, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

El hormigonado de cada elemento se realizará de acuerdo con un plan previamente establecido en el que deberán tenerse en cuenta las deformaciones previsibles de encofrados y cimbras.

### 70.2 Compactación

La compactación de los hormigones en obra se realizará mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas y de manera tal que se eliminen los huecos y se obtenga un perfecto cerrado de la masa, sin que llegue a producirse segregación. El proceso de compactación deberá prolongarse hasta que refluya la pasta a la superficie y deje de salir aire.

Cuando se utilicen vibradores de superficie el espesor de la capa después de compactada no será mayor de 20 centímetros.

La utilización de vibradores de molde o encofrado deberá ser objeto de estudio, de forma que la vibración se transmita a través del encofrado sea la adecuada para producir una correcta compactación, evitando la formación de huecos y capas de menor resistencia.

El revibrado del hormigón deberá ser objeto de aprobación por parte de la Dirección de Obra.

Si el transporte, la colocación o la compactación de los hormigones se realizan empleando técnicas especiales, se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas.

## Artículo 71º Juntas de hormigonado

Las juntas de hormigonado, que deberán, en general, estar previstas en el proyecto, se situarán en dirección lo más normal posible a la de las tensiones de compresión, y allí donde su efecto sea menos perjudicial, alejándolas, con dicho fin, de las zonas en las que la armadura esté sometida a fuertes tracciones. Se les dará la forma apropiada que asegure una unión lo más íntima posible entre el antiguo y el nuevo hormigón.

Cuando haya necesidad de disponer juntas de hormigonado no previstas en el proyecto se dispondrán en los lugares que apruebe la Dirección de Obra, y preferentemente sobre los puntales de la cimbra. No se reanudará el hormigonado de las mismas sin que hayan sido previamente examinadas y aprobadas, si procede, por la Dirección de Obra.

Si el plano de una junta resulta mal orientado, se demolerá la parte de hormigón necesaria para proporcionar a la superficie la dirección apropiada.

Antes de reanudar el hormigonado, se retirará la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto y se limpiará la junta de toda suciedad o árido que haya quedado suelto. En cualquier caso, el procedimiento de limpieza utilizado no deberá producir alteraciones apreciables en la adherencia entre la pasta y el árido grueso. Expresamente se prohíbe el empleo de productos corrosivos en la limpieza de juntas.

Se prohíbe hormigonar directamente sobre o contra superficies de hormigón que hayan sufrido los efectos de las heladas. En este caso deberán eliminarse previamente las partes dañadas por el hielo.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares podrá autorizar el empleo de otras técnicas para la ejecución de juntas (por ejemplo, impregnación con productos adecuados), siempre que se haya justificado previamente, mediante ensayos de suficiente garantía, que tales técnicas son capaces de proporcionar resultados tan eficaces, al menos, como los obtenidos cuando se utilizan los métodos tradicionales.

## Artículo 72º Hormigonado en tiempo frío

La temperatura de la masa de hormigón, en el momento de verterla en el molde o encofrado, no será inferior a 5ºC.

Se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, moldes, etc.) cuya temperatura sea inferior a cero grados centígrados.

En general, se suspenderá el hormigonado siempre que se prevea que, dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes, pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los cero grados centígrados.

En los casos en que, por absoluta necesidad, se hormigone en tiempo de heladas, se adoptarán las medidas necesarias para garantizar que, durante el fraguado y primer endurecimiento de hormigón, no se producirán deterioros locales en los elementos correspondientes, ni mermas permanentes apreciables de las características resistentes del material. En el caso de que se produzca algún tipo de daño, deberán realizarse los ensayos de información (véase Artículo 89º) necesarios para estimar la resistencia realmente alcanzada, adoptándose, en su caso, las medidas oportunas.

El empleo de aditivos anticongelantes requerirá una autorización expresa, en cada caso, de la Dirección de Obra. Nunca podrán utilizarse productos susceptibles de atacar a las armaduras, en especial los que contienen ión cloro.

## Artículo 73º Hormigonado en tiempo caluroso

Cuando el hormigonado se efectúe en tiempo caluroso, se adoptarán las medidas oportunas para evitar la evaporación del agua de amasado, en particular durante el transporte del hormigón y para reducir la temperatura de la masa.

Para ello los materiales constituyentes del hormigón y los encofrados o moldes destinados a recibirlo deberán estar protegidos del soleamiento.

Una vez efectuada la colocación del hormigón se protegerá éste del sol y especialmente del viento, para evitar que se deseque.

Si la temperatura ambiente es superior a 40ºC o hay un viento excesivo, se suspenderá el hormigonado, salvo que, previa autorización expresa de la Dirección de Obra, se adopten medidas especiales.

## Artículo 74º Curado del hormigón

Durante el fraguado y primer período de endurecimiento del hormigón, deberá asegurarse el mantenimiento de la humedad del mismo mediante un adecuado curado. Éste se prolongará durante el plazo necesario en función del tipo y clase del cemento, de la temperatura y grado de humedad del ambiente, etc.

El curado podrá realizarse manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado. El agua empleada en estas operaciones deberá poseer las cualidades exigidas en el Artículo 27º de esta Instrucción.

El curado por aportación de humedad podrá sustituirse por la protección de las superficies mediante recubrimientos plásticos u otros tratamientos adecuados, siempre que tales métodos, especialmente en el caso de masas secas, ofrezcan las garantías que se estimen necesarias para lograr, durante el primer período de endurecimiento, la retención de la humedad inicial de la masa, y no contengan sustancias nocivas para el hormigón.

Si el curado se realiza empleando técnicas especiales (curado al vapor, por ejemplo) se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas, previa autorización de la Dirección de Obra.

## Artículo 75º Descimbrado, desencofrado y desmoldeo

Los distintos elementos que constituyen los moldes, el encofrado (costeros, fondos, etc.), los apeos y cimbras, se retirarán sin producir sacudidas ni choques en la estructura, recomendándose, cuando los elementos sean de cierta importancia, el empleo de cuñas, cajas de arena, gatos u otros dispositivos análogos para lograr un descenso uniforme de los apoyos.

Las operaciones anteriores no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

Cuando se trate de obras de importancia y no se posea experiencia de casos análogos, o cuando los perjuicios que pudieran derivarse de una fisuración prematura fuesen grandes, se realizarán ensayos de información (véase Artículo 89º) para estimar la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

Se tendrán también en cuenta las condiciones ambientales (por ejemplo, heladas) y la necesidad de adoptar medidas de protección una vez que el encofrado, o los moldes, hayan sido retirados.

Se pondrá especial atención en retirar oportunamente todo elemento de encofrado o molde que pueda impedir el libre juego de las juntas de retracción, asiento o dilatación, así como de las articulaciones, si las hay.

En elementos de hormigón pretensado es fundamental que el descimbrado se efectúe de conformidad con lo dispuesto en el programa previsto a tal efecto al redactar el proyecto de la estructura. Dicho programa deberá estar de acuerdo con el correspondiente al proceso de tesado.

Para facilitar el desencofrado y, en particular, cuando se empleen moldes, se recomienda pintarlos con barnices antiadherentes que cumplan las condiciones prescritas en el Artículo 65º.

## Artículo 76º Acabado de superficies

Las superficies vistas de las piezas o estructuras, una vez desencofradas o desmoldeadas, no presentarán coqueras o irregularidades que perjudiquen al comportamiento de la obra o a su aspecto exterior.

Cuando se requiera un particular grado o tipo de acabado por razones prácticas o estéticas, se especificarán los requisitos directamente o bien mediante patrones de superficie.

En general, para el recubrimiento o relleno de las cabezas de anclaje, orificios, entalladuras, cajetines, etc., que deba efectuarse una vez terminadas las piezas, se utilizarán morteros fabricados con masas análogas a las empleadas en el hormigonado de dichas piezas, pero retirando de ellas los áridos de tamaño superior a 4 mm. Todas las superficies de mortero se acabarán de forma adecuada.

## Artículo 77º Uniones de continuidad entre elementos prefabricados

Las uniones entre las distintas piezas prefabricadas que constituyen una estructura, o entre dichas piezas y los otros elementos estructurales construidos *in situ*, deberán asegurar la correcta transmisión de los esfuerzos entre cada pieza y las adyacentes a ella.

Se construirán de tal forma que puedan absorberse las tolerancias dimensionales normales de prefabricación, sin originar solicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos en los elementos prefabricados.

Las testas de los elementos que vayan a quedar en contacto, no podrán presentar irregularidades tales que impidan que las compresiones se transmitan uniformemente sobre toda la superficie de aquéllas. El límite admisible para estas irregularidades depende del tipo y espesor de la junta; y no se permite intentar corregirlas mediante enfoscado de las testas con mortero de cemento, o cualquier otro material que no garantice la adecuada transmisión de los esfuerzos sin experimentar deformaciones excesivas.

En las uniones por soldadura deberá cuidarse que el calor desprendido no produzca daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.

Las uniones mediante armaduras postesas exigen adoptar precauciones especiales si estas armaduras son de pequeña longitud. Su empleo es recomendable para rigidizar nudos y están especialmente indicadas para estructuras que deban soportar acciones sísmicas.

## Artículo 78º Inyección

### 78.1 Generalidades

Los principales objetivos de la inyección de los tendones son evitar la corrosión del acero de pretensado y proporcionar una adherencia eficaz entre el hormigón y el acero.

Para conseguirlo es condición básica que todos los huecos de las vainas o conductos y anclajes queden llenos por un material de inyección adecuado (ver Artículo 36º), que posea los requisitos de resistencia y adherencia necesarios.

La inyección debe efectuarse lo más pronto posible después del tesado. Si, por razones constructivas, debiera diferirse, se efectuará una protección provisional de las armaduras, utilizando algún método o material que no impida la ulterior adherencia de los tendones al producto de inyección.

Además, para asegurar que la inyección de los tendones se realiza de forma correcta y segura es preciso disponer de:

- Personal cualificado, entrenado al efecto.
- Un equipo sólido y seguro, adecuadamente revisado, calibrado y puesto a punto.
- Unas instrucciones escritas y una organización previa sobre los materiales a utilizar y el procedimiento de inyección a seguir.
- Adoptar las precauciones de seguridad adecuadas a cada caso.

### 78.2 Preparación de la mezcla

Los materiales sólidos utilizados para preparar el producto de inyección deberán dosificarse en peso.

El amasado de dichos materiales se realizará en un aparato mezclador capaz de preparar un producto de inyección de consistencia uniforme y, a ser posible, de carácter coloidal. Se prohíbe el amasado a mano.

El tiempo de amasado depende del tipo de aparato mezclador y debe realizarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante. En cualquier caso, no será inferior a 2 minutos ni superior a 4 minutos.

Después del amasado, el producto debe mantenerse en movimiento continuo hasta el momento de la inyección. Es esencial que, en ese momento, el producto se encuentre exento de grumos.

En el caso de vainas o conductos verticales, la relación agua/cemento de la mezcla debe ser algo mayor que en las mezclas destinadas a inyectar vainas horizontales.

### 78.3 Programa de inyección

El programa de inyección debe contener, al menos, los siguientes puntos:

- Las características de la lechada a utilizar, incluyendo el tiempo de utilización y el tiempo de endurecimiento.
- Las características del equipo de inyección, incluyendo presiones y velocidad de inyección.
- Limpieza de los conductos.
- Secuencia de las operaciones de inyección y ensayos a realizar sobre la lechada fresca (fluidez, segregación, etc.).
- Fabricación de probetas para ensayo (exudación, retracción, resistencia, etc.).
- Volumen de lechada que debe prepararse.
- Instrucciones sobre actuaciones a adoptar en caso de incidentes (por ejemplo, fallo durante la inyección), o condiciones climáticas perjudiciales (por ejemplo, durante y después de períodos con temperaturas inferiores a 5ºC).

### 78.4 Ejecución de la inyección

Antes de proceder a la inyección hay que comprobar que se cumplen las siguientes condiciones previas:

- El equipo de inyección se encuentra operativo y se dispone de una bomba de inyección auxiliar para evitar interrupciones en caso de mal funcionamiento.
- Existe un suministro permanente de agua a presión y aire comprimido.
- Se dispone, en exceso, de materiales para el amasado del producto de inyección.
- Las vainas están libres de materiales perjudiciales, por ejemplo, agua o hielo.
- Los orificios de los conductos a inyectar están perfectamente preparados e identificados.
- Se han preparado los ensayos de control de la lechada.

La inyección debe ser continua e ininterrumpida, con una velocidad de avance comprendida entre 5 y 15 metros por minuto. La longitud máxima de inyección no debe superar los 120 metros.

Se prohíbe efectuar la inyección mediante aire comprimido.

Siempre que sea posible, la inyección debe efectuarse desde el anclaje más bajo o desde el tubo de toma inferior del conducto.

La inyección debe prolongarse hasta que la consistencia de la mezcla que rebosa por el extremo libre del conducto sea igual a la del producto inyectado y, una vez terminada, deben adoptarse las medidas necesarias para evitar pérdidas de la mezcla en el conducto.

En el caso de vainas o conductos verticales, debe colocarse un pequeño depósito en la parte superior que debe mantenerse constantemente lleno de pasta para compensar la reducción de volumen que se produce. Es importante que este depósito se sitúe en posición centrada encima del conducto, con el fin de que el agua ascendente por exudación pueda unirse a la mezcla contenida en el depósito y no se quede acumulada en el extremo superior de la vaina, lo que resultaría peligroso para la protección del tendón y del anclaje correspondiente.

En tiempo frío y, especialmente en tiempo de heladas, deben tomarse precauciones especiales, asegurándose que, al iniciar la inyección, no existe hielo en los conductos. Para ello, debe inyectarse agua caliente, pero nunca vapor.

Si se prevé que la temperatura no descenderá por debajo de los 5°C en las 48 horas siguientes a la inyección, se podrá continuar ésta utilizando un producto poco sensible a las heladas, que contenga del 6 al 10% de aire ocluido y que cumpla las condiciones prescritas en el Artículo 36°, o bien calentándose el elemento de la estructura de modo que su temperatura no baje de 5°C, durante ese tiempo.

Cuando la temperatura ambiente exceda de los 35°C, es recomendable enfriar el agua de la mezcla.

En todos los casos, una vez terminada la inyección deben obturarse herméticamente los orificios y tubos de purga, de modo que se evite la penetración en los conductos de agua, o de cualquier otro agente corrosivo para las armaduras. Asimismo, debe procederse a la limpieza del equipo lo más rápidamente posible después de finalizada la inyección, procediendo a continuación a un cuidadoso secado de la bomba, mezcladora y tuberías.

Si existiera la posibilidad de que hubiera zonas importantes no inyectadas, deben adoptarse las medidas oportunas para realizar una inyección posterior de las mismas. En caso de duda puede realizarse un control con endoscopio o realizando el vacío.

### 78.5 Inspección

Deberá hacerse un informe de cada inyección en el que se anoten: las características del producto, la temperatura ambiente en el momento de la inyección, el tipo de cemento utilizado, el aditivo, en su caso, incorporado a la mezcla y su dosificación, la relación agua/cemento elegida, el tipo de mezclador, la duración del mezclado y las probetas que se han fabricado para controlar las condiciones prescritas en el Artículo 36°.

Los informes de las inyecciones deben formar parte de los documentos de la obra.

### 78.6 Medidas de seguridad

Durante la inyección de los conductos, los operarios que trabajen en las proximidades deberán ir provistos de gafas protectoras o una pantalla transparente, en previsión de posibles escapes de la mezcla inyectada a presión.

No debe mirarse por los tubos utilizados como respiraderos o rebosaderos, para comprobar el paso del producto de inyección.

Cuando la inyección se efectúa en obra, y existe circulación en zonas próximas, se adoptarán las oportunas precauciones para impedir que, si se escapa el producto de inyección, pueda ocasionar daños.

### Artículo 79º Observaciones generales respecto a la ejecución

**79.1 Adecuación del proceso constructivo al proyecto**

Se adoptarán las medidas necesarias para conseguir que las disposiciones constructivas y los procesos de ejecución se ajusten en todo a lo indicado en el proyecto.

En particular, deberá cuidarse de que tales disposiciones y procesos sean compatibles con las hipótesis consideradas en el cálculo, especialmente en lo relativo a los enlaces (empotramientos, articulaciones, apoyos simples, etc.), y a la magnitud de las acciones introducidas durante el proceso de ejecución de la estructura.

Todas las manipulaciones y situaciones provisionales y, en particular, el transporte, montaje y colocación de las piezas prefabricadas, deberán ser objeto de estudios previos. Será preciso también justificar que se han previsto todas las medidas necesarias para garantizar la seguridad, la precisión en la colocación y el mantenimiento correcto de las piezas en su posición definitiva, antes y durante la ejecución y, en su caso, durante el endurecimiento de las juntas construidas en obra.

Si el proceso constructivo sufre alguna modificación sustancial, deberá quedar reflejado el cambio en la correspondiente documentación complementaria.

**79.2 Acciones mecánicas durante la ejecución**

Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier carga estática o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados.

Cuando la construcción de las obras dé lugar a fases sucesivas de descimbrado, de pretensado o de puesta en carga, puede ser necesario determinar las solicitaciones correspondientes a un cierto número de estas fases.

# TÍTULO VI

# Control

## CAPÍTULO XIV

## Bases generales del Control de la Calidad

### Artículo 80º Control de calidad

El Título 6º de esta Instrucción desarrolla principalmente el control de recepción que se realiza en representación de la Administración Pública contratante o,en general, de la Propiedad.

En esta Instrucción se establece con carácter preceptivo el control de recepción de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes; del acero, tanto de las armaduras activas como de las pasivas; de los anclajes, empalmes, vainas, equipos y demás accesorios característicos de la técnica del pretensado; de la inyección, y de la ejecución de la obra.

El fin del control es comprobar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que serán las generales de esta Instrucción, más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. Debe entenderse que las aprobaciones derivadas del control de calidad son aprobaciones condicionadas al buen funcionamiento de la obra durante los plazos legalmente establecidos.

La eficacia final del control de calidad es el resultado de la acción complementaria del control ejercido por el productor (control interno) y del control ejercido por el receptor (control externo).

# CAPÍTULO XV

# Control de Materiales

## Artículo 81º Control de los componentes del hormigón

En el caso de hormigones fabricados en central, ya sea de hormigón preparado o central de obra, cuando disponga de un Control de Producción deberá cumplir la Orden del Ministro de Industria y Energía de fecha 2 de diciembre de 1995 y Disposiciones que la desarrollan. Dicho control debe estar en todo momento claramente documentado y la correspondiente documentación estará a disposición de la Dirección de Obra y de los Laboratorios que eventualmente ejerzan el control externo del hormigón fabricado.

El control de los componentes del hormigón se realizará de la siguiente manera:

a) Si la central dispone de un Control de Producción y está en posesión de un Sello o Marca de Calidad, oficialmente reconocido por un Centro Directivo de las Administraciones Públicas (General del Estado o Autonómicas), con competencias en el campo de la construcción (obras públicas o edificación), no es necesario el control de recepción en obra de los materiales componentes del hormigón.

   Los referidos Centros Directivos remitirán a la Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento, por cada semestre natural cerrado, la relación de centrales con Sello o Marca de Calidad por ellos reconocidos, así como los retirados o anulados, para su publicación.

b) Si el hormigón, fabricado en central, está en posesión de un *distintivo reconocido* o un CC-EHE, ambos en el sentido expuesto en el Artículo 1º, no es necesario el control de recepción en obra de sus materiales componentes.

   Los hormigones fabricados en centrales, en las que su producción de hormigón esté en posesión de un *distintivo reconocido* o un CC-EHE, ambos en el sentido expuesto en el Artículo 1ª, tendrán la misma consideración, a los efectos de esta Instrucción, que los hormigones fabricados en centrales que estén en posesión de un Sello o Marca de Calidad en el sentido expuesto en a).

c) En otros casos, no contemplados en a) ó b), se estará a lo dispuesto en los apartados siguientes de este Artículo

### 81.1 Cemento

La recepción del cemento se realizará de acuerdo con lo establecido en la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos, entendiéndose que los beneficios que en ella se otorgan a los Sellos o Marcas de Calidad oficialmente reconocidos se refieren exclusivamente a los *distintivos reconocidos* y al CC-EHE, ambos en el sentido expuesto en el Artículo 1º

En cualquier caso el responsable de la recepción del cemento en la central de hormigonado u obra, deberá conservar durante un mínimo de 100 días una muestra de cemento de cada lote suministrado.

#### 81.1.1 Especificaciones

Son las del Artículo 26º de esta Instrucción más las contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

No podrán utilizarse lotes de cemento que no lleguen acompañadas del certificado de garantía del fabricante, firmado por una persona física, según lo prescrito en 26.2.

#### 81.1.2 Ensayos

La toma de muestras se realizará según se describe en la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos.

Antes de comenzar el hormigonado, o si varían las condiciones de suministro, y cuando lo indique la Dirección de Obra se realizarán los ensayos físicos, mecánicos y químicos previstos en la Instrucción antes citada, además de los previstos, en su caso, en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, más los correspondientes a la determinación de ión Cl⁻ según el Artículo 26º.

Al menos una vez cada tres meses de obra, y cuando lo indique la Dirección de Obra, se comprobarán: componentes del cemento, principio y fin de fraguado, resistencia a compresión y estabilidad de volumen, según las normas de ensayo establecidas en la referida Instrucción.

Cuando al cemento pueda eximirsele, de acuerdo con lo establecido en la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos y en 81.1, de los ensayos de recepción, la Dirección de Obra podrá, asimismo eximirle, mediante comunicación

escrita, de las exigencias de los dos párrafos anteriores, siendo sustituidas por la documentación de identificación del cemento y los resultados del autocontrol que se posean.

En cualquier caso deberán conservarse muestras preventivas durante 100 días.

81.1.3 Criterios de aceptación o rechazo

El incumplimiento de alguna de las especificaciones, salvo demostración de que no supone riesgo apreciable tanto desde el punto de vista de las resistencias mecánicas como del de la durabilidad, será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento.

### 81.2 Agua de amasado

#### 81.2.1 Especificaciones

Son las del Artículo 27º más las contenidas, en su caso, en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

#### 81.2.2 Ensayos

Cuando no se posean antecedentes de su utilización en obras de hormigón, o en caso de duda, se realizarán los ensayos citados en el Artículo 27º.

#### 81.2.3 Criterios de aceptación o rechazo

El incumplimiento de las especificaciones será razón suficiente para considerar el agua como no apta para amasar hormigón, salvo justificación técnica documentada de que no perjudica apreciablemente las propiedades exigibles al mismo, ni a corto ni a largo plazo.

### 81.3 Áridos

#### 81.3.1 Especificaciones

Son las del Artículo 28º más las contenidas, en su caso, en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

#### 81.3.2 Ensayos

Antes de comenzar la obra, siempre que varíen las condiciones de suministro, y si no se dispone de un certificado de idoneidad de los áridos que vayan a utilizarse emitido como máximo un año antes de la fecha de empleo por un laboratorio oficial u oficialmente acreditado, se realizarán los ensayos de identificación mencionados en 28.1. y los correspondientes a las condiciones físico-químicas, físico-mecánicas y granulométricas, especificados en 28.3.1, 28.3.2 y 28.3.3.

Se prestará gran atención durante la obra al cumplimiento del tamaño máximo del árido, a la constancia del módulo de finura de la arena y a lo especificado en 28.2. y 28.3.1. En caso de duda se realizarán los correspondientes ensayos de comprobación.

#### 81.3.3 Criterios de aceptación o rechazo

El incumplimiento de las prescripciones de 28.1, o de 28.3, es condición suficiente para calificar el árido como no apto para fabricar hormigón, salvo justificación especial de que no perjudica apreciablemente las propiedades exigibles al mismo, ni a corto ni a largo plazo.

El incumplimiento de la limitación de 28.2, hace que el árido no sea apto para las piezas en cuestión. Si se hubiera hormigonado algún elemento con hormigón fabricado con áridos en tal circunstancia, deberán adoptarse las medidas que considere oportunas la Dirección de Obra a fin de garantizar que, en tales elementos, no se han formado oquedades o coqueras de importancia que puedan afectar a la seguridad o durabilidad del elemento.

### 81.4 Otros componentes del hormigón

#### 81.4.1 Especificaciones

Son las del Artículo 29º más las que pueda contener el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

No podrán utilizarse aditivos que no se suministren correctamente etiquetados y acompañados de la garantía del fabricante, firmado por una persona física, según lo prescrito en 29.1.

En el caso de hormigón armado o en masa, cuando se utilicen cenizas volantes o humo de sílice, se exigirá el correspondiente certificado de garantía emitido por un laboratorio oficial u oficialmente acreditado con los resultados de los ensayos prescritos en 29.2.

#### 81.4.2 Ensayos

a) Antes de comenzar la obra se comprobará en todos los casos el efecto de los aditivos sobre las características de calidad del hormigón. Tal comprobación se realizará mediante los ensayos previos del hormigón citados en el Artículo 86º. Igualmente se comprobará, mediante los oportunos ensayos realizados en un laboratorio oficial u oficialmente acreditado, la ausencia en la composición del aditivo de compuestos químicos que puedan favorecer la corrosión de las armaduras y se determinará el pH y residuo seco según los procedimientos recogidos en UNE 83210:86 EX, 83227:86 y UNE EN 480-8:97.
Como consecuencia de lo anterior, se seleccionarán las marcas y tipos de aditivos admisibles en la obra. La constancia de las características de composición y calidad serán garantizadas por el fabricante correspondiente.

b) Durante la ejecución de la obra se vigilará que los tipos y marcas del aditivo utilizado sean precisamente los aceptados según el párrafo anterior.

c) Por lo que respecta a las adiciones, antes de comenzar la obra se realizarán en un laboratorio oficial u oficialmente acreditado los ensayos citados en los artículos 29.2.1 y 29.2.2. La determinación del índice de actividad resistente deberá realizarse con cemento de la misma procedencia que el previsto para la ejecución de la obra.

d) Al menos una vez cada tres meses de obra se realizarán las siguientes comprobaciones sobre las adiciones: trióxido de azufre, pérdida por calcinación y finura para las cenizas volantes, y pérdida por calcinación y contenido de cloruros para el humo de sílice, con el fin de comprobar la homogeneidad del suministro.

81.4.3 Criterios de aceptación o rechazo

El incumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para calificar el aditivo o la adición como no apto para agregar a hormigones.

Cualquier posible modificación de las características de calidad del producto que se vaya a utilizar, respecto a las del aceptado en los ensayos previos al comienzo de la obra, implicará su no utilización, hasta que la realización con el nuevo tipo de los ensayos previstos en 81.4.2 autorice su aceptación y empleo en la obra.

## Artículo 82º Control de la calidad del hormigón

El control de la calidad del hormigón comprenderá normalmente el de su resistencia, consistencia y durabilidad, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, según 81.3, o de otras características especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

El control de calidad de las características del hormigón se realizará de acuerdo con lo indicado en los Artículos 83º a 89º siguientes. La toma de muestras del hormigón se realizará según UNE 83300:84.

Además, en el caso de hormigón fabricado en central, se comprobará que cada amasada de hormigón esté acompañada por una hoja de suministro debidamente cumplimentada de acuerdo con 69.2.9.1 y firmada por una persona física.

Las hojas de suministro, sin las cuales no está permitida la utilización del hormigón en obra, deben ser archivadas por el Constructor y permanecer a disposición de la Dirección de la Obra hasta la entrega de la documentación final de control.

## Artículo 83º Control de la consistencia del hormigón

### 83.1 Especificaciones

La consistencia será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o la indicada, en su momento, por la Dirección de Obra, de acuerdo con 30.6, tanto para los hormigones en los que la consistencia se especifica por tipo o por el asiento en cono de Abrams.

### 83.2 Ensayos

Se determinará el valor de la consistencia, mediante el cono de Abrams de acuerdo con UNE 83313:90.

- Siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia.
- En los casos previstos en 88.2. de esta Instrucción (control reducido).
- Cuando lo ordene la Dirección de Obra.

### 83.3 Criterios de aceptación o rechazo

Si la consistencia se ha definido por su tipo, la media aritmética de los dos valores obtenidos según UNE 83313:90 tiene que estar comprendida dentro del intervalo correspondiente.

Si la consistencia se ha definido por su asiento, la media de los dos valores debe estar comprendida dentro de la tolerancia.

El incumplimiento de las condiciones anteriores implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

## Artículo 84º Control de la resistencia del hormigón

Independientemente de los ensayos de control de materiales componentes y de la consistencia del hormigón a que se refieren los Artículos 81º y 83º, respectivamente y los que puedan prescribirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, los ensayos de control de la resistencia del hormigón previstos en esta Instrucción con carácter preceptivo, son los indicados en el Artículo 88º.

Otros tipos de ensayos son los llamados de Información Complementaria, a los que se refiere el Artículo 89º.

Finalmente, antes del comienzo del hormigonado puede resultar necesaria la realización de ensayos previos o ensayos característicos, los cuales se describen en los Artículos 86º y 87º respectivamente.

Los ensayos previos, característicos y de control, se refieren a probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, fabricadas, curadas y ensayadas a compresión a 28 días de edad según UNE 83301:91, UNE 83303:84 y UNE 83304:84.

## Artículo 85º Control de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón

A efectos de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón, contenidas en la Tabla 37.3.2.a, se llevarán a cabo los siguientes controles:

a) Control documental de las hojas de suministro, con objeto de comprobar el cumplimiento de las limitaciones de la relación *a/c* y del contenido de cemento especificados en 37.3.2.

b) Control de la profundidad de penetración de agua, en los casos indicados en 37.3.2, y de acuerdo con el procedimiento descrito en 85.2.

### 85.1 Especificaciones

En todos los casos, con el hormigón suministrado se adjuntará la hoja de suministro o albarán en la que el suministrador reflejará los valores de los contenidos de cemento y de la relación agua/cemento del hormigón fabricado en la central suministradora, conforme a lo indicado en 69.2.9.1. Además, para el caso de hormigón no fabricado en central, el fabricante de éste aportará a la Dirección de Obra registros análogos, firmados por persona física, que permitan documentar tanto el contenido de cemento como la relación agua/cemento.

El control de la profundidad de penetración de agua se realizará para cada tipo de hormigón (de distinta resistencia o consistencia) que se coloque en la obra, en los casos indicados en 37.3.2, así como cuando lo disponga el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o cuando lo ordene la Dirección de Obra.

### 85.2 Controles y ensayos

El control documental de las hojas de suministro se realizará para todas las amasadas del hormigón que se lleven a cabo durante la obra. El contenido de las citadas hojas será conforme a lo indicado en 69.2.9.1 y estará en todo momento a disposición de la Dirección de Obra.

El control de la profundidad de penetración de agua se efectuará con carácter previo al inicio de la obra, mediante la realización de ensayos según UNE 83309:90 EX, sobre un conjunto de tres probetas de un hormigón con la misma dosificación que el que se va a emplear en la obra. La toma de muestras se realizará en la misma instalación en la que va a fabricarse el hormigón durante la obra. Tanto el momento de la citada operación, como la selección del laboratorio encargado para la fabricación, conservación y ensayo de estas probetas deberán ser acordados previamente por la Dirección de Obra, el Suministrador del hormigón y el Usuario del mismo.

En el caso de hormigones fabricados en central, la Dirección de Obra podrá eximir de la realización de estos ensayos cuando el suministrador presente, previamente al inicio de la obra, una documentación que permita el control documental de la idoneidad de la dosificación a emplear. En este caso, dicho control se efectuará sobre una documentación que incluirá, al menos los siguientes puntos :

- Composición de las dosificaciones del hormigón que se va a emplear en la obra.
- Identificación de las materias primas del hormigón que se va a emplear en la obra.
- Copia del informe con los resultados del ensayo de determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión, según UNE 83309:90, efectuado por un laboratorio oficial u oficialmente acreditado.
- Materias primas y dosificaciones empleadas para la fabricación de las probetas utilizadas para los ensayos anteriores.

Todos estos datos estarán a disposición de la Dirección de Obra.

Se rechazarán aquellos ensayos realizados con más de seis meses de antelación sobre la fecha en la que se efectúa el control, o cuando se detecte que las materias primas o las dosificaciones empleadas en los ensayos son diferentes de las declaradas para la obra por el suministrador.

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado, en posesión de un Sello o Marca de Calidad en el sentido expuesto en el Artículo 81º, y siempre que se incluya este ensayo como objeto de su sistema de calidad, se le eximirá de la realización de los ensayos. En este caso, se presentará a la Dirección de Obra, previamente al inicio de ésta, la documentación que permita el control documental, en los mismos términos que los indicados anteriormente.

### 85.3 Criterios de valoración

La valoración del control documental del ensayo de profundidad de penetración de agua, se efectuará sobre un grupo de tres probetas de hormigón. Los resultados obtenidos, conforme a UNE 83309:90 EX, se ordenarán de acuerdo con el siguiente criterio :

- las profundidades máximas de penetración:

$$Z_1 \leq Z_2 \leq Z_3$$

- las profundidades medias de penetración:

$$T_1 \leq T_2 \leq T_3$$

El hormigón ensayado deberá cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

$$Z_m = \frac{Z_1 + Z_2 + Z_3}{3} \leq 50\ mm \qquad Z_3 \leq 65\ mm$$

$$T_m = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3} \leq 30\ mm \qquad T_3 \leq 40\ mm$$

## Artículo 86º Ensayos previos del hormigón

Se realizarán en laboratorio antes de comenzar el hormigonado de la obra, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 68º. Su objeto es establecer la dosificación que habrá de emplearse, teniendo en cuenta los materiales disponibles y aditivos que se vayan a emplear y las condiciones de ejecución previstas. En el mencionado Artículo 68º se señala, además, en qué caso puede prescindirse de la realización de estos ensayos.

Para llevarlos a cabo, se fabricarán al menos cuatro series de probetas procedentes de amasadas distintas, de dos probetas cada una para ensayo a los 28 días de edad, por cada dosificación que se desee establecer, y se operará de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 83300:84, 83301:91, 83303:84 y 83304:84.

De los valores así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en el laboratorio $f_{cm}$ que deberá superar el valor exigido a la resistencia de proyecto con margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica real de la obra sobrepase también a la de proyecto.

## Artículo 87º Ensayos característicos del hormigón

Salvo en el caso de emplear hormigón procedente de central o de que se posea experiencia previa con los mismos materiales y medios de ejecución, estos ensayos son preceptivos en todos los casos y tienen por objeto comprobar, en general antes del comienzo del hormigonado, que la resistencia característica real del hormigón que se va a colocar en la obra no es inferior a la de proyecto.

Los ensayos se llevarán a cabo sobre probetas procedentes de seis amasadas diferentes de hormigón, para cada tipo que vaya a emplearse, enmoldando dos probetas por amasada, las cuales se ejecutarán, conservarán y romperán según los métodos de ensayo UNE 83300:84, 83301:91, 83303:84 y 83304:84 a los 28 días de edad.

Con los resultados de las roturas se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

$$X_1 \leq X_2 \leq ..... \leq X_6$$

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$X_1 + X_2 - X_3 \geq f_{ck}$$

En cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución correspondientes.

En caso contrario no se aceptarán, introduciéndose las oportunas correcciones y retrasándose el comienzo del hormigonado hasta que, como consecuencia de nuevos ensayos característicos, se llegue al establecimiento de una dosificación y un proceso de fabricación aceptable.

## Artículo 88º Ensayos de control del hormigón

### 88.1 Generalidades

Estos ensayos son preceptivos en todos los casos y tienen por objeto comprobar, a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica del hormigón de la obra es igual o superior a la de proyecto.

El control podrá realizarse según las siguientes modalidades.

Modalidad 1 - Control a nivel reducido
Modalidad 2 - Control al 100 por 100, cuando se conozca la resistencia de todas las amasadas.
Modalidad 3 - Control estadístico del hormigón, cuando sólo se conozca la resistencia de una fracción de las amasadas que se colocan.

Los ensayos se realizan sobre probetas fabricadas, conservadas, y rotas según UNE 83300:84, 83301:91, 83303:84 y 83304:84.

Para obras de edificación los ensayos de control del hormigón serán realizados por laboratorios que cumplan lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan. Para el resto de las obras, los ensayos de control del hormigón se realizarán preferentemente por dichos laboratorios.

### 88.2 Control a nivel reducido

En este nivel el control se realiza por medición de la consistencia del hormigón, fabricado de acuerdo con dosificaciones tipo.

Con la frecuencia que se indique en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o por la Dirección de Obra, y con no menos de cuatro determinaciones espaciadas a lo largo del día, se realizará un ensayo de medida de la consistencia según UNE 83313:90.

De la realización de tales ensayos quedará en obra la correspondiente constancia escrita, a través de los valores obtenidos y decisiones adoptadas en cada caso.

Este nivel de control sólo puede utilizarse para obras de ingeniería de pequeña importancia, en edificios de viviendas de una o dos plantas con luces inferiores a 6,00 metros o en elementos que trabajen a flexión de edificios de viviendas de hasta cuatro plantas, también con luces inferiores a 6,00 metros. Además, deberá adoptarse un valor de la resistencia de cálculo a compresión $f_{cd}$ no superior a 10 N/mm².

No se permite la aplicación de este tipo de control para los hormigones sometidos a clases de exposición III y IV, según 8.2.2.

### 88.3 Control al 100 por 100

Esta modalidad de control es de aplicación a cualquier obra. El control se realiza determinando la resistencia de todas las amasadas componentes de la parte de obra sometida a control y calculando, a partir de sus resultados, el valor de la resistencia característica real, según 39.1.

Para el conjunto de amasadas sometidas a control se verifica que $f_{c,real} = f_{est}$.

### 88.4 Control estadístico del hormigón

Esta modalidad de control es la de aplicación general a obras de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón pretensado.

A efectos de control, salvo excepción justificada, se dividirá la obra en partes sucesivas denominadas lotes, inferiores cada una al menor de los límites señalados en la tabla 88.4.a. No se mezclarán en un mismo lote elementos de tipología estructural distinta, es decir, que pertenezcan a columnas distintas de la tabla. Todas las unidades de producto (amasadas) de un mismo lote procederán del mismo Suministrador, estarán elaboradas con las mismas materias primas y serán el resultado de la misma dosificación nominal.

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado en posesión de un Sello o Marca de Calidad, en el sentido expresado en el Artículo 81°, se podrán aumentar los límites de la tabla 88.4.a al doble, siempre y cuando se den además las siguientes condiciones:

- Los resultados de control de producción están a disposición del Peticionario y deberán ser satisfactorios. La Dirección de Obra revisará dicho punto y lo recogerá en la documentación final de obra.
- El número mínimo de lotes que deberá muestrearse en obra será de tres, correspondiendo, si es posible, a lotes relativos a los tres tipos de elementos estructurales que figuran en la tabla 88.4.a.
- En el caso de que en algún lote la $f_{est}$ fuera menor que la resistencia característica de proyecto, se pasará a realizar el control normal sin reducción de intensidad, hasta que en cuatro lotes consecutivos se obtengan resultados satisfactorios.

**Tabla 88.4.a.**
Límites máximos para el establecimiento de los lotes de control

| Límite superior | TIPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | | |
|---|---|---|---|
| | Estructuras que tienen elementos comprimidos (pilares, pilas, muros portantes, pilotes, etc.) | Estructuras que tienen únicamente elementos sometidos a flexión (forjados de hormigón con pilares metálicos, tableros, muros de contención, etc.) | Macizos (zapatas, estribos de puente, bloques, etc.) |
| Volumen de hormigón | 100 m³ | 100 m³ | 100 m³ |
| Número de amasadas (1) | 50 | 50 | 100 |
| Tiempo de hormigonado | 2 semanas | 2 semanas | 1 semana |
| Superficie construida | 500 m² | 1.000 m² | — |
| Número de plantas | 2 | 2 | — |

(1) Este límite no es obligatorio en obras de edificación

El control se realizará determinando la resistencia de $N$ amasadas por lote (véase definición de amasada en 30.2.) siendo:

Si $f_{ck} \leq 25$ N/mm²: $N \geq 2$

25 N/mm² $< f_{ck} \leq 35$ N/mm²: $N \geq 4$

$f_{ck} > 35$ N/mm²: $N \geq 6$

Las tomas de muestras se realizarán al azar entre las amasadas de la obra sometida a control. Cuando el lote abarque dos plantas, el hormigón de cada una de ellas deberá dar origen, al menos, a una determinación.

Ordenados los resultados de las determinaciones de resistencia de las $N$ amasadas controladas en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \ldots\ldots \leq x_m \leq \ldots\ldots \leq x_N$$

Se define como resistencia característica estimada, en este nivel, la que cumple las siguientes expresiones:

$$\text{Si } N<6;\ f_{est} = K_N \cdot x_1$$

$$\text{Si } N\geq 6;\ f_{est} = 2\,\frac{x_1+x_2+\ldots+x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N \cdot x_1$$

donde:

$K_N$ Coeficiente dado en la tabla 88.4.b en función de $N$ y clase de instalación en que se fabrique el hormigón.
$x_1$ Resistencia de la amasada de menor resistencia.
$m$ $N/2$ si $N$ es par.
$m$ $(N-1)/2$ si $N$ es impar.

En la tabla 88.4.b se realiza una clasificación de las instalaciones de fabricación del hormigón en función del coeficiente de variación de la producción, el cual se define a partir del valor del recorrido relativo $r$ de los valores de resistencia de las amasadas controladas de cada lote. La forma de operar es la siguiente:

- Al comienzo de la obra se acepta la clasificación (A, B ó C) que proponga el Suministrador, la cual conocerá a través de sus resultados de control de producción.
- Para establecer el valor de $K_N$ del lote se determina el recorrido relativo de las resistencias obtenidas en las $N$ amasadas controladas en él, el cual debe ser inferior al recorrido relativo máximo especificado para esta clase de instalación. Si esto se cumple, se aplica el coeficiente $K_N$ correspondiente.
- Si en algún lote se detecta un valor del recorrido relativo superior al máximo establecido para esta clase de instalación, ésta cambia su clasificación a la que corresponda al valor máximo establecido para $r$. Por tanto, se utilizará para la estimación el $K_N$ de la nueva columna, tanto para ese lote como para los siguientes. Si en sucesivos lotes tampoco se cumpliese el recorrido relativo de la columna correspondiente a la nueva clasificación de la instalación, se procedería de igual forma, aplicando el coeficiente $K_N$ del nivel correspondiente.
- Para aplicar el $K_N$ correspondiente al nivel inmediatamente anterior (de menor dispersión) será necesario haber obtenido resultados del recorrido relativo inferior o igual al máximo de la tabla en cinco lotes consecutivos, pudiéndose aplicar al quinto resultado y a los siguientes ya el nuevo coeficiente $K_N$.

Tabla 88.4.b.
Valores de $K_N$

| $N$ | HORMIGONES FABRICADOS EN CENTRAL | | | | | | | OTROS CASOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | CLASE A | | | CLASE B | | CLASE C | | |
| | Recorrido relativo máximo, $r$ | $K_N$ | | Recorrido relativo máximo, $r$ | $K_N$ | Recorrido relativo máximo, $r$ | $K_N$ | |
| | | Con Sello o Marca de Calidad | Sin Sello o Marca de Calidad | | | | | |
| 2 | 0,29 | 0,93 | 0,90 | 0,40 | 0,85 | 0,50 | 0,81 | 0,75 |
| 3 | 0,31 | 0,95 | 0,92 | 0,46 | 0,88 | 0,57 | 0,85 | 0,80 |
| 4 | 0,34 | 0,97 | 0,94 | 0,49 | 0,90 | 0,61 | 0,88 | 0,84 |
| 5 | 0,36 | 0,98 | 0,95 | 0,53 | 0,92 | 0,66 | 0,90 | 0,87 |
| 6 | 0,38 | 0,99 | 0,96 | 0,55 | 0,94 | 0,68 | 0,92 | 0,89 |
| 7 | 0,39 | 1,00 | 0,97 | 0,57 | 0,95 | 0,71 | 0,93 | 0,91 |
| 8 | 0,40 | 1,00 | 0,97 | 0,59 | 0,96 | 0,73 | 0,95 | 0,93 |

Las plantas se clasifican de acuerdo con lo siguiente:

- La clase A se corresponde con instalaciones con un valor del coeficiente de variación $\delta$ comprendido entre 0,08 y 0,13.
- La clase B se corresponde con instalaciones con un valor del coeficiente de variación $\delta$ comprendido entre 0,13 y 0,16.
- La clase C se corresponde con instalaciones con un valor del coeficiente de variación $\delta$ comprendido entre 0,16 y 0,20.
- *Otros casos* incluye las hormigoneras con un valor del coeficiente de variación $\delta$ comprendido entre 0,20 y 0,25.

## 88.5 Decisiones derivadas del control de resistencia

Cuando en un lote de obra sometida a control de resistencia, sea $f_{est} \geq f_{ck}$ tal lote se aceptará.

Si resultase $f_{est} < f_{ck}$, a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra y sin perjuicio de las sanciones contractuales previstas (ver 4.4), se procederá como sigue:

a) Si $f_{est} \geq 0{,}9\ f_{ck}$, el lote se aceptará.
b) Si $f_{est} < 0{,}9\ f_{ck}$, se procederá a realizar, por decisión de la Dirección de Obra o a petición de cualquiera de las partes, los estudios y ensayos que procedan

de entre los detallados seguidamente; en cuyo caso la base de juicio se trasladará al resultado de estos últimos.

- Estudio de la seguridad de los elementos que componen el lote, en función de la $f_{es}$, deducida de los ensayos de control, para estimar la variación del coeficiente de seguridad respecto del previsto en el Proyecto.

- Ensayos de información complementaria para estimar la resistencia del hormigón puesto en obra, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 89°, y realizando en su caso un estudio análogo al mencionado en el párrafo anterior, basado en los nuevos valores de resistencia obtenidos.

- Ensayos de puesta en carga (prueba de carga), de acuerdo con 99.2. La carga de ensayo podrá exceder el valor característico de la carga tenida en cuenta en el cálculo.

En función de los estudios y ensayos ordenados por la Dirección de Obra y con la información adicional que el Constructor pueda aportar a su costa, aquél decidirá si los elementos que componen el lote se aceptan, refuerzan o demuelen, habida cuenta también de los requisitos referentes a la durabilidad y a los Estados Límite de Servicio.

Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, la Dirección de Obra podrá consultar con el Proyectista y con Organismos especializados.

## Artículo 89º. Ensayos de información complementaria del hormigón

Estos ensayos sólo son preceptivos en los casos previstos por esta Instrucción en los Artículos 72° y 75° y en 88.5, o cuando así lo indique el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. Su objeto es estimar la resistencia del hormigón de una parte determinada de la obra, a una cierta edad o tras un curado en condiciones análogas a las de la obra.

Los ensayos de información del hormigón pueden consistir en:

a) La fabricación y rotura de probetas, en forma análoga a la indicada para los ensayos de control (ver Artículo 88°), pero conservando las probetas no en condiciones normalizadas, sino en las que sean lo más parecidas posible a aquéllas en las que se encuentra el hormigón cuya resistencia se pretende estimar.

b) La rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido (método de ensayo según UNE 83302:84, 83303:84 y 83304:84). Esta forma de ensayo no deberá realizarse cuando dicha extracción afecte de un modo sensible a la capacidad resistente del elemento en estudio, hasta el punto de resultar un riesgo inaceptable. En estos casos puede estudiarse la posibilidad de realizar el apeo del elemento, previamente a la extracción.

c) El empleo de métodos no destructivos fiables, como complemento de los anteriormente descritos y debidamente correlacionados con los mismos.

La Dirección de Obra juzgará en cada caso los resultados, teniendo en cuenta que para la obtención de resultados fiables la realización, siempre delicada de estos ensayos, deberá estar a cargo de personal especializado.

## Artículo 90º Control de la calidad del acero

### 90.1 Generalidades

Se establecen los siguientes niveles para controlar la calidad del acero:

- Control a nivel reducido.
- Control a nivel normal.

En obras de hormigón pretensado sólo podrá emplearse el nivel de control normal, tanto para las armaduras activas como para las pasivas.

A los efectos del control del acero, se denomina partida al material de la misma designación (aunque de varios diámetros) suministrado de una vez. Lote es la subdivisión que se realiza de una partida, o del material existente en obra o taller en un momento dado, y que se juzga a efectos de control de forma indivisible.

No podrán utilizarse partidas de acero que no lleguen acompañadas del certificado de garantía del fabricante, firmado por persona física, según lo prescrito en los Artículos 31º y 32º.

El control planteado debe realizarse previamente al hormigonado, en aquellos casos en que el acero no esté certificado,(Artículo 31º o 32º, en su caso), de tal forma que todas las partidas que se coloquen en obra deben estar previamente clasificadas. En el caso de aceros certificados, el control debe realizarse antes de la puesta en servicio de la estructura.

### 90.2 Control a nivel reducido

Este nivel de control, que sólo será aplicable para armaduras pasivas, se contempla en aquellos casos en los que el consumo de acero de la obra es muy reducido o cuando existen dificultades para realizar ensayos completos sobre el material.

En estos casos, el acero a utilizar estará certificado (Artículo 31º) y se utilizará como resistencia de cálculo el valor (ver 38.3):

$$0{,}75\,\frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

El control consiste en comprobar, sobre cada diámetro:

- Que la sección equivalente cumple lo especificado en 31.1, realizándose dos comprobaciones por cada partida de material suministrado a obra.
- Que no se formen grietas o fisuras en las zonas de doblado y ganchos de anclaje, mediante inspección en obra.

### 90.3 Control a nivel normal

Este nivel de control se aplica a todas las armaduras, tanto activas como pasivas, distinguiéndose los casos indicados en 90.3.1 y 90.3.2.

En el caso de las armaduras pasivas, todo el acero de la misma designación que entregue un mismo suministrador se clasificará, según su diámetro, en serie fina (diámetros inferiores o iguales a 10 mm), serie media (diámetros 12 a 25 mm) y serie gruesa (superior a 25 mm). En el caso de armaduras activas, el acero se clasificará según este mismo criterio, aplicado al diámetro nominal de las armaduras.

#### 90.3.1 Productos certificados

Para aquellos aceros que esten certificados (Artículo 31º o 32º, en su caso), los ensayos de control no constituyen en este caso un control de recepción en sentido estricto, sino un control externo complementario de la certificación, dada la gran responsabilidad estructural del acero. Los resultados del control del acero deben ser conocidos antes de la puesta en uso de la estructura.

A efectos de control, las armaduras se dividirán en lotes, correspondientes cada uno a un mismo suministrador, designación y serie, y siendo su cantidad máxima de 40 toneladas o fracción en el caso de armaduras pasivas, y 20 toneladas o fracción en el caso de armaduras activas.

Para la realización de este tipo de control se procederá de la siguiente manera:

- Se tomarán dos probetas por cada lote, para sobre ellas:
  - Comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en 31.1 (armaduras pasivas) o Artículo 32º (armaduras activas), según sea el caso.
  - En el caso de barras corrugadas comprobar que las características geométricas de sus resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado específico de adherencia según 31.2.
  - Realizar, después de enderezado, el ensayo de doblado-desdoblado indicado en 31.2 y 31.3 (según el tipo de armadura pasiva), 32.3 (alambres de pretensado) o el ensayo de doblado indicado en 32.4 (barras de pretensado) según sea el caso.
- Se determinarán, al menos en dos ocasiones durante la realización de la obra, el límite elástico, carga de rotura y alargamiento (en rotura, para las armaduras pasivas; bajo carga máxima, para las activas) como mínimo en una probeta de cada diámetro y tipo de acero empleado y suministrador según las UNE 7474-1:92 y 7326:88 respectivamente. En el caso particular de las mallas electrosoldadas se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado en cada una de las dos ocasiones; y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según UNE 36462:80.
- En el caso de existir empalmes por soldadura en armaduras pasivas, se comprobará, de acuerdo con lo especificado en 90.4, la soldabilidad.

#### 90.3.2 Productos no certificados

A efectos de control, las armaduras se dividirán en lotes, correspondientes cada uno a un mismo suministrador, designación y serie, y siendo su cantidad máxima de 20 toneladas o fracción en el caso de armaduras pasivas, y 10 toneladas o fracción en el caso de armaduras activas.

Se procederá de la siguiente forma:

- Se tomarán dos probetas por cada lote, para sobre ellas:
  - Comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en 31.1 (armaduras pasivas) o Artículo 32º (armaduras pasivas) según sea el caso.
  - En el caso de barras corrugadas, comprobar que las características geométricas de sus resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado específico de adherencia según 31.2.
  - Realizar, después de enderezado, el ensayo de doblado-desdoblado, indicado en 31.2 y 31.3 (según el tipo de armadura pasiva), 32.3 (alambres de pretensado) o el ensayo de doblado indicado en 32.4 (barras de pretensado) según sea el caso.
- Se determinarán, al menos en dos ocasiones durante la realización de la obra, el límite elástico, carga de rotura y alargamiento (en rotura, para las armaduras pasivas; bajo carga máxima, para las activas) como mínimo en una probeta de cada diámetro y tipo de acero empleado y suministrador según las UNE 7474-1:92 y 7326:88 respectivamente. En el caso particular de las mallas electrosoldadas, se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado en cada

una de las dos ocasiones; y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según UNE 36462:80.

- En el caso de existir empalmes por soldadura en armaduras pasivas se comprobará la soldabilidad de acuerdo con lo especificado en 90.4.

En este caso los resultados del control del acero deben ser conocidos antes del hormigonado de la parte de obra correspondiente.

**90.4 Comprobación de la soldabilidad**

En el caso de existir empalmes por soldadura, se deberá comprobar que el material posee la composición química apta para la soldabilidad, de acuerdo con UNE 36068:94, así como comprobar la aptitud del procedimiento de soldeo, de acuerdo con lo que sigue.

a) Soldadura a tope

Este ensayo se realizará sobre los diámetros máximo y mínimo que se vayan a soldar.
De cada diámetro se tomarán seis probetas consecutivas de una misma barra, realizándose con tres los ensayos de tracción, y con las otras tres el ensayo de doblado-desdoblado, procediéndose de la siguiente manera:

- Ensayo de tracción: De las tres primeras probetas consecutivas tomadas para este ensayo, la central se ensayará soldada y las otras sin soldadura, determinando su carga total de rotura. El valor obtenido para la probeta soldada no presentará una disminución superior al 5 por 100 de la carga total de rotura media de las otras 2 probetas, ni será inferior a la carga de rotura garantizada.
  De la comprobación de los diagramas fuerza-alargamiento correspondientes resultará que, para cualquier alargamiento, la fuerza correspondiente a la barra soldada no será inferior al 95 por 100 del valor obtenido del diagrama de la barra testigo del diagrama inferior.
  La base de medida del extensómetro ha de ser, como mínimo, cuatro veces la longitud de la oliva.

- Ensayo de doblado-desdoblado: Se realizará sobre tres probetas soldadas, en la zona de afección del calor (HAZ) sobre el mandril de diámetro indicado en la Tabla 31.2.b.

b) Soldadura por solapo

Este ensayo se realizará sobre la combinación de diámetros más gruesos a soldar, y sobre la combinación de diámetro más fino y más grueso.

Se ejecutarán en cada caso tres uniones, realizándose el ensayo de tracción sobre ellas. El resultado se considerará satisfactorio si, en todos los casos, la rotura ocurre fuera de la zona de solapo o, en el caso de ocurrir en la zona soldada, no presenta una baja del 10% en la carga de rotura con respecto a la media determinada sobre tres probetas del diámetro más fino procedente de la misma barra que se haya utilizado para obtener las probetas soldadas, y en ningún caso por debajo del valor nominal.

c) Soldadura en cruz

Se utilizarán tres probetas, resultantes de la combinación del diámetro más grueso y del diámetro más fino, ensayando a tracción los diámetros más finos. El resultado se considerará satisfactorio si, en todos los casos la rotura no presenta una baja del 10% en la carga de rotura con respecto a la media determinada sobre tres probetas de ese diámetro, y procedentes de la misma barra que se haya utilizado para obtener las probetas soldadas, y en ningún caso por debajo del valor nominal.

Asimismo se deberá comprobar, sobre otras tres probetas, la aptitud frente al ensayo de arrancamiento de la cruz soldada, realizando la tracción sobre el diámetro más fino.

d) Otro tipo de soldaduras

En el caso de que existan otro tipo de empalmes o uniones resistentes soldadas distintas de las anteriores, la Dirección de Obra deberá exigir que se realicen ensayos de comprobación al soldeo para cada tipo, antes de admitir su utilización en obra.

**90.5 Condiciones de aceptación o rechazo de los aceros**

Según los resultados de ensayo obtenidos, la Dirección de Obra se ajustará a los criterios de aceptación o rechazo que figuran a continuación. Otros criterios de aceptación o rechazo, en casos particulares, se fijarán, en su caso, en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o por la Dirección de obra.

a) Control a nivel reducido

Comprobación de la sección equivalente: Si las dos comprobaciones que han sido realizadas resultan satisfactorias, la partida quedará aceptada. Si las dos resultan no satisfactorias, la partida será rechazada. Si se registra un sólo resultado no satisfactorio, se comprobarán cuatro nuevas muestras correspondientes a la partida que se controla. Si alguna de estas nuevas cuatro comprobaciones resulta no satisfactoria, la partida será rechazada. En caso contrario, será aceptada.
Formación de grietas o fisuras en los ganchos de anclaje: La aparición de grietas o fisuras en los ganchos de anclaje o zonas de doblado de cualquier barra, obligará a rechazar toda la partida a la que corresponda la misma.

b) Control a nivel normal

Se procederá de la misma forma tanto para aceros certificados como no certificados.

- Comprobación de la sección equivalente: Se efectuará igual que en el caso de control a nivel reducido, aceptándose o rechazándose, en este caso, el lote, que es el sometido a control.

- Características geométricas de los resaltos de las barras corrugadas: El incumplimiento de los límites admisibles establecidos en el certificado especifico de adherencia será condición suficiente para que se rechace el lote correspondiente.

- Ensayos de doblado-desdoblado: Si se produce algún fallo, se someterán a ensayo cuatro nuevas probetas del lote correspondiente. Cualquier fallo registrado en estos nuevos ensayos obligará a rechazar el lote correspondiente.

- Ensayos de tracción para determinar el limite elástico, la carga de rotura y el alargamiento en rotura: Mientras los resultados de los ensayos sean satisfactorios, se aceptarán las barras del diámetro correspondiente, tipo de acero y suministrador. Si se registra algún fallo, todas las armaduras de ese mismo diámetro existentes en obra y las que posteriormente se reciban, serán clasificadas en lotes correspondientes a las diferentes partidas suministradas, sin que cada lote exceda de las 20 toneladas para las armaduras pasivas y 10 toneladas para las armaduras activas. Cada lote será controlado mediante ensayos sobre dos probetas. Si los resultados de ambos ensayos son satisfactorios, el lote será aceptado. Si los dos resultados fuesen no satisfactorios, el lote será rechazado, y si solamente uno de ellos resulta no satisfactorio, se efectuará un nuevo ensayo completo de todas las características mecánicas que deben comprobarse sobre 16 probetas. El resultado se considerará satisfactorio si la media aritmética de los dos resultados más bajos obtenidos supera el valor garantizado y todos los resultados superan el 95% de dicho valor. En caso contrario el lote será rechazado.

- Ensayos de soldeo: En caso de registrarse algún fallo en el control del soldeo en obra, se interrumpirán las operaciones de soldadura y se procederá a una revisión completa de todo el proceso.

## Artículo 91º Control de dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas

Los dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas deberán recibirse en obra acompañados por un Certificado expedido por un Laboratorio especializado independiente del fabricante donde se acredite que cumplen las condiciones especificadas en el Artículo 34º.

Cumplido este requisito, el control en obra se limitará a una comprobación de las características aparentes, tales como dimensiones e intercambiabilidad de las piezas, ausencia de fisuras o rebabas que supongan defectos en el proceso de fabricación, etc. De forma especial debe observarse el estado de las superficies que cumplan la función de retención de los tendones (dentado, rosca, etc.), y de las que deben deslizar entre sí durante el proceso de penetración de la cuña.

El número de elementos sometidos a control será el mayor de los valores siguientes:

- Seis por cada partida recibida en obra.
- El 5% de los que hayan de cumplir una función similar en el pretensado de cada pieza o parte de obra.

Cuando las circunstancias hagan prever que la duración o condiciones de almacenamiento puedan haber afectado al estado de las superficies antes indicadas, deberá comprobarse nuevamente su estado antes de su utilización.

## Artículo 92º Control de las vainas y accesorios para armaduras de pretensado

Las vainas y accesorios deberán recibirse en obra acompañadas por un certificado de garantía del Fabricante firmado por persona física donde se garantice que cumplen las condiciones especificadas en el Artículo 35º, y de la documentación técnica que indique las condiciones de utilización.

Cumplido este requisito, el control en obra se limitará a una comprobación de las características aparentes, tales como dimensiones, rigidez al aplastamiento de las vainas, ausencia de abolladuras, ausencia de fisuras o perforaciones que hagan peligrar la estanquidad de éstas, etc.

En particular, deberá comprobarse que al curvar las vainas, de acuerdo con los radios con que vayan a utilizarse en obra, no se produzcan deformaciones locales apreciables, ni roturas que puedan afectar a la estanquidad de las vainas.

Se recomienda, asimismo, comprobar la estanquidad y resistencia al aplastamiento y golpes, de las vainas y piezas de unión, boquillas de inyección, trompetas de empalme, etc., en función de las condiciones en que hayan de ser utilizadas.

En cuanto a los separadores, convendrá comprobar que no producirán acodalamientos de las armaduras o dificultad importante al paso de la inyección.

En el caso de almacenamiento prolongado o en malas condiciones, deberá observarse con cuidado si la oxidación de los elementos metálicos puede producir daños para la estanquidad o de cualquier otro tipo.

### Artículo 93º Control de los equipos de tesado

Los equipos de tesado deberán disponer al menos de dos instrumentos de medida (manómetros, dinamómetros, etc.) para poder comprobar los esfuerzos que se introduzcan en las armaduras activas.

Antes de comenzar las operaciones de tesado, en cada obra, se comprobará la correlación existente entre las lecturas de ambos instrumentos para diversos escalones de tensión.

El equipo de tesado deberá contrastarse en obra, mediante un dispositivo de tarado independiente de él, en los siguientes casos:

- Antes de utilizarlo por primera vez.
- Siempre que se observen anomalías entre las lecturas de los dos instrumentos propios del equipo.
- Cuando los alargamientos obtenidos en las armaduras discrepen de los previstos en cuantía superior a la especificada en el Artículo 67º.
- Cuando en el momento de tesar hayan transcurrido más de dos semanas desde la última contrastación.
- Cuando se hayan efectuado más de cien utilizaciones.
- Cuando el equipo haya sufrido algún golpe o esfuerzo anormal.

Los dispositivos de tarado deberán ser contrastados, al menos una vez al año, por un laboratorio especializado independiente del Constructor o Fabricante.

### Artículo 94º Control de los productos de inyección

Los requisitos que habrán de cumplir los productos de inyección serán los que figuran en el Artículo 36º.

Si los materiales, cemento y agua, utilizados en la preparación del producto de inyección son de distinto tipo o categoría que los empleados en la fabricación del hormigón de la obra, deberán ser necesariamente sometidos a los ensayos que se indican en el Artículo 81º.

En cuanto a la composición de los aditivos, antes de comenzar la obra se comprobará en todos los casos, mediante los oportunos ensayos de laboratorio, el efecto que el aditivo que se piensa emplear en la obra produce en las características de calidad de la lechada o mortero, de manera que se cumplan las especificaciones de 29.1. Se habrán de tener en cuenta las condiciones particulares de la obra en cuanto a temperatura para prevenir, si fuese necesario, la necesidad de que el aditivo tenga propiedades aireantes.

# CAPÍTULO XVI

# Control de la ejecución

### Artículo 95º Control de la ejecución

#### 95.1 Generalidades

El Control de la Ejecución, que esta Instrucción establece con carácter preceptivo, tiene por objeto garantizar que la obra se ajusta al proyecto y a las prescripciones de esta Instrucción.

Corresponde a la Propiedad y a la Dirección de Obra la responsabilidad de asegurar la realización del control externo de la ejecución, el cual se adecuará necesariamente al nivel correspondiente, en función del valor adoptado para $\gamma_f$ en el proyecto.

Se consideran los tres siguientes niveles para la realización del control de la ejecución:

- Control de ejecución a nivel reducido.
- Control de ejecución a nivel normal.
- Control de ejecución a nivel intenso.

que están relacionados con el coeficiente de mayoración de acciones empleado para el proyecto.

Para el control de ejecución se redactará un Plan de Control, dividiendo la obra en lotes, de acuerdo con lo indicado en la tabla 95.1.a.

**Tabla 95.1.a**

| TIPO DE OBRA | TAMAÑO DEL LOTE |
|---|---|
| Edificios | 500 $m^2$, sin rebasar las dos plantas |
| Puentes, Acueductos, Túneles, etc. | 500 $m^2$ de planta, sin rebasar los 50 m |
| Obras de Grandes Macizos | 250 $m^3$ |
| Chimeneas, Torres, Pilas, etc. | 250 $m^3$, sin rebasar los 50 m |
| Piezas prefabricadas: | |
| - De tipo lineal | 500 m de bancada |
| - De tipo superficial | 250 m |

En cada lote se inspeccionarán los distintos aspectos que, a título orientativo pero no excluyente, se detallan en la tabla 95.1.b.

**Tabla 95.1.b**

**COMPROBACIONES QUE DEBEN EFECTUARSE DURANTE LA EJECUCIÓN**

## GENERALES PARA TODO TIPO DE OBRAS

*A) COMPROBACIONES PREVIAS AL COMIENZO DE LA EJECUCIÓN*

- Directorio de agentes involucrados.
- Existencia de libros de registro y órdenes reglamentarios.
- Existencia de archivo de certificados de materiales, hojas de suministro, resultados de control, documentos de proyecto y sistema de clasificación de cambios de proyecto o información complementaria.
- Revisión de planos y documentos contractuales.
- Existencia de control de calidad de materiales de acuerdo con los niveles especificados.
- Comprobación general de equipos: certificados de tarado, en su caso.
- Suministro y certificados de aptitud de materiales.

*B) COMPROBACIONES DE REPLANTEO Y GEOMÉTRICAS*

- Comprobación de cotas, niveles y geometría.
- Comprobación de tolerancias admisibles.

*C) CIMBRAS Y ANDAMIAJES*

- Existencia de cálculo, en los casos necesarios.
- Comprobación de planos.
- Comprobación de cotas y tolerancias.
- Revisión del montaje.

*D) ARMADURAS*

- Tipo, diámetro y posición.
- Corte y doblado.
- Almacenamiento.
- Tolerancias de colocación.
- Recubrimientos y separación entre armaduras. Utilización de separadores y distanciadores.
- Estado de vainas, anclajes y empalmes y accesorios.

*E) ENCOFRADOS*

- Estanquidad, rigidez y textura.
- Tolerancias.
- Posibilidad de limpieza; incluidos fondos.
- Geometría y contraflechas.

*F) TRANSPORTE, VERTIDO Y COMPACTACIÓN*

- Tiempos de transporte.
- Condiciones de vertido: método, secuencia, altura máxima, etc.
- Hormigonado con viento, tiempo frío, tiempo caluroso o lluvia.
- Compactación del hormigón.
- Acabado de superficies.

*G) JUNTAS DE TRABAJO, CONTRACCIÓN O DILATACIÓN*

- Disposición y tratamiento de juntas de trabajo y contracción.
- Limpieza de las superficies de contacto.
- Tiempo de espera.
- Armaduras de conexión.
- Posición, inclinación y distancia.
- Dimensiones y sellado, en los casos que proceda.

*H) CURADO*

- Método aplicado.
- Plazos de curado.
- Protección de superficies.

*I) DESMOLDEADO Y DESCIMBRADO*

- Control de la resistencia del hormigón antes del tesado.
- Control de sobrecargas de construcción.
- Comprobación de plazos de descimbrado.
- Reparación de defectos.

*J) TESADO DE ARMADURAS ACTIVAS*

- Programa de tesado y alargamiento de armaduras activas.
- Comprobación de deslizamientos y anclajes.
- Inyección de vainas y protección de anclajes.

*K) TOLERANCIAS Y DIMENSIONES FINALES*

- Comprobación dimensional

*L) REPARACIÓN DE DEFECTOS Y LIMPIEZA DE SUPERFICIES*

## ESPECÍFICAS PARA FORJADOS DE EDIFICACIÓN

- Comprobación de la Autorización de Uso vigente.
- Dimensiones de macizados, ábacos y capiteles.
- Condiciones de enlace de los nervios.
- Comprobación geométrica del perímetro crítico de rasante.
- Espesor de la losa superior.
- Canto total.
- Huecos: posición, dimensiones y solución estructural.
- Armaduras de reparto.
- Separadores.

## ESPECÍFICAS DE PREFABRICACIÓN

*A) ESTADO DE BANCADAS*

- Limpieza.

*B) COLOCACIÓN DE TENDONES*

- Placas de desvío.
- Trazado de cables.
- Separadores y empalmes.
- Cabezas de tesado.
- Cuñas de anclaje.

*C) TESADO*

- Comprobación de la resistencia del hormigón antes de la transferencia.
- Comprobación de cargas.
- Programa de tesado y alargamientos.
- Transferencia.
- Corte de tendones.

*D) MOLDES*

- Limpieza y desencofrantes.
- Colocación.

*E) CURADO*

- Ciclo térmico.
- Protección de piezas.

*F) DESMOLDEO Y ALMACENAMIENTO*

- Levantamiento de piezas.
- Almacenamiento en fábrica.

G) *TRANSPORTE A OBRA Y MONTAJE*

- Elementos de suspensión y cuelgue.
- Situación durante el transporte.
- Operaciones de carga y descarga.
- Métodos de montaje.
- Almacenamiento en obra.
- Comprobación del montaje.

Los resultados de todas las inspecciones, así como las medidas correctoras adoptadas, se recogerán en los correspondientes partes o informes. Estos documentos quedarán recogidos en la Documentación Final de la Obra, que deberá entregar la Dirección de Obra a la Propiedad, tal y como se especifica en 4.9.

En las obras de hormigón pretensado, sólo podrán emplearse los niveles de control de ejecución normal e intenso.

### 95.2 Control a nivel intenso

Este nivel de control, además del control externo, exige que el Constructor posea un sistema de calidad propio, auditado de forma externa, y que la elaboración de la ferralla y los elementos prefabricados, en caso de existir, se realicen en instalaciones industriales fijas y con un sistema de certificación voluntario.

Si no se dan estas condiciones, la Dirección de Obra deberá exigir al Constructor unos procedimientos específicos para la realización de las distintas actividades de control interno involucradas en la construcción de la obra.

Para este nivel de control, externo, se exige la realización de, al menos, tres inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

### 95.3 Control a nivel normal

Este nivel de control externo es de aplicación general y exige la realización de, al menos, dos inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

### 95.4 Control a nivel reducido

Este nivel de control externo es aplicable cuando no existe un seguimiento continuo y reiterativo de la obra y exige la realización de, al menos, una inspección por cada lote en los que se ha dividido la obra.

### 95.5 Aplicación de los niveles de control

Los coeficientes parciales de seguridad para acciones, definidos en la tabla 12.1.a, deberán corregirse en función del nivel de control de ejecución adoptado, por lo que cuando se trate de una situación persistente o transitoria con efecto desfavorable, los valores a adoptar deberán ser los que se muestran en la tabla 95.5.

**Tabla 95.5**
**VALORES DE LOS COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES $\gamma_f$ EN FUNCIÓN DEL NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN**

| TIPO DE ACCIÓN | NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN | | |
|---|---|---|---|
| | INTENSO | NORMAL | REDUCIDO |
| PERMANENTE | $\gamma_G = 1{,}35$ | $\gamma_G = 1{,}50$ | $\gamma_G = 1{,}60$ |
| PRETENSADO | $\gamma_P = 1{,}00$ | $\gamma_P = 1{,}00$ | $\gamma_P = 1{,}00$ |
| PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE | $\gamma_{G^*} = 1{,}50$ | $\gamma_{G^*} = 1{,}60$ | $\gamma_{G^*} = 1{,}80$ |
| VARIABLE | $\gamma_Q = 1{,}50$ | $\gamma_Q = 1{,}60$ | $\gamma_Q = 1{,}80$ |

## Artículo 96º Tolerancias de ejecución

El Autor del Proyecto deberá adoptar y definir un sistema de tolerancias, que se recogerá en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de las obras. En el mismo documento deberán quedar establecidas las decisiones y sistemática a seguir en caso de incumplimientos.

En el Anejo nº 10 se recoge un sistema de tolerancias de obras de hormigón, que puede servir de referencia o puede ser adoptado por el Proyectista.

## Artículo 97º Control del tesado de las armaduras activas

Antes de iniciarse el tesado deberá comprobarse:

- En el caso de armaduras postesas, que los tendones deslizan libremente en sus conductos o vainas.
- Que la resistencia del hormigón ha alcanzado, como mínimo, el valor indicado en el proyecto para la transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón. Para ello se efectuarán los ensayos de control de la resistencia del hormigón

indicados en el Artículo 88º y, si éstos no fueran suficientes, los de información prescritos en el Artículo 89º.

El control de la magnitud de la fuerza de pretensado introducida se realizará, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 67º, midiendo simultáneamente el esfuerzo ejercido por el gato y el correspondiente alargamiento experimentado por la armadura.

Para dejar constancia de este control, los valores de las lecturas registradas con los oportunos aparatos de medida utilizados se anotarán en la correspondiente tabla de tesado.

En las primeras diez operaciones de tesado que se realicen en cada obra y con cada equipo o sistema de pretensado, se harán las mediciones precisas para conocer, cuando corresponda, la magnitud de los movimientos originados por la penetración de cuñas u otros fenómenos, con el objeto de poder efectuar las adecuadas correcciones en los valores de los esfuerzos o alargamientos que deben anotarse.

## Artículo 98º Control de ejecución de la inyección

Las condiciones que habrá de cumplir la ejecución de la operación de inyección serán las indicadas en el Artículo 78º.

Se controlará el plazo de tiempo transcurrido entre la terminación de la primera etapa de tesado y la realización de la inyección.

Se harán, con frecuencia diaria, los siguientes controles:

- Del tiempo de amasado.
- De la relación agua/cemento.
- De la cantidad de aditivo utilizada.
- De la viscosidad, con el cono Marsch, en el momento de iniciar la inyección.
- De la viscosidad a la salida de la lechada por el último tubo de purga.
- De que ha salido todo el aire del interior de la vaina antes de cerrar sucesivamente los distintos tubos de purga.
- De la presión de inyección.
- De fugas.
- Del registro de temperatura ambiente máxima y mínima los días que se realicen inyecciones y en los dos días sucesivos, especialmente en tiempo frío.

Cada diez días en que se efectúen operaciones de inyección y no menos de una vez, se realizarán los siguientes ensayos:

- De la resistencia de la lechada o mortero mediante la toma de 3 probetas para romper a 28 días.
- De la exudación y reducción de volumen, de acuerdo con 36.2.

## Artículo 99º Ensayos de información complementaria de la estructura

### 99.1 Generalidades

De las estructuras proyectadas y construidas con arreglo a la presente Instrucción, en las que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista, comprobada mediante los controles preceptivos, sólo necesitan someterse a ensayos de información y en particular a pruebas de carga, las incluidas en los supuestos que se relacionan a continuación:

a) Cuando así lo dispongan las Instrucciones, Reglamentos específicos de un tipo de estructura o el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

b) Cuando debido al carácter particular de la estructura convenga comprobar que la misma reúne ciertas condiciones específicas. En este caso el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá los ensayos oportunos que deben realizarse, indicando con toda precisión la forma de llevarlos a cabo y el modo de interpretar los resultados.

c) Cuando a juicio de la Dirección de Obra existan dudas razonables sobre la seguridad, funcionalidad o durabilidad de la estructura.

### 99.2 Pruebas de carga

Existen muchas situaciones que pueden aconsejar la realización de pruebas de carga de estructuras. En general, las pruebas de carga pueden agruparse de acuerdo con su finalidad en:

A) Pruebas de carga reglamentarias.

Son todas aquellas fijadas por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o Instrucciones o Reglamentos, y que tratan de realizar un ensayo que constate el comportamiento de la estructura ante situaciones representativas de sus acciones de servicio. Las reglamentaciones de puentes de carretera y puentes de ferrocarril fijan, en todos los casos, la necesidad de realizar ensayos de puesta en carga previamente a la recepción de la obra. Estas pruebas tienen por objeto el comprobar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras frente a las cargas normales de explotación, comprobando si la obra se comporta según los supuestos de proyecto, garantizando con ello su funcionalidad.

Hay que añadir, además, que en las pruebas de carga se pueden obtener valiosos datos de investigación que deben confirmar las teorías de proyecto (reparto de cargas, giros de apoyos, flechas máximas) y utilizarse en futuros proyectos.

Estas pruebas no deben realizarse antes de que el hormigón haya alcanzado la resistencia de proyecto. Pueden contemplar diversos sistemas de carga, tanto estáticos como dinámicos.

Las pruebas dinámicas son preceptivas en puentes de ferrocarril y en puentes de carretera y estructuras en las que se prevea un considerable efecto de vibración, de acuerdo con las Instrucciones de acciones correspondientes. En particular, este último punto afecta a los puentes con luces superiores a los 60 m o diseño inusual, utilización de nuevos materiales y pasarelas y zonas de tránsito en las que, por su esbeltez, se prevé la aparición de vibraciones que puedan llegar a ocasionar molestias a los usuarios. El proyecto y realización de este tipo de ensayos deberá estar encomendado a equipos técnicos con experiencia en este tipo de pruebas.

La evaluación de las pruebas de carga reglamentarias requiere la previa preparación de un proyecto de Prueba de carga, que debe contemplar la diferencia de actuación de acciones (dinámica o estática) en cada caso. De forma general, y salvo justificación especial, se considerará el resultado satisfactorio cuando se cumplan las siguientes condiciones:

a) En el transcurso del ensayo no se producen fisuras que no se correspondan con lo previsto en el proyecto y que puedan comprometer la durabilidad y seguridad de la estructura.

b) Las flechas medidas no exceden los valores establecidos en proyecto como máximos compatibles con la correcta utilización de la estructura.

c) Las medidas experimentales determinadas en las pruebas (giros, flechas, frecuencias de vibración) no superan las máximas calculadas en el proyecto de prueba de carga en más de un 15% en caso de hormigón armado y en 10% en caso de hormigón pretensado.

d) La flecha residual después de retirada la carga, habida cuenta del tiempo en que esta última se ha mantenido, es lo suficientemente pequeña como para estimar que la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico. Esta condición deberá satisfacerse tras un primer ciclo carga-descarga, y en caso de no cumplirse, se admite que se cumplan los criterios tras un segundo ciclo.

B) Pruebas de carga como información complementaria

En ocasiones es conveniente realizar pruebas de carga como ensayos para obtener información complementaria, en el caso de haberse producido cambios o problemas durante la construcción. Salvo que lo que se cuestione sea la seguridad de la estructura, en este tipo de ensayos no deben sobrepasarse las acciones de servicio, siguiendo unos criterios en cuanto a la realización, análisis e interpretación semejantes a los descritos en el caso anterior.

C) Pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente

En algunos casos las pruebas de carga pueden utilizarse como medio para evaluar la seguridad de estructuras. En estos casos la carga a materializar deberá ser una fracción de la carga de cálculo superior a la carga de servicio. Estas pruebas requieren siempre la redacción de un Plan de Ensayos que evalúe la viabilidad de la prueba, la realización de la misma por una organización con experiencia en este tipo de trabajos, y ser dirigida por un técnico competente.

El Plan de Prueba recogerá, entre otros, los siguientes aspectos:

- Viabilidad y finalidad de la prueba.
- Magnitudes que deben medirse y localización de los puntos de medida.
- Procedimientos de medida.
- Escalones de carga y descarga.
- Medidas de seguridad.

Este último punto es muy importante, dado que por su propia naturaleza en este tipo de pruebas se puede producir algún fallo o rotura parcial o total del elemento ensayado.

Estos ensayos tienen su aplicación fundamental en elementos sometidos a flexión. Para su realización deberán seguirse los siguientes criterios:

- Los elementos estructurales que sean objeto de ensayo deberán tener al menos 56 días de edad, o haberse comprobado que la resistencia real del hormigón de la estructura ha alcanzado los valores nominales previstos en proyecto.

- Siempre que sea posible, y si el elemento a probar va a estar sometido a cargas permanentes aún no materializadas, 48 horas antes del ensayo deberían disponerse las correspondientes cargas sustitutorias que gravitarán durante toda la prueba sobre el elemento ensayado.

- Las lecturas iniciales deberán efectuarse inmediatamente antes de disponer la carga de ensayo.

- La zona de estructura objeto de ensayo deberá someterse a una carga total, incluyendo las cargas permanentes que ya actúen, equivalente a 0,85 (1,35 $G$ + 1,5 $Q$), siendo $G$ la carga permanente que se ha determinado actúa sobre la estructura y $Q$ las sobrecargas previstas.

- Las cargas de ensayo se dispondrán en al menos cuatro etapas aproximadamente iguales, evitando impactos sobre la estructura y la formación de arcos de descarga en los materiales empleados para materializar la carga.

- 24 horas después de que se haya colocado la carga total de ensayo, se realizarán las lecturas en los puntos de medida previstos. Inmediatamente después de registrar dichas lecturas se iniciará la descarga, registrándose las lecturas existentes hasta 24 horas después de haber retirado la totalidad de las cargas.

- Se realizará un registro continuo de las condiciones de temperatura y humedad existentes durante el ensayo con objeto de realizar las oportunas correcciones si fuera pertinente.

- Durante las pruebas de carga deberán adoptarse las medidas de seguridad adecuadas para evitar un posible accidente en el transcurso de la prueba. Las medidas de seguridad no interferirán la prueba de carga ni afectarán a los resultados.

El resultado del ensayo podrá considerarse satisfactorio cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- Ninguno de los elementos de la zona de estructura ensayada presenta fisuras no previstas y que comprometan la durabilidad o seguridad de la estructura.

- La flecha máxima obtenida es inferior de $l^2/20000\ h$, siendo $l$ la luz de cálculo y $h$ el canto del elemento. En el caso de que el elemento ensayado sea un voladizo, $l$ será dos veces la distancia entre el apoyo y el extremo.

- Si la flecha máxima supera $l^2 / 20000\ h$, la flecha residual una vez retirada la carga, y transcurridas 24 horas, deberá ser inferior al 25 % de la máxima en elementos de hormigón armado e inferior al 20 % de la máxima en elementos de hormigón pretensado. Esta condición deberá satisfacerse tras el primer ciclo de carga-descarga. Si esto no se cumple, se permite realizar un segundo ciclo de carga-descarga después de transcurridas 72 horas de la finalización del primer ciclo. En tal caso, el resultado se considerará satisfactorio si la flecha residual obtenida es inferior al 20 % de la flecha máxima registrada en ese ciclo de carga, para todo tipo de estructuras.

### 99.3 Otros ensayos no destructivos

Este tipo de ensayos se empleará para estimar en la estructura otras características del hormigón diferentes de su resistencia, o de las armaduras que pueden afectar a su seguridad o durabilidad.

# ANEJOS

# ANEJO 1

# Notación

En el presente Anejo sólo se incluyen los símbolos más frecuentemente utilizados en esta Instrucción.

### Mayúsculas romanas

| | |
|---|---|
| $A$ | Área. Contenido de agua en el hormigón. Alargamiento de rotura. |
| $A_c$ | Área de la sección del hormigón. |
| $A_{ct}$ | Área de la zona de la sección del hormigón sometida a tracción. |
| $A_e$ | Área eficaz. |
| $A_{e,k}$ | Valor característico de la acción sísmica. |
| $A_i$ | Sección recta inicial. |
| $A_k$ | Valor característico de la acción accidental. |
| $A_l$ | Área de las armaduras longitudinales. |
| $A_p$ | Sección total de las armaduras activas. |
| $A'_p$ | Sección total de las armaduras activas en zona de compresión. |
| $A_s$ | Área de la sección de la armadura en tracción (simplificación: $A$). |
| $A_{sc}$ | Seccion de la armadura de la biela. |
| $A'_s$ | Área de la sección de la armadura en compresión (simplificación: $A'$). |
| $A_{s1}$ | Área de la sección de la armadura en tracción, o menos comprimida (simplificación: $A_1$). |
| $A_{s2}$ | Área de la sección de la armadura en compresión o más comprimida (simplificación: $A_2$). |
| $A_{s,nec}$ | Sección necesaria del acero. |
| $A_{s,real}$ | Sección real del acero. |
| $A_{st}$ | Área de la sección de la armadura transversal (simplificación: $A_t$). |
| $A_{sw}$ | Área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada. |
| $C$ | Momento de inercia de torsión. Contenido de cemento en el hormigón. |
| $C_d$ | Valor límite admisible para el Estado Límite a comprobar. |
| $D_0$ | Parámetro básico de curado. |
| $D_1$ | Parámetro de curado función del tipo de cemento. |
| $E$ | Módulo de deformación. |
| $E_c$ | Módulo de deformación del hormigón. |
| $E_d$ | Valor de cálculo del efecto de las acciones. |
| $E_{d,estab}$ | Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras. |
| $E_{d,desestab}$ | Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras. |
| $E_{cj}$ | Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a la edad de $j$ días. |
| $E_j$ | Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante del hormigón a la edad de $j$ días. |
| $E_p$ | Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa. |
| $E_s$ | Módulo de elasticidad del acero. |
| $F$ | Acción. Contenido de cenizas volantes en el hormigón. |
| $F_d$ | Valor de cálculo de una acción. |
| $F_{eq}$ | Valor de la acción sísmica. |
| $F_k$ | Valor característico de una acción. |
| $F_m$ | Valor medio de una acción. |
| $F_{sd}$ | Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. |
| $F_{sd,ef}$ | Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo. |
| $G$ | Carga permanente. Módulo de elasticidad transversal. |
| $G_k$ | Valor característico de la carga permanente. |
| $G_{kj}$ | Valor característico de las acciones permanentes. |
| $G'_{kj}$ | Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante. |
| $I$ | Momento de inercia. |
| $I_c$ | Momento de inercia de la sección de hormigón. |
| $I_e$ | Momento de inercia equivalente. |
| $K$ | Cualquier coeficiente. |
| $K_c$ | Rigidez del soporte. |
| $K_{ec}$ | Rigidez equivalente del soporte. |
| $K_t$ | Rigidez del atado torsional. |
| $L$ | Longitud. Coeficiente de ponderación térmica. |
| $M$ | Momento flector. |
| $M_a$ | Momento flector total. |
| $M_d$ | Momento flector de cálculo. |
| $M_f$ | Momento de fisuración en flexión simple. |
| $M_g$ | Momento debido a las cargas permanentes. |
| $M_u$ | Momento flector último. |
| $N$ | Esfuerzo normal. |
| $N_d$ | Esfuerzo normal de cálculo. |

| | |
|---|---|
| $N_k$ | Esfuerzo axil que solicita la pieza. |
| $N_u$ | Esfuerzo normal último. |
| $P$ | Fuerza de pretensado, carga de rotura. |
| $P_k$ | Valor característico de la fuerza de pretensado. |
| $P_{kf}$ | Valor característico final de la fuerza de pretensado. |
| $P_{ki}$ | Valor característico inicial de la fuerza de pretensado. |
| $P_o$ | Fuerza de tesado. |
| $Q$ | Carga variable. |
| $Q_k$ | Valor característico de $Q$. |
| $R_d$ | Valor de cálculo de la respuesta estructural. |
| $R_F$ | Valor de cálculo de la resistencia a fatiga. |
| $S$ | Solicitación. Momento de primer orden de un área. |
| $S_d$ | Valor de cálculo de las acciones. |
| $S_F$ | Valor de cálculo del efecto de las secciones de fatiga. |
| $S_{u1}$ | Esfuerzo rasante de agotamiento por compresión. |
| $S_{u2}$ | Esfuerzo rasante de agotamiento por tracción. |
| $S_{su}$ | Contribución de la armadura perpendicular al plano P a la resistencia a esfuerzo cortante. |
| $T$ | Momento torsor. Temperatura. |
| $T_a$ | Temperatura media del ambiente durante la fabricación. |
| $T_c$ | Temperatura máxima de curado durante la fabricación. |
| $T_d$ | Momento torsor de cálculo |
| $T_u$ | Momento torsor último. |
| $U_c$ | Capacidad mecánica del hormigón. |
| $U_s$ | Capacidad mecánica del acero (simplificación: $U$). |
| $V$ | Esfuerzo cortante. Volumen. |
| $V_{cu}$ | Contribución del hormigón a esfuerzo cortante en el estado límite último. |
| $V_{cd}$ | Valor de cálculo de la componente paralela a la sección, de la resultante de tensiones normales. |
| $V_d$ | Esfuerzo cortante de cálculo. |
| $V_{pd}$ | Valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio. |
| $V_{rd}$ | Esfuerzo cortante de cálculo efectivo. |
| $V_{su}$ | Contribución del acero a esfuerzo cortante en el Estado Límite Último. |
| $V_u$ | Esfuerzo cortante último. |
| $W$ | Carga de viento. Módulo resistente. |
| $W_c$ | Volumen de hormigón confinado. |
| $W_{sc}$ | Volumen de horquillas y estribos de confinamiento. |
| $X$ | Reacción o fuerza en general, paralela al eje $x$. |
| $Y$ | Reacción o fuerza en general, paralela al eje $y$. |
| $Z$ | Reacción o fuerza en general, paralela al eje $z$. |

**Minúsculas romanas**

| | |
|---|---|
| $a$ | Distancia. Flecha. |
| $a_r$ | Longitud de redistribución. |
| $b$ | Anchura; anchura de una sección rectangular. |
| $b_e$ | Anchura eficaz de la cabeza de una sección en T. |
| $b_w$ | Anchura del alma o nervio de una sección en T. |
| $c$ | Recubrimiento. |
| $c_h$ | Recubrimiento horizontal o lateral. |
| $c_v$ | Recubrimiento vertical. |
| $d$ | Altura útil. Diámetro. |
| $d'$ | Distancia de la fibra más comprimida del hormigón al centro de gravedad de la armadura de compresión ($d' = d_2$). |
| $e$ | Excentricidad. Espesor ficticio. |
| $e_e$ | Excentricidad equivalente. |
| $f$ | Resistencia. Flecha. |
| $f_{1cd}$ | Resistencia máxima del hormigón comprimido. |
| $f_{2cd}$ | Resistencia del hormigón para estados biaxiales de compresión. |
| $f_{3cd}$ | Resistencia del hormigón para estados triaxiales de compresión. |
| $f_c$ | Resistencia del hormigón a compresión. |
| $f_{cd}$ | Resistencia de cálculo del hormigón a compresión. |
| $f_{cf}$ | Resistencia del hormigón a flexotracción. |
| $f_{cj}$ | Resistencia del hormigón a compresión, a los $j$ días de edad. |
| $f_{ck}$ | Resistencia de proyecto del hormigón a compresión. |
| $f_{ck,j}$ | Resistencia característica a compresión del hormigón a $j$ días de edad. |
| $f_{cm}$ | Resistencia media del hormigón a compresión. |
| $f_{c,real}$ | Resistencia característica real del hormigón. |
| $f_{ct}$ | Resistencia del hormigón a tracción. |
| $f_{ct,d}$ | Resistencia de cálculo del hormigón a tracción. |
| $f_{ct,k}$ | Resistencia característica del hormigón a tracción. |
| $f_{ct,fl}$ | Resistencia del hormigón a flexotracción. |
| $f_{ct,m}$ | Resistencia media del hormigón a tracción. |
| $f_{cv}$ | Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante. |
| $f_{c,est}$ | Resistencia característica estimada. |
| $f_{max}$ | Carga unitaria máxima a tracción. |
| $f_{max,k}$ | Carga unitaria de rotura del acero de las armaduras activas. |
| $f_{pd}$ | Resistencia de cálculo de las armaduras activas. |
| $f_{pk}$ | Límite elástico característico de las armaduras activas. |
| $f_{py}$ | Límite elástico aparente de las armaduras activas. |
| $f_s$ | Carga unitaria de rotura del acero. |
| $f_{td}$ | Resistencia de cálculo en tracción del acero de los cercos o estribos. |
| $f_y$ | Límite elástico del 0,2 por ciento. |
| $f_{yc,d}$ | Resistencia de cálculo del acero a compresión. |
| $f_{yd}$ | Límite elástico de cálculo de un acero. |
| $f_{yk}$ | Límite elástico de proyecto de las armaduras pasivas. |
| $f_{yl,d}$ | Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal. |
| $f_{yp,d}$ | Resistencia de cálculo de la armadura $A_p$. |
| $f_{yt,d}$ | Resistencia de cálculo del acero de la armadura $A_t$. |
| $g$ | Carga permanente repartida. Aceleración debida a la gravedad. |
| $g_d$ | Carga permanente de cálculo. |
| $h$ | Canto total o diámetro de una sección. Espesor. Horas. |
| $h_e$ | Espesor eficaz. |
| $h_f$ | Espesor de la placa de una sección en T. |

| | | |
|---|---|---|
| | $h_e$ | Espesor real de la pared en caso de secciones huecas. |
| | $i$ | Radio de giro. |
| | $i^2_s$ | Radio de giro del conjunto de las armaduras, respecto del eje. |
| | $j$ | Número de días. |
| | $k$ | Cualquier coeficiente con dimensiones. |
| | $l$ | Longitud; luz. |
| | $l_b$ | Longitud de anclaje. |
| | $l_e$ | Longitud de pandeo. |
| | $l_o$ | Distancia entre puntos de momento nulo. |
| | $m$ | Momento flector por unidad de longitud o de anchura. |
| | $n$ | Número de objetos considerados. Coeficiente de equivalencia. |
| | $p_f$ | Probabilidad global de fallo. |
| | $q$ | Carga variable repartida. |
| | $q_d$ | Sobrecarga de cálculo |
| | $r$ | Radio. |
| | $s$ | Espaciamiento. Desviación típica. |
| | $s_m$ | Separación media. |
| | $s_t$ | Separación entre planos de armaduras transversales. |
| | $t$ | Tiempo. Edad teórica. |
| | $t_s$ | Edad del hormigón al comienzo de la retracción. |
| | $u$ | Perímetro. |
| | $w$ | Abertura de fisura. |
| | $w_k$ | Abertura característica de fisura. |
| | $w_{máx}$ | Abertura máxima de fisura. |
| | $x$ | Coordenada. Profundidad del eje neutro. |
| | $y$ | Coordenada. Profundidad del diagrama rectangular de tensiones. |
| | $z$ | Coordenada. Brazo de palanca. |

**Minúsculas griegas**

| | | |
|---|---|---|
| Alfa | $\alpha$ | Ángulo. Coeficiente adimensional. |
| Beta | $\beta$ | Ángulo. Coeficiente adimensional. Índice de fiabilidad. |
| Gamma | $\gamma$ | Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico. |
| | $\gamma_a$ | Coeficiente parcial de seguridad de la acción accidental. |
| | $\gamma_m$ | Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales. |
| | $\gamma_c$ | Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón. |
| | $\gamma_s$ | Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero. |
| | $\gamma_f$ | Coeficiente de seguridad o ponderación de las acciones o solicitaciones. |
| | $\gamma_g$ | Coeficiente parcial de seguridad de la acción permanente. |
| | $\gamma_{*g}$ | Coeficiente parcial de seguridad de la acción permanente de valor no constante. |
| | $\gamma_p$ | Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado. |
| | $\gamma_q$ | Coeficiente parcial de seguridad variable. |
| | $\gamma_{f_1}$(ó $\gamma_q$) | Coeficiente de ponderación de la carga variable. |
| | $\gamma_{fw}$(ó $\gamma_w$) | Coeficiente de ponderación de la carga del viento. |
| | $\gamma_n$ | Coeficiente de seguridad o ponderación complementario de las acciones o solicitaciones. |
| | $\gamma_r$ | Coeficiente de seguridad a la fisuración. |
| Delta | $\delta$ | Coeficiente de variación. |
| | $\delta_{g+cs}$ | Flecha diferida por fluencia y retracción. |
| | $\delta^{cp}_{ins}$ | Flecha instantánea de las cargas permanentes. |
| Epsilon | $\varepsilon$ | Deformación relativa. |
| | $\varepsilon_c$ | Deformación relativa del hormigón. |
| | $\varepsilon_{cc}$ | Deformación relativa de fluencia. |
| | $\varepsilon_{c0}$ | Promedio de la deformación, máxima inicial del hormigón en compresión. |
| | $\varepsilon_{cp}$ | Deformación del hormigón bajo la acción del pretensado total. |
| | $\varepsilon_{cs}$ | Deformación relativa de retracción. |
| | $\varepsilon_{cs0}$ | Coeficiente básico de retracción. |
| | $\varepsilon_{cσ}$ | Deformación del hormigón dependiente de la tensión. |
| | $\varepsilon_{sm}$ | Alargamiento medio de las armaduras. |
| | $\varepsilon_{cu}$ | Deformación de rotura por flexión del hormigón. |
| | $\varepsilon_{max}$ | Alargamiento bajo carga máxima. |
| | $\varepsilon_p$ | Deformación de las armaduras activas. |
| | $\varepsilon_{p0}$ | Deformación de la armadura activa adherente bajo la acción del pretensado total. |
| | $\varepsilon_{rt}$ | Valor final de la retracción del hormigón a partir de la introducción del pretensado. |
| | $\varepsilon_s$ | Deformación relativa del acero. |
| | $\varepsilon_{s1}$ | Deformnación relativa de la armadura más traccionada o menos comprimida ($\varepsilon_1$). |
| | $\varepsilon_{s2}$ | Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos traccionada ($\varepsilon_2$). |
| | $\varepsilon_u$ | Alargamiento remanente concentrado de rotura. |
| | $\varepsilon_y$ | Alargamiento correspondiente al límite elástico del acero. |
| Eta | $\eta$ | Coeficiente de reducción relativo al esfuerzo cortante, Estricción. |
| Theta | $\theta$ | Ángulo. |
| Lamda | $\lambda$ | Coeficiente adimensional. |
| Mu | $\mu$ | Momento flector reducido o relativo. Coeficiente de rozamiento en curva. |
| Nu | $\nu$ | Esfuerzo normal reducido o relativo. |
| Xi | $\xi$ | Coeficiente sin dimensiones. |
| Rho | $\rho$ | Cuantía geométrica $\rho = A_s/A_c$. Relajación del acero. |
| | $\rho_t$ | Valor final de la relajación del acero. |
| | $\rho_u$ | Cuantía de armadura longitudinal de la losa. |
| Sigma | $\sigma$ | Tensión normal. |
| | $\sigma_c$ | Tensión en el hormigón. |
| | $\sigma_{cd}$ | Tensión de cálculo del hormigón. |
| | $\sigma_{cgp}$ | Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas. |
| | $\sigma_{c,RF}$ | Tensión máxima para la combinación de fatiga. |
| | $\sigma_p$ | Tensión en las armaduras activas. |

| | | |
|---|---|---|
| | $\sigma_{pi}$ | Tensión inicial en las armaduras activas. |
| | $\sigma_{p,P0}$ | Tensión de la armadura activa debida al valor característico del pretensado en el momento en que se realiza la comprobación del tirante. |
| | $\sigma_s$ | Tensión en el acero. |
| | $\sigma_{sd}$ | Tensión de cálculo de armaduras pasivas. |
| | $\sigma_{sd,c}$ | Resistencia de cálculo del acero a compresión. |
| | $\sigma_{sp}$ | Tensión de cálculo de armaduras activas. |
| | $\sigma_{s1}$ | Tensión de la armadura más traccionada o menos comprimida ($\sigma_1$). |
| | $\sigma_{s2}$ | Tensión de la armadura más comprimida, o menos traccionada ($\sigma_2$). |
| | $\sigma_I$ | Tensión principal de tracción. |
| | $\sigma_{II}$ | Tensión principal de compresión. |
| Tau | $\tau$ | Tensión tangente. |
| | $\tau_b$ | Tensión de adherencia. |
| | $\tau_{bm}$ | Tensión media de adherencia. |
| | $\tau_{bu}$ | Tensión de rotura de adherencia. |
| | $\tau_{c,RF}$ | Tensión de cortante máxima para la combinación de fatiga. |
| | $\tau_{md}$ | Valor medio de la tensión rasante. |
| | $\tau_{rd}$ | Valor de cálculo de la resistencia a cortante del hormigón. |
| | $\tau_{sd}$ | Tensión tangencial nominal de cálculo. |
| | $\tau_{td}$ | Valor de cálculo de la tensión tangente de torsión. |
| | $\tau_{tu}$ | Valor último de la tensión tangente de torsión. |
| | $\tau_w$ | Tensión tangente del alma. |
| | $\tau_{wd}$ | Valor de cálculo de $\tau_w$. |
| | $\tau_{wu}$ | Valor último de la tensión tangente de alma. |
| Phi | $\varphi$ | Coeficiente adimensional. |
| | $\varphi_t$ | Coeficiente de evolución de la fluencia en un tiempo $t$. |
| Psi | $\Psi$ | Coeficiente adimensional. |
| | $\Psi_{o,j\,Qkj}$ | Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes. |
| | $\Psi_{1,1\,Qk1}$ | Valor representativo frecuente de la acción variable determinante. |
| | $\Psi_{2,j\,Qkj}$ | Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental. |
| Omega | $\omega$ | Cuantía mecánica: $\omega = A_s f_{yd}/A_c f_{cd}$. |
| | $\omega_w$ | Cuantía mecánica volumétrica de confinamiento. |

**Símbolos matemáticos y especiales.**

| | |
|---|---|
| $\Sigma$ | Suma. |
| $\Delta$ | Diferencia; incremento. |
| $\varnothing$ | Diámetro de una barra. |
| $\not>$ | No mayor que. |
| $\not<$ | No menor que. |
| $\Delta P_i$ | Pérdidas instantáneas de fuerza. |
| $\Delta P_{dif}$ | Pérdidas diferidas de fuerza. |
| $\Delta\sigma_{pd}$ | Incremento de tensión debido a las cargas exteriores. |
| $\Delta\sigma_{pr}$ | Pérdida por relajación a longitud constante. |
| $\Delta P_1$ | Pérdidas de fuerza por rozamiento. |
| $\Delta P_2$ | Pérdidas de fuerza por penetración de cuñas. |
| $\Delta P_3$ | Pérdidas de fuerza por acortamiento elástico del hormigón. |
| $\Delta P_{4f}$ | Pérdidas finales por retracción del hormigón. |
| $\Delta P_{5f}$ | Pérdidas finales por fluencia del hormigón. |
| $\Delta P_{6f}$ | Pérdidas finales por relajación del acero. |

# ANEJO 2

## Relación de normas UNE

| | |
|---|---|
| 7102:1955 | Determinación de un índice de consistencia de los hormigones frescos, por el método de la mesa de sacudidas. |
| 7130:1958 | Determinación del contenido total de substancias solubles en aguas para amasado de hormigones. |
| 7131:1958 | Determinación del contenido total de sulfatos en aguas de amasado para morteros y hormigones. |
| 7132:1958 | Determinación cualitativa de hidratos de carbono en aguas de amasado para morteros y hormigones. |
| 7133:1958 | Determinación de terrones de arcilla en áridos para la fabricación de morteros y hormigones. |
| 7134:1958 | Determinación de partículas blandas en áridos gruesos para hormigones. |
| 7178:1960 | Determinación de los cloruros contenidos en el agua utilizada para la fabricación de morteros y hormigones. |
| 7234:1971 | Determinación de la acidez de aguas destinadas al amasado de morteros y hormigones, expresada por su pH. |
| 7235:1971 | Determinación de los aceites y grasas contenidos en el agua de amasado de morteros y hormigones. |
| 7236:1971 | Toma de muestras para el análisis químico de las aguas destinadas al amasado de morteros y hormigones. |
| 7238:1971 | Determinación del coeficiente de forma del árido grueso empleado en la fabricación de hormigones. |
| 7244:1971 | Determinación de partículas de bajo peso específico que puede contener el árido utilizado en hormigones. |
| 7295:1976 | Determinación del contenido, tamaño máximo característico y módulo granulométrico del árido grueso en el hormigón fresco. |
| 7326:1988 | Ensayo de tracción de cables y cordones de acero. |
| 7436:1982 | Método de ensayo para la determinación de las características de adherencia de las armaduras de pretensado. |
| 7472:1989 | Materiales metálicos. Ensayo de doblado simple. |
| 7474-1:1992 | Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo (a la temperatura ambiente). |
| 7474-1:1992 ERRATUM | Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo (a la temperatura ambiente) (incluye el *erratum* AC 1:1900). |
| 23093:1981 | Ensayo de la resistencia al fuego de las estructuras y elementos de la construcción. |
| 36065:1996 EX | Barras corrugadas de acero soldable con características especiales de ductilidad para armaduras de hormigón armado. |
| 36068:1994 | Barras corrugadas de acero soldable para armaduras de hormigón armado. |
| 36068-1M:1996 | Barras corrugadas de acero soldable para armaduras de hormigón armado. |
| 36092:1996 | Mallas electrosoldadas de acero para armaduras de hormigón armado. |
| 36092:1997 ERRATUM | Mallas electrosoldadas de acero para armaduras de hormigón armado. |
| 36094:1997 | Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado. |

| | |
|---|---|
| 36094:1997 ERRATUM | Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado. |
| 36099:1996 | Alambres corrugados de acero para armaduras de hormigón armado. |
| 36422:1985 | Ensayo de relajación isotérmica de armaduras de acero para pretensar. |
| 36461:1980 | Ensayo de doblado alternativo de alambres de acero para armaduras pretensadas. |
| 36462:1980 | Método de ensayo de despegue de las barras de nudo en mallas electrosoldadas. |
| 36464:1986 | Armaduras de hormigón pretensado. Ensayo de fragilización por hidrógeno. Método del tiocianato amónico. |
| 36466:1991 | Ensayo de tracción esviada de cordones de acero de 7 alambres. |
| 36731:1996 | Alambres lisos para mallas electrosoldadas y para armaduras básicas para viguetas armadas. |
| 36739:1995 EX | Armaduras básicas de acero electrosoldadas en celosía para armaduras de hormigón armado. |
| 36740:1998 | Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para hormigón armado. Ensayo de la viga. |
| 36811:1999 IN | Barras corrugadas de acero para armaduras de hormigón armado. Códigos de identificación del fabricante. |
| 36812:1996 IN | Alambres corrugados de acero para armaduras de hormigón armado. Códigos de identificación del fabricante. |
| 36831:1997 | Armaduras pasivas de acero para hormigón estructural. Corte, doblado y colocación de barras y mallas. Tolerancias. Formas preferentes de armado. |
| 36832:1997 | Especificaciones para la ejecución de uniones soldadas de barras para hormigón estructural. |
| 41184:1990 | Sistemas de pretensado para armaduras postesas. Definiciones, características y ensayos. |
| 80114:1996 | Métodos de ensayo de cementos. Ensayos físicos, determinación de los fraguados anormales (Método de la pasta de cemento). |
| 80217:1991 | Métodos de ensayos de cementos. Determinación del contenido de cloruro, dióxido de carbono y alcalinos en los cementos |
| 80301:1996 | Cementos. Cementos comunes. Composición, especificaciones y criterios de conformidad. |
| 80303:1996 | Cementos resistentes a los sulfatos y/o agua de mar. |
| 80305:1996 | Cementos blancos. |
| 80306:1996 | Cementos de bajo calor de hidratación. |
| 80307:1996 | Cementos para usos especiales. |
| 80310:1996 | Cementos de aluminato de calcio. |
| 83115:1989 EX | Áridos para hormigones. Medida del coeficiente de friabilidad de las arenas. |
| 83131:1990 | Áridos para hormigones. Determinación del equivalente de arena. |
| 83133:1990 | Áridos para hormigones. Determinación de las densidades, coeficiente de absorción y contenido de agua en el árido fino. |
| 83134:1990 | Áridos para hormigones. Determinación de las densidades, porosidad, coeficiente de absorción y contenido en agua del árido grueso. |
| 83206:1985 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la pérdida de masa a 105 más menos 3 grados C de los aditivos sólidos. |
| 83207:1985 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la pérdida por calcinación a 1.050 más menos 25 grados C. |
| 83208:1985 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del residuo insoluble en agua destilada. |
| 83209:1986 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del contenido de agua no combinada. |
| 83210:1988 EX | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del contenido de halogenuros totales. |
| 83211:1987 EX | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del contenido de compuestos de azufre. |
| 83225:1986 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del peso específico de los aditivos líquidos. |

| | |
|---|---|
| 83226:1986 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la densidad aparente de los aditivos sólidos. |
| 83227:1986 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del pH. |
| 83254:1987 EX | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Toma de muestras |
| 83255:1989 EX | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Materiales testigos y de referencia. Definiciones. |
| 83258:1988 EX | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Morteros. Determinación de la consistencia por medio de la mesa de sacudidas. |
| 83259:1987 EX | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Morteros. Determinación del contenido del aire ocluido. |
| 83275:1989 EX | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Etiquetado. |
| 83300:1984 | Ensayos de hormigón. Toma de muestras de hormigón fresco. |
| 83301:1991 | Ensayos de hormigón. Fabricación y conservación de probetas. |
| 83302:1984 | Ensayos de hormigón. Extracción y conservación de probetas testigo. |
| 83303:1984 | Ensayos de hormigón. Refrentado de probetas con mortero de azufre. |
| 83304:1984 | Ensayos de hormigón. Rotura por compresión. |
| 83305:1986 | Ensayos de hormigón. Rotura por flexotracción. |
| 83306:1985 | Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta (ensayo brasileño). |
| 83307:1983 | Ensayos de hormigón. Determinación del índice de rebote. |
| 83308:1986 | Ensayos de hormigón. Determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos. |
| 83308:1993 ERRATUM | Ensayos de hormigón. Determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos. |
| 83309:1990 EX | Ensayos de hormigón. Determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión. |
| 83313:1990 | Ensayos de hormigón. Medida de la consistencia del hormigón fresco. Método del cono de Abrams. |
| 83314:1990 | Ensayos de hormigón. Determinación de la consistencia del hormigón fresco. Método VEBE. |
| 83315:1996 | Ensayos de hormigón. Determinación del contenido de aire del hormigón fresco. Métodos de presión. |
| 83317:1991 | Ensayos de hormigón. Hormigón fresco. Determinación de la densidad. |
| 83414:1990 EX | Adiciones al hormigón. Cenizas volantes. Recomendaciones generales para la adición de cenizas volantes a los hormigones fabricados con cemento tipo I. |
| 83421:1987 EX | Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: toma, preparación, conservación y transporte de las muestras. |
| 83460:1994 EX | Adiciones al hormigón. Humo de sílice. Recomendaciones generales para la utilización del humo de sílice. |
| 146507:1998 EX | Determinación de la reactividad potencial de los áridos. Método químico. |
| 146508:1998 EX | Determinación de la reactividad álcali-sílice de los áridos. Método acelerado en probetas de mortero. |
| 146509:1998 EX | Determinación de la reactividad potencial de los áridos. Método de prismas de hormigón. |
| EN 196-1:1996 | Métodos de ensayos de cementos. Parte 1: determinación de resistencias mecánicas. |
| EN 196-2:1996 | Métodos de ensayos de cementos. Parte 2: Análisis químicos de cementos. |
| EN 196-3:1996 | Métodos de ensayos de cementos. Parte 3: determinación del tiempo de fraguado y de la estabilidad de volumen. |
| EN 287-1:1992 | Cualificación de soldadores. Soldeo por fusión. Parte I: acero. (versión oficial EN 287-1:1992). |
| EN 450:1995 | Cenizas volantes como adición al hormigón. Definiciones, especificaciones y control de calidad. |
| EN 451-1:1995 | Método de ensayo de cenizas volantes. Parte I: determinación del oxido de calcio libre. (versión oficial EN 451-1:1994). |

| | |
|---|---|
| EN 451-2:1995 | Métodos de ensayo de cenizas volantes. Parte 2: determinación de la finura por tamizado en húmedo. |
| EN 480-1:1998 | Aditivos para hormigones, moteros y pastas. Métodos de ensayo. Parte 1: Hormigón y mortero de referencia para ensayos. |
| EN 480-6:1997 | Aditivos para hormigones, moteros y pastas. Métodos de ensayo. Parte 6: Análisis infrarrojo. |
| EN 480-8:1997 | Aditivos para hormigones, moteros y pastas. Métodos de ensayo. Parte 8: Determinación del extracto seco convencional. |
| EN 933-2:1996 | Ensayo para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 2. Determinación de la granulometría de las partículas.Tamices de ensayo, tamaño nominal de las aberturas. |
| EN 933-3:1997 | Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 3: Determinación de la forma de las particulas. Indice de lajas. |
| EN 933-9:1998 | Ensayo para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 9: Determinación de árido fino. Ensayo de azul de metileno. |
| EN 934-2:1998 | Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Parte 2: Aditivos para hormigones: definiciones y requisitos. |
| EN 1097-1:1997 | Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 1: Determinación de la resistencia al desgaste (Micro-Deval). |
| EN 1097-2:1998 | Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para determinar la resistencia a la fragmentación. |
| EN 1367-2:1998 | Ensayos para determinar las propiedades térmicas y de reistencia a la intemperie de los áridos. Parte 2: Ensayo de sulfato de magnesio. |
| EN 1744-1:1998 | Ensayos para determinar las propiedad químicas de los áridos. Parte 1: Análisis quimico. |
| EN-ISO 9002:1994 | Sistemas de calidad. Modelo para el aseguramiento de la calidad en la producción, la instalación y el servicio posventa |

# ANEJO 3

# Recomendaciones generales para la utilización de los cementos especificados en la Instrucción para la Recepción de Cementos RC-97

## 1 Generalidades

En la elaboración de este anejo se han tenido en cuenta aspectos exclusivamente técnicos, sin atender a otras cuestiones, como pueden ser económicas, logísticas o geográficas, que en su caso se tuvieran que valorar.

Los cementos a los que se refieren estas Recomendaciones Generales son los siguientes:

- Cementos comunes (CEM), UNE 80301:96
- Cementos blancos (BL), UNE 80305:96
- Cementos con características adicionales:
  - Cementos resistentes a sulfatos o al agua de mar (SR, MR), UNE 80303:96
  - Cementos de bajo calor de hidratación (BC), UNE 80306:96

Dado el carácter general de estas Recomendaciones, los cementos para usos especiales (ESP) UNE 80307:96 no se incluyen en este Anejo, debido a la especificidad de sus aplicaciones (fundamentalmente estabilización de suelos, firmes de carreteras, hormigones compactados con rodillo, etc.), en las cuales, para su optimización, se realizan ensayos previos de sus hormigones.

La utilización del cemento de aluminato de calcio debe atenerse a lo indicado en el Anejo 4 de esta Instrucción, por ello no figura reflejado en los cuadros de este Anejo.

Las recomendaciones más importantes para la utilización de los cementos admitidos por esta Instrucción y especificados en la Instrucción para la Recepción de Cementos RC-97, se recogen en tres cuadros.

Las recomendaciones dadas en este Anejo no tienen carácter obligatorio, sino simplemente orientativo, salvo en el caso especificado en el Artículo 26º de la presente

Instrucción. No obstante, conviene tenerlas en cuenta, a menos que resultados experimentales de estudios y ensayos sobre la idoneidad de determinados tipos concretos de cementos para aplicaciones específicas aconsejen su modificación.

Estas recomendaciones se refieren a los distintos tipos, subtipos y clases resistentes de los cementos comunes, cementos blancos, así como a los que en cada caso posean características adicionales SR,MR,BC.

- Para los cementos comunes:

| TIPOS | SUBTIPOS | CLASES RESISTENTES |
|---|---|---|
| CEM I | | 32,5<br>32,5R<br>42,5<br>42,5R<br>52,5<br>52,5R |
| CEM II | CEM II/A-S; CEM II/B-S; CEM II/A-D; CEM II/A-P; CEM II/B-P; CEM II/A-V; CEM II/B-V; CEM II/A-L; CEM II/A-M; CEM II/B-M | |
| CEM III | CEM III/A; CEM III/B | |
| CEM IV | CEM IV/A; CEM IV/B | |
| CEM V | CEM V/A | |

- Para los cementos blancos:

| TIPOS | CLASES RESISTENTES |
|---|---|
| BL I | 22,5<br>42,5<br>42,5R<br>52,5 |
| BL II | |
| BL V | |

## 2 Selección de cementos

Las Recomendaciones más importantes para la utilización de los cementos se refieren a lo contenido en los cuadros 1 y 2, que tienen en cuenta la relación entre los distintos tipos y subtipos de cementos, las aplicaciones y circunstancias del hormigonado, complementado con la consideración de la clase de exposición en servicio analizado en 2.3 (cuadro 3).

Aunque los cuadros resultan suficientemente explicativos, se incorporan al final de este Anejo cuatro ejemplos para facilitar su uso.

La selección del cemento o cementos se realizará de la siguiente manera:

### 2.1 Aplicaciones

**Cuadro 1:** En este cuadro, se valora la utilización de cada tipo y subtipo de cemento en función de la aplicación.

Se efectuará la elección inicial del cemento para lo cual se considerarán las valoraciones de 3 a 0, en función de las aplicaciones. De esta elección resultarán uno o varios cementos de uso preferible.

### 2.2 Circunstancias de hormigonado

**Cuadro 2:** En aquellos casos en que sea necesario tener en cuenta las circunstancias del hormigonado porque sean previsibles retrasos o alteraciones en los tiempos de fraguado, como hormigonado en tiempo frío, o bien desecaciones en la masa del hormigón que puedan producir fisuraciones, como los hormigonados en tiempo caluroso, con fuerte insolación, viento, etc. (Artículos 72º y 73º de la presente Instrucción), se realizará una segunda valoración considerándose, entonces, ambas valoraciones para la selección de los cementos de uso preferible. En los casos en que las circunstancias de hormigonado sean normales (ninguna de las contempladas en este cuadro), no se realizará valoración en este apartado.

La posibilidad de que los cementos tengan características adicionales SR, MR ó BC se valorará independientemente en los cuadros 1 y 2 . Las calificaciones, que aparecen en la columna con el título "adicionales" (▲▲, ▲, ó ▼), deben entenderse de manera global, como la valoración que aporta esa característica adicional para una aplicación o circunstancia de hormigonado dada.

### 2.3 Clases de exposición en servicio

**Cuadro 3:** En este cuadro se indican los cementos recomendables para las clases habituales de exposición. De acuerdo con el Artículo 8º de la presente Instrucción, el tipo de ambiente viene definido por la combinación de: una clase general de exposición frente a la corrosión de armaduras (tabla 8.2.2) y, en algunos casos, una clase de exposición específica (tabla 8.2.3.a).

Estas clases de exposición tienen una gran incidencia en las características del hormigón en masa, armado o pretensado, y por tanto en la tecnología de su fabricación y puesta en obra, con el fin de conseguir una gran compacidad e impermeabilidad del hormigón, condición primordial para una buena durabilidad. De nada vale una correcta elección del cemento, si la fabricación del hormigón no es adecuada.

En cuanto a los tipos de cemento, a continuación se dan unas consideraciones generales, que si bien no abarcan todos los casos, pueden ser utilizadas para la selección de cementos en función de las clases de exposición, teniendo en cuenta previamente la idoneidad de su aplicación (cuadro 1).

En las clases generales de exposición relativas a la corrosión de armaduras (tabla 8.2.2), se contemplan, además de la clase de exposición no agresiva (I), dos tipos de ataque:

- Corrosión de origen diferente de los cloruros, clase de exposición (II).
- Corrosión por cloruros, clases de exposición (III) y (IV).

La incidencia que en estos procesos puede tener el tipo de cemento para evitar la corrosión de las armaduras consiste fundamentalmente en impedir la difusión del $CO_2$ o los cloruros, así como aportar la llamada "reserva alcalina", que pasiva a las armaduras de la corrosión.

En la clase de exposición I (no agresiva), todos los tipos y subtipos de cementos pueden ser utilizables, sin que el ambiente condicione su empleo.

En la clase de exposición II (corrosión de armaduras de origen diferente de los cloruros), los factores determinantes son la susceptibilidad de carbonatarse de los compuestos formados en la hidratación del cemento y la facilidad de difusión del $CO_2$. Se deben utilizar cementos que aporten elevada reserva alcalina capaz de neutralizar la acción del dióxido de carbono. Por ello, los más recomendables son los cementos tipo CEM I, tipo CEM II (preferentemente los CEM II/A), tipo BL I y tipo BL II (caso de ser necesario por condicionantes estéticos). Pueden utilizarse también los cementos tipos CEM III/A, CEM IV/A y CEM V.

En la clase de exposición III, (corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino), la selección de los cementos debe atender a dos fenómenos diferentes: evitar la difusión de cloruros y dotar al hormigón de resistencia suficiente a los sulfatos contenidos en el agua de mar.

Por un lado, los cementos con adición puzolánica y los de adición de escoria presentan una mayor resistencia a la difusión de cloruros.

Por otra parte, cuanto mayor sea el contenido de aluminatos en el clinker del cemento y mayor la proporción de éste, mayor será la capacidad de retención de cloruros. Sin embargo, en estos ambientes, dependiendo de la incidencia que puedan tener los sulfatos, en algunos casos se recomienda, aún cuando no sea preceptivo de acuerdo con el apartado 37.3.5 de esta Instrucción, que el cemento sea resistente al agua de mar MR. En estos cementos se limita la cantidad de aluminato y ferrito aluminato del clinker, con el fin de evitar la formación de compuestos expansivos que pueden dar lugar a la fisuración y deterioro del hormigón y por tanto favorecer la corrosión de armaduras por la facilidad de acceso de los cloruros.

Por tanto, los cementos más recomendables, serán:

- CEM III
- CEM II/S
- CEM II/V (preferentemente II/B-V)
- CEM II/P (preferentemente II/B-P)
- CEM II/A-D
- CEM IV (preferentemente IV/A)
- CEM V
- CEM I (con característica adicional MR, según el caso)

En la clase de exposición IV, (corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino), con inexistencia de otras sales, se recomienda el empleo de cementos CEM I y BL I (si es necesario por condicionantes estéticos), con capacidad de fijar los cloruros, siendo también adecuados los cementos con adición de escoria o puzolana, pues presentan una mayor resistencia a la difusión de cloruros, es decir, los mismos cementos recomendados para el caso de cloruros de origen marino, pero sin la característica adicional MR.

En las clases específicas de exposición (tabla 8.2.3.a, complementada con la 8.2.3.b), se incluyen tres tipos de procesos:

- Agresividad química (Q).
- Heladas (hielo-deshielo) (H, F).
- Erosión (E).

En el caso de que la agresividad se deba a aguas o a suelos con sulfatos, se recomiendan los mismos cementos que para la clase III, con la característica adicional de resistencia a sulfatos (SR), en los casos de agresividad fuerte ($Q_c$) y agresividad media ($Q_b$), siendo suficiente la resistencia al agua de mar (MR) en el caso de agresividad débil ($Q_a$).

En el caso de aguas puras, ácidas, o con $CO_2$ agresivo, se recomienda el empleo de cementos de adición puzolánica, pues mediante esta adición se fija la portlandita, que es el compuesto más sensible a estas acciones. Así, los cementos de usos preferibles, serán:

- CEM IV
- CEM V
- CEM III
- CEM II/V
- CEM II/P
- CEM II/A-D
- CEM II/S

En cuanto a las clases de exposición con heladas y erosión, lo que influye básicamente y casi en exclusiva es la calidad del hormigón: densidad, compacidad, porosidad y permeabilidad, por lo cual la influencia del cemento es escasa.

# CUADRO 1

| APLICACIONES | CEMENTOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | CEM | | | | | | | | | | | | | | | | BL | | | ADICIONALES | | |
| | I | II | | | | | | | | | | III | | IV | | V | I | II | V | SR | MR | BC |
| | | A-S | B-S | A-D | A-P | B-P | A-V | B-V | A-L | A-M | B-M | A | B | A | B | A | | | | | | |
| Hormigón en masa | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | --- | --- | --- |
| Hormigón armado | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 3 | 2 | 0 | --- | --- | --- |
| Hormigón pretensado incluidos prefabricados estructurales (*) | 3 | ♦ | ♦ | 3 | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | ♦ | 3 | ♦ | ♦ | --- | --- | --- |
| Otros elementos estructurales prefabricados | 3 | 2 | 1 | 3 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 0 | 2 | 1 | 1 | 3 | 2 | 0 | --- | --- | --- |
| Prefabricados no estructurales (bordillos, etc) | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | --- | --- | --- |
| Hormigón en masa o armado en grandes volúmenes | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 2 | 3 | 2 | 3 | 2 | 0 | 1 | 1 | --- | --- | ▲▲ |
| Hormigón seco compactado con rodillo | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | 0 | 1 | 1 | --- | --- | ▲ |
| Hormigón de alta resistencia | 3 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | 0 | --- | --- | --- |
| Cimentaciones de hormigón en masa | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | ■ | ■ | ■ | ▲ | ▲ | ▲ |
| Cimentaciones de hormigón armado | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | ■ | ■ | ■ | ▲ | ▲ | --- |
| Hormigón que contienen áridos potencialmente reactivos ♣ | 1 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 2 | 3 | 1 | 1 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 1 | 1 | 1 | --- | --- | --- |
| Bases de carreteras tratadas con cementos | 0 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | ■ | ■ | ■ | --- | --- | ▲ |
| Estabilización de suelos | 2 | 3 | 2 | 1 | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | ■ | ■ | ■ | ▲ | ▲ | --- |
| Firmes de hormigón para carreteras | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 3 | 2 | 2 | ■ | ■ | ■ | --- | --- | ▲ |
| Solado de pavimentos | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | --- | --- | --- |
| Reparaciones rápidas de urgencia | 2 | 1 | 0 | 2 | 1 | 0 | 1 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 2 | 0 | --- | --- | --- |
| Hormigón para desencofrado y descimbrado rápido (*) | 3 | 2 | 1 | 3 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 3 | 2 | 0 | --- | --- | --- |
| Hormigón proyectado | 3 | 2 | 1 | 3 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 3 | 2 | 1 | --- | --- | --- |

NOMENCLATURA

3: Muy adecuado
2: Adecuado
1: Utilizable con precauciones o técnicas especiales, o sin contraindicaciones especiales
0: No indicado
---: Aplicación para la cual la característica adicional no es determinante
■: Cemento no recomendable para la aplicación
♦: Prohibida su utilización (Artículo 26º)
♣: Se recomienda limitar el contenido de alcalinos (ver nota en el texto)
▲▲: Mejora globalmente de forma importante la valoración previamente asignada
▲: Mejora globalmente la valoración previamente asignada
(*): Dentro de los tipos y subtipos de cementos elegidos en cada caso, se recomienda utilizar los de resistencias iniciales más altas

En cualquier circunstancia se debe tener en cuenta lo indicado en el Artículo 37º de la presente Instrucción, relativo a la durabilidad del hormigón y de las armaduras.

Como resumen de lo expuesto, el cuadro 3 sintetiza los cementos recomendables para las diferentes clases de exposición en servicio.

## CUADRO 2

| CIRCUNSTANCIAS DE HORMIGONADO | CEMENTOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | CEM | | | | | | | | | | | | | | | | BL | | | ADICIONALES | | |
| | I | II | | | | | | | | | | III | | IV | | V | I | II | V | SR | MR | BC |
| | | A-S | B-S | A-D | A-P | B-P | A-V | B-V | A-L | A-M | B-M | A | B | A | B | A | | | | | | |
| Hormigonado en tiempo frío | 3 | 2 | 1 | 3 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 3 | 2 | 0 | --- | --- | ▼ |
| Hormigonado en ambientes secos y sometidos al viento | 2 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | --- | --- | --- |
| Insolación fuerte u hormigonado en tiempo caluroso | 1 | 2 | 2 | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | --- | --- | --- |

NOMENCLATURA

3: Muy adecuado
2: Adecuado
1: Utilizable con precauciones ó técnicas especiales, o sin contraindicaciones especiales
0: No indicado
---: Aplicación para la cual la característica adicional no es determinante
▼: Empeora la valoración previamente asignada, pudiéndose llegar a ser no indicada

## CUADRO 3

| DESIGNACIÓN CLASE DE EXPOSICIÓN | | TIPO DE PROCESO (Agresividad debida a) | CEMENTOS RECOMENDABLES<br>TIPOS Y SUBTIPOS |
|---|---|---|---|
| I | | Ninguno | Todos |
| II | | Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros | - CEM I ; CEM II (Todos los del tipo, con adición L, S, V, P, D, M, preferentemente los CEM II/A)<br>- BL I; BL II (si es necesario por condicionantes estéticos)<br>- CEM III/A ; CEM IV/A y CEM V |
| III | IIIa | Corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino | - CEM III ; CEM II/S ; CEM II/V (Preferentemente CEM II/B-V)<br>- CEM II/P (Preferentemente CEM II/B-P)<br>- CEM II/A-D<br>- CEM IV (Preferentemente CEM IV/A)<br>- CEM V<br>- CEM I (Según los casos particulares con característica adicional MR) |
| | IIIb | | |
| | IIIc | | |
| IV | | Corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino | - CEM I ; CEM III ; CEM II/S ; CEM II/V (Preferentemente CEM II/B-V)<br>- BL I (si es necesario por condicionantes estéticos)<br>- CEM II/P (Preferentemente CEM II/B-P)<br>- CEM II/A-D<br>- CEM IV (Preferentemente CEM IV/A)<br>- CEM V |
| Q | $Q_a$ | Ataque al hormigón por sulfatos | Todos los indicados para la clase de exposición III, con la característica adicional SR ó MR según:<br>- En $Q_a$ MR<br>- En $Q_b$ SR<br>- En $Q_c$ SR |
| | $Q_b$ | | |
| | $Q_c$ | | |
| Q | | Lixiviación del hormigón por aguas puras, ácidas, o con $CO_2$ agresivo | - CEM IV ; CEM V ; CEM III ; CEM II/P ; CEM II/V ; CEM II/A-D y CEM II/S |
| | | Reactividad álcali-árido | - Cementos de bajo contenido en alcalinos, (≤ 0,60 $Na_2O$ equivalente) o con adición de puzolana, escoria o humo de sílice |

Nota: Cuando se especifica un cemento por su tipo, se entiende que comprende todos los subtipos del mismo, por ejemplo, el CEM III comprende CEM III/A y el CEM III/S; CEM II/S comprende CEM II/A-S y CEM II/B-S

## 3 Otras recomendaciones generales

### 3.1 Almacenamiento en obra

Una vez que el cemento haya sido objeto de recepción, siguiendo las Prescripciones de la Instrucción para la Recepción de Cementos RC-97, la presente Instrucción (26.2) prescribe que el almacenamiento del cemento se realice en un lugar seco y resguardado de la humedad, y que dicho almacenamiento no sea muy prolongado aún cuando las condiciones de conservación sean buenas, ya que puede meteorizarse. El almacenamiento máximo aconsejable, tanto para el cemento ensacado como a granel, será de tres meses, dos meses y un mes para las clases resistentes 32,5; 42,5 y 52,5 respectivamente.

Cuando existan dudas razonables de que las condiciones de conservación no son las más adecuadas, o se sobrepasen los plazos anteriores, se recomienda la realización de los ensayos de resistencia inicial (a 2 ó 7 días, según la clase resistente) y tiempos de fraguado, para comprobar su estado antes de su uso.

### 3.2 Áridos reactivos

En aquellos casos que, por ser los únicos áridos disponibles, es inevitable la utilización de áridos potencialmente reactivos en la fabricación del hormigón, se recomienda, por su mejor comportamiento, el empleo de los cementos bajos en alcalinos o con un alto contenido de adición (puzolana natural, ceniza volante, humo de sílice o escoria siderúrgica), o que cumplan ambas condiciones.

### 3.3 Uso de aditivos y adiciones

La utilización de aditivos y adiciones en el hormigón puede modificar la aptitud de los cementos para las aplicaciones, lo que debe ser tenido en cuenta, de acuerdo con el Artículo 29º.

### 3.4 Clases resistentes

Una vez elegidos los tipos y subtipos de cemento, la clase resistente será la establecida en el Proyecto de la Obra, o la que el Director de la misma establezca en cada caso con el fin de garantizar las exigencias del Proyecto.

## 4 Ejemplos de selección de cementos

La valoración global de los tipos y subtipos de cemento se hace conforme a lo señalado en 2, de acuerdo con el conjunto de indicaciones de los cuadros 1, 2 y 3.

En los ejemplos se ha utilizado un procedimiento que consiste en recomendar inicialmente, en cada paso del proceso de selección de los cuadros 1 y 2, los cementos calificados con las puntuaciones 3 y 2 para subsiguientemente, completar la selección utilizando el cuadro 3.

De esta manera se seleccionarían los cementos recomendables. No obstante, en algunos casos, también podrían entrar en esta selección cementos calificados con 1, siempre y cuando se tengan en cuenta las precauciones o técnicas especiales requeridas.

**EJEMPLO 1**

**Aplicación:** Hormigón en masa.
**Circunstancia de Hormigonado:** Ambiente seco y sometido al viento.
**Clase de exposición:** No agresiva (I).

- **Valoración del tipo de cemento (cuadro 1):** Todos los cementos obtienen valoración 3 (muy adecuado) ó 2 (adecuado).

- **Valoración de las circunstancias de hormigonado (cuadro 2):** Los cementos CEM I; CEM II/A-S; CEM II/A-D; CEM II/A-P; CEM II/A-V; CEM II/A-L y CEM II/A-M, obtienen valoración 2 (adecuado).

- **Valoración de la clase de exposición (cuadro 3):** No es necesario tenerla en cuenta.

- **Comentarios y conclusión:** Cualquiera de los cementos de la relación anterior resultan adecuados para esta utilización. La elección de uno u otro se hará en función de las características de la obra (tipo de estructura, resistencia de proyecto del hormigón, disponibilidad de cementos, etc.).

**EJEMPLO 2**

**Aplicación:** Hormigón armado.
**Circunstancia de hormigonado:** Tiempo caluroso.
**Clase de exposición:** Ambiente marino aéreo. Estructura marina por encima del nivel del mar en la proximidad de la costa (IIIa).

- **Valoración del tipo de cemento (cuadro 1):** Todos los cementos excepto CEM III/B, CEM IV/B y BL-V obtienen la valoración 3 (muy adecuado) ó 2 (adecuado).

- **Valoración por las circunstancias de hormigonado (cuadro 2):** Los cementos CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM II/A-L, CEM II/A-M, CEM II/B-M, CEM III/A, CEM IV/A, CEM V/A y BL II obtienen una valoración 2 (adecuado).

- **Valoración de la clase de exposición (cuadro 3):** De los cementos seleccionados previamente, para esta clase de exposición son recomendables: CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM III/A, CEM IV/A, CEM V/A. Al tratarse de clase de exposición marina, podría ser recomendable, según la incidencia de los iones sulfato, en función

de la mayor o menor proximidad al mar, la utilización de cemento con la característica adicional MR. En este caso, al tratarse de un ambiente marino aéreo (IIIa), esta característica pierde importancia.

- **Comentarios y conclusión:** Cualquiera de los cementos de la relación anterior, con la característica MR en función de su situación particular, resultan adecuados para esta utilización, es decir: CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM III/A, CEM IV/A, CEM V/A.

La elección de uno de los cementos se hará en función de las características de la obra (tipo de estructura, resistencia de proyecto del hormigón, disponibilidad de cementos, etc.).

**EJEMPLO 3**

**Aplicación:** Hormigón pretensado.
**Circunstancias de hormigonado:** Tiempo frío.
**Clase de exposición:** Cloruros de origen no marino. Tableros de puentes en zona de nieve (IV).

- **Valoración del tipo de Cemento (cuadro 1):** Salvo los cementos CEM I, y CEM II/A-D, valorados con 3 (muy adecuado), y el BL I, valorado con 2 (adecuado), que se utilizará cuando existan condicionantes de tipo estético, los demás están prohibidos para esta utilización.

- **Valoración de las circunstancias de hormigonado (cuadro 2):** Los cementos: CEM I, CEM II/A-D y BL I obtienen la valoración 3 (muy adecuados).

- **Valoración de la clase de exposición (cuadro 3):** Los tres cementos seleccionados (CEM I, CEM II/A-D y BL I), son recomendables para esta clase de exposición.

- **Comentarios y conclusiones:** Tanto el cemento CEM I, como el CEM II/A-D son adecuados para esta utilización. Asimismo se podría utilizar el BL I, en el supuesto de que existan condicionantes de tipo estético.

**EJEMPLO 4:**

**Aplicación:** Solera industrial.
**Circunstancias de hormigonado:** Invierno.
**Clase de exposición:** Agresividad media por sulfatos del terreno, y además, previsible agresividad por aguas ácidas por el uso industrial.

En este caso, inicialmente se interpretarán todas las condiciones para relacionarlas con las mencionadas en los cuadros; así:

- La aplicación de solera industrial se asemejará inicialmente a una cimentación de hormigón en masa, o a un solado de pavimento. Los cementos para estas aplicaciones son prácticamente los mismos salvo los blancos, si bien es más parecido a una cimentación en masa, ya que incluso se cita la agresividad del terreno.

- La circunstancia de hormigonado en invierno será hormigonado en tiempo frío.

- La clase de exposición de terreno con sulfatos y en contacto con aguas ácidas por el uso industrial será clase Q con ataque por sulfatos y lixiviación del hormigón por aguas ácidas.

- **Valoración del tipo de Cemento (cuadro 1):** Todos los cementos, excepto los blancos BL I, BL II y BL V, obtienen una valoración 3 (muy adecuado) ó 2 (adecuado).

- **Valoración de las características adicionales (cuadro 1):** La característica adicional SR ó MR, cementos resistentes a sulfatos y agua de mar, mejora globalmente la valoración previamente asignada. En cuanto a la característica BC, al tratarse de una solera y, por tanto, no ser un volumen de hormigón grande, no es de aplicación.

- **Valoración de las circunstancias de hormigonado (cuadro 2):** los cementos CEM I, CEM II/A-S, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/A-V, CEM II/A-L, CEM II/A-M y CEM IV/A obtienen la valoración 3 (muy adecuados) ó 2 (adecuados).

- **Valoración de la característica adicional BC (cuadro 2):** en esta clase de exposición, la característica BC empeora la valoración previa.

- **Valoración de la clase de exposición (cuadro 3):**

- Respecto a la agresividad de los sulfatos, de los cementos seleccionados son recomendables: CEM II/A-S, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/A-V y CEM IV/A. Se recomienda aún en los casos no preceptivos del Artículo 37º la utilización de característica adicional SR ó MR.

- Respecto a la agresividad de las aguas ácidas: Todos los cementos seleccionados previamente son recomendables: CEM II/A-S, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/A-V y CEM IV/A.

- **Comentarios y conclusiones:** cualquiera de los cementos de la relación anterior con la característica adicional de resistentes a sulfatos SR, resultan adecuados para esta utilización: CEM II/A-S, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/A-V y CEM IV/A con la característica adicional SR. Por lo que respecta a que los cementos tengan la característica adicional BC, resulta desaconsejable, ya que el hormigonado será en tiempo frío.

# ANEJO 4

# Prescripciones para la utilización del cemento de aluminato de calcio

## 1 Características del cemento de aluminato de calcio

Mientras los cementos portland deben sus propiedades hidráulicas fundamentalmente a los silicatos de calcio y al aluminato tricálcico, el cemento de aluminato de calcio las debe al aluminato monocálcico. El contenido de $Al_2O_3$ de este último cemento, según UNE 80310:96, debe estar comprendido entre el 36 y el 55 %, si bien los valores habituales del mismo están entre el 40 y el 42 %.

El cemento de aluminato de calcio presenta una serie de características especiales. Así, mientras tiene un tiempo de fraguado prácticamente análogo al del cemento portland, su endurecimiento es mucho más rápido, por lo cual, sus morteros y hormigones presentan al cabo de pocas horas una resistencia del mismo orden que la obtenida a 28 días con cemento portland.

Con el tiempo sus resistencias disminuyen al tener lugar el proceso de conversión, ya que la hidratación del cemento de aluminato de calcio a temperatura ambiente (<25ºC) produce aluminatos de calcio hidratados hexagonales que son metaestables y por ello sufren inevitablemente una transformación (conversión) hacia la forma cúbica de aluminato de calcio hidratado, único compuesto termodinámicamente estable.

Esta conversión ocasiona al hormigón de cemento de aluminato de calcio un aumento de porosidad y por tanto una disminución de resistencia. La conversión puede transcurrir en pocos minutos o necesitar años, ya que la velocidad de transformación depende de diversos factores, y principalmente de la temperatura.

Esta disminución de resistencias puede ser de distinta cuantía. Si se siguen las recomendaciones de su correcto empleo y se utiliza una dosificación de cemento elevada y una relación agua/cemento baja, sus hormigones retienen una resistencia suficientemente elevada. Al contrario, las resistencias pueden descender hasta valores excesivamente bajos en el caso de no seguir las recomendaciones antes citadas.

La resistencia final alcanzada después de la conversión puede evaluarse mediante el ensayo descrito en UNE 80310:96.

El cemento de aluminato de calcio resiste notablemente mejor que los cementos portland la acción de aguas puras, agua de mar, aguas sulfatadas y terrenos yesíferos, así como la acción de sales de magnesio y ácidos diluidos. Sin embargo sus hormigones son menos resistentes a la acción de los hidróxidos alcalinos.

Para la correcta utilización del cemento de aluminato de calcio en sus distintas aplicaciones se tendrán en cuenta las normas generales válidas para la confección de morteros y hormigones de cemento portland. Asimismo se deberán seguir las instrucciones específicas que se señalan a continuación.

## 2 Materiales

El cemento de aluminato de calcio deberá cumplir las prescripciones exigidas en la Instrucción para la Recepción de Cementos RC-97, para poder ser utilizado en aquellos casos en los que su empleo está contemplado en el apartado 8 de Aplicaciones de este Anejo.

Los áridos cumplirán con las especificaciones generales que estipula esta Instrucción. No se deberán utilizar áridos que contengan álcalis liberables y particularmente se debe evitar el empleo de los graníticos, esquistosos, micáceos y feldespáticos.

Se utilizarán áridos finos con un equivalente de arena superior al 85% (según UNE 83131:90) o, en caso contrario, que contengan menos del 5%, en peso, de partículas inferiores a 0,125 mm.

El comportamiento de los aditivos con el cemento de aluminato de calcio es notoriamente diferente del que presentan con el cemento portland. Son, pues, obligados los ensayos previos para establecer la compatibilidad y dosificación apropiada de cada tipo de aditivo.

## 3 Proyecto

Como resistencia de proyecto de los hormigones de cemento de aluminato de calcio, se tomará la resistencia mínima residual alcanzable después de que el cemento haya llegado a su conversión total, teniendo en cuenta las consideraciones expuestas en el punto 1. Su valor se determinará según el procedimiento experimental descrito en el apartado A.7 del Anexo Informativo A de UNE 80310:96. En cualquier caso, la resistencia de proyecto no superará nunca los 40 $N/mm^2$.

Debido al pH más bajo y la menor reserva alcalina, las armaduras embebidas en los hormigones fabricados con cemento de aluminato de calcio pueden estar más expuestas a la corrosión. Por ello, y por razones de durabilidad en general, los recubrimientos mínimos que se deben utilizar son:

- En la clase de exposición no agresiva (I): 20 mm.
- En la clase de exposición normal (II): 30 ó 40 mm en función del diámetro de la armadura y las tensiones del elemento.
- En la clase de exposición marina (III), cloruros no marinos (IV) y química agresiva (Q): 40 mm.

El recubrimiento mínimo se incrementará en el margen de recubrimiento Δr prescrito en 37.2.4 de esta Instrucción, para obtener el recubrimiento nominal definido en dicho apartado.

## 4 Dosificación

Se respetará estrictamente el cumplimiento de las siguientes prescripciones:

- El contenido mínimo de cemento será de 400 kg/m$^3$.
- No se utilizarán relaciones agua/cemento superiores a 0,4. Para el cálculo del agua de amasado se tendrá en cuenta el agua aportada por los áridos.

## 5 Equipos y útiles de trabajo

Se evitará cualquier posible contacto o contaminación accidental del cemento de aluminato de calcio con otros cementos a base de clinker portland, o con cales o con yesos.

## 6 Puesta en obra del hormigón

Se utilizará el vibrado para la puesta en obra del hormigón.

En el hormigonado en tiempo caluroso, los áridos y el agua no deben estar expuestos directamente al sol.

En el hormigonado en tiempo frío se tendrán en cuenta las siguientes precauciones:

- No se utilizarán áridos congelados.
- Se asegurará que la temperatura del hormigón recién elaborado sea la suficiente para que éste pueda permanecer por encima de los 0ºC hasta que se haya iniciado el fraguado y, con él, las reacciones exotérmicas de hidratación del cemento.

## 7 Curado

En el caso de pavimentos o losas se deberá aplicar inmediatamente un curado inicial del hormigón con productos de curado o protegerlo con arpilleras húmedas. En otros casos de estructuras o elementos de menor superficie, el curado se iniciará, una vez finalizado el fraguado, mediante aspersión o riego en forma continuada, prolongándolo, como mínimo, durante las primeras veinticuatro horas desde la puesta en obra del hormigón.

Es conveniente, al igual que para el cemento portland, evitar la desecación prematura de los elementos de hormigón ya elaborados, especialmente en ambientes calurosos y secos. Una buena recomendación práctica es conservarlos a cubierto, siendo aconsejable regarlos periódicamente durante los primeros días.

Salvo estudio especial, no se debe utilizar el curado térmico.

## 8 Aplicaciones

De acuerdo con 26.1, el empleo de cemento de aluminato de calcio en hormigones deberá ser objeto, en cada caso, de estudio especial, exponiendo las razones que aconsejan su uso y observándose estrictamente las especificaciones contenidas en el presente Anejo.

El cemento de aluminato de calcio resulta muy adecuado para:

- Hormigón refractario.
- Reparaciones rápidas de urgencia.
- Basamentos y bancadas con carácter temporal.

Cuando su uso sea justificable, se puede utilizar en:

- Obras y elementos prefabricados, de hormigón en masa o armado no estructural.
- Determinados casos de cimentaciones de hormigón en masa.
- Hormigón proyectado

El cemento de aluminato de calcio no resulta indicado para:

- Hormigón armado estructural.
- Hormigón en masa o armado de grandes volúmenes.
- Bases tratadas con cemento para carreteras.
- Estabilización de suelos.

El cemento de aluminato de calcio está prohibido para:

- Hormigón pretensado en todos los casos, según el Artículo 26º de esta Instrucción

Por lo que respecta a las clases de exposición, los hormigones fabricados de acuerdo con las especificaciones del presente Anejo, se comportan adecuadamente en:

- Ambiente no agresivo I
- Ambiente marino III
- Ambiente químicamente agresivo débil $Q_a$
- Ambiente químicamente agresivo medio $Q_b$

# ANEJO 5

# Métodos de ensayo para determinar la agresividad de aguas y suelos al hormigón

## 1 Alcance

En el presente Anejo se describen los procedimientos que se deben seguir para la toma de muestras y el análisis químico de agua y suelo con el fin de valorar su agresividad al hormigón.

## 2 Toma de muestras

### 2.1 Introducción general

Las muestras de agua y suelo tomadas deben ser representativas, debiendo tener en cuenta las condiciones hidrológicas y geológicas locales y los cambios que suceden a lo largo del tiempo, por ejemplo variaciones estacionales apreciables del nivel freático.

### 2.2 Toma de muestras de agua

Las muestras se tomarán en botellas perfectamente limpias y aclaradas varias veces con el agua a analizar, llenándose lo máximo posible.

El tamaño de la muestra será como mínimo de 2 litros.

Las botellas se llenarán completamente y se sellarán. Se marcarán con el número de muestra, punto de recogida, día y hora del muestreo. A continuación se agitarán vigorosamente.

En general, la muestra debe conservarse y transportarse en una nevera a una temperatura próxima a los 4ºC, debiendo estar en el laboratorio en un tiempo de 24 horas, para proceder a su análisis en el menor tiempo posible. En cualquier caso, se tendrá en cuenta lo señalado en el punto 2.3 (conservación de muestras de agua para su análisis).

### 2.3 Conservación de muestras de agua para su análisis

Para efectuar el análisis y conseguir que los resultados sean representativos, es indispensable que no se hayan alterado las muestras, para lo cual es importante que transcurra el menor tiempo posible desde la toma de muestras hasta su análisis. En el caso de no ser posible, en la tabla A.5.1 se citan las diversas técnicas de conservación de las muestras hasta el momento de su análisis.

**Tabla A.5.1**

| DETERMINACIÓN | CONSERVACIÓN | TIEMPO MÁXIMO RECOMENDADO |
|---|---|---|
| DIÓXIDO DE CARBONO ($CO_2$) | ANALIZAR LO ANTES POSIBLE | 24 HORAS |
| MAGNESIO | FILTRAR Y AÑADIR $HNO_3$ HASTA pH<2 | 6 MESES |
| NITRÓGENO: AMONÍACO | ANALIZAR LO ANTES POSIBLE O AÑADIR $H_2SO_4$ HASTA pH < 2 Y REFRIGERAR | 7 DÍAS |
| pH | ANALIZAR LO ANTES POSIBLE Y REFRIGERAR | 24 HORAS |
| SOLIDOS DISUELTOS | REFRIGERAR | 7 DÍAS |
| SULFATO | REFRIGERAR | 28 DÍAS |

**Refrigerar:** Conservar a 4ºC, en la oscuridad.

### 2.4 Toma de muestras de suelo

Las muestras de suelo a partir de calicatas de ensayo serán tomadas inmediatamente después de que el estrato de suelo quede a la intemperie, y las muestras de perforación inmediatamente después de que el material es extraído.

El número de muestras que se tomará dependerá de la condición de la estratificación del suelo en el terreno circundante. Cuando el estrato está intacto, será suficiente recoger una muestra de 1 a 1,5 kg de cada estrato para su ensayo y valoración. Sin embargo, cuando el estrato ha sido alterado, deberá decidirse la técnica, ámbito y frecuencia de muestreo.

En el caso de un suelo en contacto permanente con agua, no será necesaria la toma de muestra del suelo, ya que no se requiere su análisis.

En el caso del estrato de suelo que no está en contacto permanente con el agua, sino de forma intermitente, se tomarán y analizarán muestras de suelo y de agua.

## 3 Métodos de análisis de aguas

### 3.1 Valor del pH

#### 3.1.1 Material y aparatos

**pH-metro:** El pH-metro a utilizar deberá ser reproducible hasta 0,1 unidades de pH con una escala de 0 a 14, y dotado de un ajuste compensador de la temperatura.

**Agitador:** Utilizar un agitador magnético con la barrita recubierta de teflón o equivalente.

Material de uso corriente en laboratorio.

#### 3.1.2 Reactivos

a) **Disolución patrón de ftalato ácido de potasio ($C_6H_4C_2O_4HK$) 0,05 M.** Secar la sal durante dos horas a 110ºC. Disolver 10,21 g de la sal en agua destilada y diluir a 1.000 ml. Como conservador, añadir a la disolución patrón 1 ml de cloroformo o un cristal de timol. Esta disolución tiene un pH de 4,00 en el intervalo de temperatura de 15 a 30ºC.

b) **Disolución patrón de fosfato monopotásico ($KH_2PO_4$) 0,025 M y fosfato disódico ($Na_2HPO_4$) 0,025 M.** Secar las dos sales durante dos horas a 110ºC. Disolver 3,44 g de fosfato monopotásico y 3,55 g de fosfato disódico en agua destilada y diluir a 1.000 ml. Como conservador, añadir 1 ml de cloroformo o un cristal de timol. Esta solución tiene un pH de 6,90 a 15ºC; de 6,88 a 20ºC; de 6,86 a 25ºC y de 6,85 a 30ºC.

c) **Disolución patrón de bórax (borato de sodio decahidratado ($Na_2B_4O_7$ $10H_2O$) 0,01 M.** Disolver 3,81 g de la sal en agua hasta 1.000 ml. El pH de esta disolución es de 9,22 a 20ºC.

#### 3.1.3 Procedimiento operatorio

##### 3.1.3.1 Calibrado del pH-metro

En un vaso de precipitados, colocar un volumen adecuado de la disolución patrón de fosfatos (apartado b). Introducir en ella los electrodos y agitar durante un minuto, procediendo a la lectura pasados otros dos minutos. El valor del pH obtenido deberá ser el indicado en el reactivo del apartado b) entre 15 y 30º C, corrigiéndose en caso necesario, de acuerdo con las instrucciones particulares del aparato utilizado.

A continuación, sumergir los electrodos en la disolución patrón, apartado a), después de enjuagarlos convenientemente con agua destilada. Si el valor del pH obtenido no corresponde al teórico de la solución, corregirlo como en el caso anterior.

##### 3.1.3.2 Realización de la medida

Calibrado el aparato según 3.1.3.1, medir el pH de las muestras operando igual que para las disoluciones patrón. Las muestras deberán estar a una temperatura lo más próxima posible a aquélla en que se calibró el pH-metro.

Si alguna muestra alcanza un pH superior a 8,30, deberá repetirse la determinación, previo calibrado del pH-metro con la disolución patrón de borax, apartado c).

#### 3.1.4 Expresión de los resultados

En unidades de pH con precisión de 0,1 a la temperatura en que se efectuó la medida.

### 3.2 Residuo seco a 110°C

#### 3.2.1 Material y aparatos

De uso corriente en laboratorio.

#### 3.2.2 Procedimiento operatorio

Tarar la cápsula previamente desecada a 110º C. Evaporar en baño de agua hasta sequedad 100 ml de muestra exactamente medida, empleando un matraz aforado. En el caso de que se obtenga un residuo cuyo peso sea inferior a 50 mg utilizar el volumen adecuado para que dicho residuo sea como mínimo de 50 mg. A continuación, desecar el residuo en la estufa a 110º C durante veinticuatro horas. Dejar enfriar en el desecador y pesar.

### 3.2.3 Cálculos y expresión de los resultados

$$Residuo\ seco = \frac{P_1 - P_2}{V} 1000$$

donde:

$P_1$ Peso, en mg, de la cápsula conteniendo el residuo.
$P_2$ Peso, en mg, de la cápsula vacía.
$V$ Volumen, en ml, del agua evaporada.

### 3.3 Contenido en sulfatos

### 3.3.1 Material y aparatos

De uso corriente en laboratorio.

### 3.3.2 Reactivos

a) Disolución de cloruro de bario al 10%: disolver 100 g de $BaCl_2 \cdot 2H_2O$ en un litro de agua destilada.

b) Disolución de ácido clorhídrico al 10 %: diluir 10 ml de HCl concentrado a 1000 ml con agua destilada.

c) Disolución de nitrato de plata, aproximadamente 0,1 N: disolver aproximadamente 16,9 g de $AgNO_3$ en un litro de agua destilada.

### 3.3.3 Procedimiento operatorio

Tomar, en vaso de 500 ml, de 100 a 250 ml de agua, según el contenido previsible de sulfatos, completándolo a 250 ml si es necesario. Añadir 10 ml de ácido clorhídrico, apartado b). Filtrar por papel de poro medio capaz de retener partículas de 5 a 10 $\mu$m. Llevar el líquido a ebullición y agregar, poco a poco y agitando, 10 ml de disolución caliente de cloruro de bario, apartado a), hasta precipitación completa aparente, añadir entonces 2 ml de $BaCl_2$ en exceso. Mantener en ebullición durante unos cinco minutos. A continuación, pasar al baño de vapor y mantener en digestión durante unas tres horas (preferentemente durante toda la noche). Dejar enfriar y mezclar una pequeña cantidad de pulpa de papel de filtro sin cenizas con el precipitado de $BaSO_4$, filtrar por papel de poro fino y sin cenizas, capaz de retener precipitados finos de menos de 5 $\mu$m, recogiendo el precipitado. Lavar con agua destilada caliente hasta que las aguas de lavado no acusen reacción de cloruros con la disolución de nitrato de plata, apartado c). Colocar el papel de filtro con el precipitado en un crisol de porcelana o platino, previamente tarado, incinerar procurando que no se inflame el papel y calcinar posteriormente a 800º C durante una hora. Dejar enfriar en un desecador y pesar.

### 3.3.4 Cálculo y expresión de los resultados

$$Sulfatos = \frac{0{,}416\,P}{V} 1000\ ,\ en\ mg\ /l$$

donde:

$P$ Peso, en mg, del precipitado de sulfato de bario.
$V$ Volumen, en ml, de la muestra.

### 3.4 Contenido de magnesio

Se puede realizar, o bien mediante el empleo de un método complexométrico (método A), o bien mediante un método espectrofotométrico de absorción atómica (método B).

### 3.4.1 Método (A): valoración complexométrica

La determinación de magnesio por volumetría complexométrica se realiza con ácido etiléndiaminotetraacético (AEDT). Si existe calcio en la muestra, este ion reacciona con el AEDT de manera idéntica al magnesio; por consiguiente, para el cálculo de la concentración de magnesio debe deducirse del volumen de reactivo total consumido, el correspondiente al calcio.

#### 3.4.1.1 Material y aparatos

El de uso corriente en técnicas volumétricas.

#### 3.4.1.2 Reactivos

a) Disolución de AEDT 0,01 M: disolver 3,723 g de la sal disódica dihidratada del ácido etilendiaminotetraacético y diluir a un litro con agua destilada.

b) Disolución reguladora de pH 10: disolver 67,5 g de cloruro de amonio en 570 ml de amoníaco concentrado; añadir 5 gramos de sal magnésica de ácido etilendiaminotetraacético y enrasar a un litro.

c) Indicador negro de ericcromo T. Disolver 0,2 g del indicador en 15 ml de trietanolamina y 5 ml de alcohol etílico absoluto. Esta solución es estable unos seis meses.

d) Indicador sólido: obtenido de una mezcla pulverizada de 400 mg de ácido calconcarboxílico y 100 mg de cloruro de sodio.

e) Disolución de hidróxido de sodio 1 N: disolver 40,0 g de NaOH en 1000 ml de agua destilada.

### 3.4.1.3 Procedimiento operatorio

Primeramente hay que valorar el calcio presente, en su caso. Para ello, añadir a 50 ml de la muestra un volumen suficiente de disolución de hidróxido de sodio, apartado e) para obtener un pH de 12 a 13, y una pequeña cantidad de indicador sólido, apartado d), y valorar con la disolución de AEDT, apartado a), hasta viraje de rosa a azul turquesa. El volumen consumido V corresponde a la valoración del calcio. A continuación añadir 2 ml de disolución reguladora, apartado b), y dos o tres gotas de indicador, apartado c), y valorar con AEDT 0,01M, apartado a), hasta que el color rojo vira a color azul.

### 3.4.1.4 Cálculos y expresión de los resultados

El contenido de magnesio expresado en mg por litro vendrá dado por la siguiente fórmula:

$$Magnesio = 4{,}864\,(V' - V)\ ,\ en\ mg\ /l$$

donde:

*V* Volumen, en ml, de AEDT 0,01 M consumidos en la valoración del calcio, según el punto 3.4.1.3.

*V'* Volumen, en ml, de AEDT 0,01 M consumidos en la valoración del calcio y magnesio, según el punto 3.4.1.3.

## 3.4.2 Método (B): Valoración mediante espectrofotometría de absorción atómica

Esta técnica es aplicable a la determinación de magnesio mediante el método directo de llama de aire-acetileno.

### 3.4.2.1 Instrumental

Espectrofotómetro de absorción atómica y equipo asociado con el quemador recomendado por el fabricante.

### 3.4.2.2 Reactivos

a) Aire. Purificado y secado a través de un filtro apropiado que elimina aceite, agua y otras sustancias extrañas. La fuente puede ser un compresor o gas embotellado o comercial.

b) Acetileno, calidad comercial estándar. Se evitará que la acetona, que puede estar presente en los cilindros de acetileno, entre y estropee el cuerpo del mechero.

c) Agua libre de metales. Utilizar agua libre de metales para preparar todos los reactivos así como de agua de dilución. Destilar el agua del grifo utilizando uno de los siguientes procedimientos, según la concentración de metal en la muestra: destilación simple, bidestilación o sub-ebullición. Comprobar que el agua desionizada o destilada está exenta de magnesio.

d) Acido nítrico, $HNO_3$, al 2 %, 1:1 y concentrado.

e) Disoluciones patrón de magnesio. Disolver 0,1658 g de MgO en una cantidad mínima de $HNO_3$ 1:1. Añadir 10 ml de $HNO_3$ conc. y diluir con agua hasta 1.000 ml. 100,00 ml de esta disolución equivalen a 100 $\mu$g de Mg. A continuación preparar una serie de disoluciones patrón de magnesio en un intervalo óptimo de concentraciones por dilución apropiada. Secar cuidadosamente los reactivos antes de emplearlos. Es necesario utilizar reactivos de la máxima pureza. Si se trata de hidratos, utilícense reactivos recientes.

### 3.4.2.3 Procedimiento operatorio

a) Preparación de la muestra. La muestra se preparará para medir únicamente el Mg disuelto. En todas las muestras hay que cerciorarse de que las concentraciones de ácido y modificadores de la matriz son iguales en muestras y patrones.

a.1 Tratamiento preliminar de muestras

Las muestras que contienen partículas o materia orgánica, requieren, en general, un tratamiento previo antes del análisis.

Las muestras incoloras, transparentes (principalmente agua potable), pueden analizarse directamente por espectroscopía de absorción atómica sin digestión. Para una comprobación posterior o si se encuentran cambios en las matrices existentes, hay que confrontar muestras digeridas y no digeridas para asegurarse de que los resultados son comparables.

a.2 Filtración preliminar

Para determinar el magnesio disuelto, filtrar la muestra con un dispositivo filtrante de plástico preacondicionado mediante vacío o presión y que lleve un soporte de filtro de plástico o TFE haciéndola pasar por un filtro de membrana (policarbonato o acetato de celulosa) de 0,40 a 0,45 $\mu$m de diámetro de poro, prelavado y sin rejilla. Antes de usarlo, filtrar un blanco de agua de calidad para reactivos, para asegurar la ausencia de contaminación.

b) Estandarización. Seleccionar al menos tres concentraciones de la disolución patrón de Mg (preparada como en el apartado e) de 3.4.2.2) para establecer límites para la concentración esperada del metal de una muestra. Hacer aspirar un blanco y poner a cero el instrumento. Hacer aspirar entonces cada patrón sucesivamente en la llama y registrar la absorbancia.

Preparar una curva de calibración trasladando a un papel de gráfica lineal la absorbancia de los patrones en función de sus concentraciones. Este paso no es necesario en instrumentos equipados con lectura directa de las concentraciones.

c) Análisis de muestras. Enjuagar el nebulizador aspirando agua con 1,5 ml de $HNO_3$ conc. por litro. Atomizar un blanco y ajustar a cero el instrumento. Atomizar la muestra y determinar su absorbancia.

#### 3.4.2.4 Cálculos y expresión de los resultados

Calcular la concentración del ion $Mg^{2+}$ en miligramos por litro, utilizando la curva de calibración apropiada preparada según el apartado c de 3.4.2.3. Alternativamente, leer en directo la concentración en el instrumento si éste va equipado de lectura de salida. Si se ha diluido la muestra, multiplicar por el factor apropiado de dilución.

### 3.5 Dióxido de carbono libre ($CO_2$)

#### 3.5.1 Material y aparatos

Material de uso corriente en laboratorio.

#### 3.5.2 Reactivos

a) Disolución valorada de hidróxido de sodio 0,02 N. Diluir 20 ml de NaOH 1N en 1000 ml de agua destilada, que previamente se ha hervido un tiempo no inferior a quince minutos para expulsar el dióxido de carbono y enfriarlo a la temperatura ambiente. Preparar diariamente y proteger del dióxido de carbono atmosférico en un frasco *pyrex* hermético. Titular con la disolución valorada de bicarbonato de sodio, apartado c).

b) Disolución indicadora de fenolftaleína. Disolver 0,5 g de fenolftaleína en 50 ml de alcohol etílico de 96º y agregar 50 ml de agua destilada que previamente se ha hervido por un período no menor de quince minutos, para expulsar el dióxido de carbono y enfriarlo a la temperatura ambiente. Agregar, a continuación, la disolución valorada de hidróxido de sodio, apartado a), gota a gota hasta que aparezca una muy ligera coloración rosa.

c) Disolución valorada de bicarbonato de sodio 0,01 N. Pesar exactamente 0,84 g de $NaHCO_3$ anhidro y diluir en 1000 ml de agua destilada que previamente se ha hervido no menos de quince minutos, para expulsar el dióxido de carbono y enfriarlo a la temperatura ambiente. Precipitar inmediatamente antes de usarlo.

#### 3.5.3 Procedimiento operatorio

Llenar una probeta de 100 ml pipeteando la muestra mediante tubo de goma, hasta que derrame. Verter el exceso de agua mediante sacudidas.

Añadir cinco o diez gotas de la disolución indicadora de fenolftaleína, apartado b). El viraje de la muestra a color rosado, indica la ausencia de dióxido de carbono libre; si la muestra se mantiene incolora, indica la presencia de dióxido de carbono libre. En este caso, titular rápidamente con la disolución valorada de hidróxido de sodio, apartado a), agitando suavemente con una varilla de vidrio hasta que el color rosa característico observado a través de todo el espesor de la muestra persista por lo menos treinta segundos.

#### 3.5.4 Cálculos y expresión de los resultados

Calcular el dióxido de carbono libre, expresado en miligramos por litro, mediante la fórmula:

$$CO_2\,libre = \frac{880\,V_1\,f}{V_2},\ en\ mg\ /l$$

donde:

$V_1$ Volumen de hidróxido de sodio gastado, en ml, apartado a).
$f$ Factor de corrección del hidróxido de sodio, apartado a) hallado mediante su titulación con la disolución de bicarbonato de sodio, apartado c).
$V_2$ Volumen de la muestra, en ml.

### 3.6 Contenido de amonio ($NH_4^+$)

#### 3.6.1 Material y aparatos

De uso corriente en laboratorio.

- Espectrofotómetro de UV-Visible, con filtro de 660 nm.

#### 3.6.2 Reactivos

a) Disolución reserva de amonio ( de aproximadamente 1 g de $NH_4^+$/l). Pesar, en balanza analítica, 2,97 g de cloruro de amonio deshidratado y desecado en estufa, disolver en 500 ml de agua destilada, enrasar a 1000 ml en matraz aforado y guardar en nevera en frasco topacio.

b) Disolución patrón de amonio (de aproximadamente 10 mg de $NH_4^+$/l). Diluir 2,5 ml de la disolución reserva, apartado a), tomados con pipeta a 250 ml en matraz aforado y guardar en nevera en frasco topacio.

c) Disolución de ajuste (de aproximadamente 0,4 mg de $NH_4^+$/l). A partir de la disolución patrón de amonio, apartado b), diluir 2 ml, tomados con pipeta, en 50 ml de agua destilada, mediante un matraz aforado. Hay que tener la precaución de preparar esta disolución cada vez que se realicen análisis.

d) Disoluciones de calibración (0-1,0 mg $NH_4^+$/l). Por procedimiento análogo al del apartado c): preparar, usando pipetas y matraces, 50 ml de cada uno de los patrones de calibrado, con arreglo a la siguiente tabla A.5.2.

**Tabla A.5.2**

| ml de disolución de ajuste (c) | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Volumen del matraz | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 |
| Concentración (mg/l) | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1 |

e) Disolución Tampón. Pesar 25 g de tartrato sódico potásico, 7 g de fosfato disódico anhidro y 12 g de hidróxido sódico. A continuación disolver y llevar a 500 ml con agua destilada y guardar en frasco topacio.

f) Disolución de salicilato-nitroprusiato. Pesar 100 g de salicilato de sodio, disolver en 100 ml de agua destilada. Añadir 0,3 g de nitroprusiato sódico, disolver, llevar a 250 ml con agua destilada y guardar en frasco topacio y nevera.

g) Disolución de hipoclorito sódico. Tomar 20 ml de lejía comercial de 25 g de $Cl_2$/l, sin aditivos, llevar a 100 ml con agua destilada, y guardar en frasco topacio. Es necesario valorar la lejía cuando se empiece una botella nueva.

### 3.6.3 Procedimiento operatorio

Antes de comenzar el análisis, si la muestra ha sido acidulada se neutralizará con hidróxido sódico.

#### 3.6.3.1 Desarrollo del color

En tubos Nessler de 50 ml, disponer 50 ml de las muestras, blanco y disoluciones patrón que vayan a usarse para la medida o calibración, y numerar. Añadir a cada tubo los siguientes reactivos:

- 2 ml de disolución tampón, apartado e). Agitar.
- 2,5 ml de disolución de salicilato-nitroprusiato, apartado f). Agitar.
- 1,25 ml de disolución de hipoclorito, apartado g). Agitar.

Entre cada adición mantener los tubos tapados. Mantener en estufa a 50ºC durante 20 minutos.

#### 3.6.3.2 Condiciones instrumentales

Para la lectura de absorbancia de las muestras, se ajustarán las condiciones de lectura del instrumento a las siguientes:

- Longitud de la cubeta: mínimo 1 cm, máximo 4 cm.
- Longitud de onda analítica($\lambda$): 660 nm.

Si se dispone de espectrofotómetro de doble haz: Colocar en el haz de referencia una cubeta de la misma longitud que la empleada para las medidas y rellenar con una alícuota del blanco con el color desarrollado.

#### 3.6.3.3 Preparación de la curva de calibrado.

Usar la tabla de patrones A.5.2, siguiendo los pasos del apartado 3.6.3.1 para el desarrollo del color en los mismos y las condiciones instrumentales descritas en el apartado 3.6.3.2.

#### 3.6.3.4 Realización del análisis.

- Para la realización del análisis, además de la muestra a analizar, hay que disponer un tubo o matraz con el blanco de agua destilada y otro con la disolución de ajuste, de 0,4 mg $NH_4^+$/l apartado c).

- Realizar el desarrollo del color según el punto 3.6.3.1 y ajustar las condiciones instrumentales según el punto 3.6.3.2.

- Para el ajuste del cero: colocar en el haz de lectura la cubeta conteniendo una alícuota del blanco preparado con agua destilada y el color desarrollado.

- Para el ajuste de patrón: colocar en el haz de lectura la cubeta conteniendo una alícuota de disolución de ajuste del apartado c, del punto 3.6.2, con el color desarrollado. En instrumentos con programa incorporado de ajuste, introducir los datos de concentración calculada para la disolución de ajuste de 0,4 mg $NH_4^+$/l descrito en el apartado c) del punto 3.6.2, y ejecutar dicho procedimiento. En el resto de instrumentos, medir la absorbancia del patrón de ajuste y anotarla.

- Para la medida de la muestra: colocar en el haz de lectura la cubeta conteniendo una alícuota de la muestra a analizar con el color desarrollado. En instrumentos de haz simple sin detector de diodos en fila, se ajustará el cero y el patrón cada diez muestras leídas. En el resto no es necesaria la corrección por realizarla el propio instrumento. En instrumentos con programa incorporado de ajuste, leer directamente la concentración suministrada por el instrumento

y anotarla. Para instrumentos sin programa de ajuste incorporado, medir la absorbancia de la muestra y anotarla.

### 3.6.4 Cálculo y expresión de los resultados

En instrumentos con programa incorporado de ajuste, la concentración de amonio de la muestra es suministrada por el instrumento. En el resto de instrumentos, calcular la concentración de la muestra según la fórmula:

$$Amonio = \frac{A_M}{A_p} C_p, \text{ en mg /l}$$

donde:

$A_M$ Absorbancia de la muestra.
$A_p$ Absorbancia del patrón de ajuste.
$C_p$ Concentración del patrón.

## 4 Métodos de análisis de suelos

### 4.1 Preparación de la muestra

La muestra de un suelo, cuando llega al laboratorio, debe ser acondicionada como fase previa para la realización de los distintos ensayos.

Las muestras se secarán en atmósfera normalizada a masa constante. El secado preliminar a (105 ± 5)ºC sólo se permitirá para muestras de suelo con un alto contenido de humedad y capacidad de retención de agua.

#### 4.1.1 Procedimiento operatorio

- Colocar la muestra en una bandeja y disgregar a mano, si es posible, los terrones existentes.
- Mantener las bandejas al aire hasta que se equilibre su humedad con la del laboratorio. Durante la desecación disgregar a mano los terrones existentes.
- Pesar la muestra con la aproximación del gramo.
- Disgregar mecánicamente los terrones mediante un martillo de goma o madera.
- Tamizar la totalidad de la muestra por el tamiz de 2 mm de luz.
- Recoger la porción que haya pasado por el tamiz en un recipiente. Esta fracción se denomina tierra fina seca al aire.
- Lavar la parte que no pase por el tamiz hasta que los elementos gruesos queden limpios, secar en estufa y pesar.

Homogeneizar la muestra y reducir su tamaño hasta que pase por el tamiz de ensayo de 0,125 mm. Dividirla por la mitad utilizando un separador de muestra, conservando una de las mitades como referencia y destinando la otra para los ensayos.

### 4.2 Contenido de sulfatos

#### 4.2.1 Material y aparatos

De uso corriente en laboratorio.

#### 4.2.2 Reactivos

a) Ácido clorhídrico 0,05 N. Diluir 4 ml de HCl conc en 1000 ml de agua destilada.

b) Disolución de cloruro bárico al 5 %. Disolver 5 g de $BaCl_2 \cdot 2H_2O$ en 100 ml de agua destilada.

c) Disolución de nitrato de plata, aproximadamente 0,1 N. Disolver 16,9 g de $AgNO_3$ en 100 ml de agua destilada.

#### 4.2.3 Procedimiento operatorio

Pesar exactamente 50 g de suelo preparado según lo descrito en el apartado 4. Añadir 200 ml de agua destilada y tratar a continuación con 10 ml de HCl 0,05 N, apartado a).

Llevar a ebullición y mantener durante 15 minutos. A continuación dejar sedimentar durante 1 hora, en el baño de agua y filtrar, empleando papel de porosidad media. Lavar el filtrado a continuación con agua destilada caliente hasta ausencia de cloruros.

Hervir el filtrado y añadir disolución caliente de $BaCl_2.2H_2O$ al 5 %, apartado b) hasta la precipitación total.

Mantener la disolución caliente durante 1 hora, cubriendo el recipiente con un vidrio. Atacar el líquido con unas gotas de $BaCl_2$ para comprobar la precipitación total, dejando en digestión en un baño de agua durante 12 horas. Filtrar por papel de poro fino y sin cenizas, (capaz de retener precipitados finos de menos de 5 $\mu$m) y comprobar en el filtrado la ausencia de sulfatos con la disolución de $BaCl_2$, apartado b). Lavar el precipitado con agua caliente hasta ausencia de cloruros.

Colocar el papel de filtro con el precipitado en un crisol de porcelana o platino, previamente tarado, incinerar procurando que no se inflame el papel y calcinar posteriormente a 800ºC durante 1 hora. Dejar enfriar en un desecador y pesar.

#### 4.2.4. Cálculo y expresión de los resultados

$$Sulfatos = \frac{0{,}416\,P}{M}, \text{ en mg/kg de suelo seco}$$

donde:

*P* Peso, en miligramos, del sulfato de bario.
*M* Peso de la muestra de suelo seca en kg.

### 4.3 Acidez Baumann-Gully

La acidez de Baumann-Gully es una medida del contenido de iones hidrógeno intercambiables que el componente humus del suelo es capaz de liberar.

#### 4.3.1 Material y aparatos

De uso corriente en laboratorio.

#### 4.3.2 Reactivos

- Acetato sódico 1N.
- Hidróxido sódico 0,1N. Diluir 100 ml de NaOH 1N en 1000 ml de agua destilada.
- Indicador de fenolftaleína. Disolver 0,5 g de fenolftaleína en alcohol etílico de 96° y añadir 50 ml de agua destilada.

#### 4.3.3 Procedimiento operatorio

Pesar 100 g de la muestra preparada de acuerdo con el punto 1 del presente capítulo y tratar con 200 ml de disolución de acetato sódico 1 N ($CH_3COONa$), durante 1 hora. Filtrar la suspensión formada, sin lavar, y valorar con hidróxido sódico, utilizando fenolftaleina como indicador.

#### 4.3.4 Resultados

La acidez Baumman-Gully se expresa como el volumen de hidróxido de sodio 0,1 N requerido para neutralizar el ácido acético, expresado en ml, por kg de suelo secado al aire.

## 5 Presentación de resultados

Se recomienda que los resultados se presenten de manera similar a la que se indica en las dos páginas siguientes.

| INFORME DEL ENSAYO PARA EL ANÁLISIS DE AGUA | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **1: INFORMACIÓN GENERAL** | | | | |
| PETICIONARIO: | | Nº TRABAJO | | |
| DENOMINACIÓN DEL PROYECTO: | | Nº DE LA MUESTRA DE AGUA: | | |
| TIPO DE AGUA: (p.e. agua subterránea, superficial o infiltrada) | | DESCRIPCIÓN DEL AGUA: | | |
| PUNTOS DE RECOGIDA: (p. e. perforación, calicata de ensayo o masa de agua) | | PROFUNDIDAD DE MUESTREO (m): | | |
| TEMPERATURA DEL AGUA: | | HORA DEL DÍA: | DÍA RECOGIDA: | |
| **2: INFORMACIÓN ADICIONAL** | | | | |
| NIVEL DE AGUA FREÁTICA (elevación, m): | | ALTURA PIEZOMÉTRICA (m): | | |
| DESCRIPCIÓN DE CONDICIONES LOCALES: (área residual, zona industrial, zona de descarga, inclinación, tierra cultivable, bosque) | | | | |
| LUGAR Y FECHA DE MUESTREO: | | TOMAMUESTRAS: | | |
| **3: ANÁLISIS DEL AGUA** | | **4: GRADO DE AGRESIVIDAD** | | |
| PARÁMETRO | RESULTADO ENSAYO | DÉBIL | MEDIO | FUERTE |
| APARIENCIA | | | | |
| OLOR (muestra no tratada) | | | | |
| OLOR (muestra tratada) | | | | |
| VALOR DEL pH | | 6,5 - 5,5 | 5,5 - 4,5 | < 4,5 |
| MAGNESIO ($Mg^{2+}$) (mg/l) | | 300 - 1000 | 1000 - 3000 | > 3000 |
| AMONIO ($NH_4^+$) (mg/l) | | 15 - 30 | 30 - 60 | > 60 |
| SULFATO ($SO_4^{2-}$) (mg/l) | | 200 - 600 | 600 - 3000 | > 3000 |
| $CO_2$ (mg/l) | | 15 - 40 | 40 - 100 | > 100 |
| RESIDUO SECO (mg/l) | | > 150 | 150 - 50 | < 50 |
| La evaluación del agua se basará en el valor que se considere en el grado más elevado de la categoría de agresividad, incluso si este valor representa sólo uno de los parámetros. Cuando dos o más valores estén por encima del cuantil superior de una categoría particular o en el cuantil inferior en el caso del pH, el agua se asignará al nivel próximo más elevado (excepto en el caso del agua de mar o de lluvia) | | | | |
| **5: EVALUACIÓN** | | | | |
| El agua es de agresividad débil/media/fuerte para el hormigón<br>El agua no es agresiva para el hormigón. | | | | |
| LUGAR Y DÍA DEL ANÁLISIS: | | ANALISTA: | | LABORATORIO: |

| INFORME DEL ENSAYO PARA EL ANÁLISIS DE SUELO | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1: INFORMACIÓN GENERAL | | MUESTREO Y ANÁLISIS | | |
| PETICIONARIO: | | Nº TRABAJO: | | |
| DENOMINACIÓN DEL PROYECTO: | | Nº DE LA MUESTRA DE SUELO: | | |
| TIPO DE SUELO: | | DENOMINACIÓN DEL SUELO: | | |
| PUNTOS DE RECOGIDA:<br>(p. e., perforación, calicata de ensayo) | | PROFUNDIDAD DE EXTRACCIÓN: | | |
| HORA DEL DÍA: | | DÍA DEL MUESTREO: | | |
| DESCRIPCIÓN DE LAS CONDICIONES LOCALES:<br>(p. e. área residencial, zona industrial, zona de descarga, inclinación, tierra cultivable, bosque) | | | | |
| LUGAR Y FECHA DE MUESTREO: | TOMAMUESTRAS: | | | |
| PARÁMETRO COMPROBADO | RESULTADO ENSAYO (ml/kg) | 2: GRADO DE AGRESIVIDAD | | |
| | | DÉBIL | MEDIO | FUERTE |
| Acidez Baumann-Gully | | > 20 | | |
| Contenido de sulfato | | 2000 a 6000 | 6000 a 12000 | >12000 |
| 3: EVALUACIÓN DEL CONJUNTO | | | | |
| - El suelo es de agresividad débil/media/fuerte para el hormigón<br>- El suelo no es agresivo para el hormigón | | | | |
| ANALISTA: | LUGAR Y FECHA DEL ANÁLISIS | | | |

# ANEJO 6

# Método de ensayo para determinar la estabilidad de la inyección

## 1 Definición y aplicaciones

El presente método de ensayo tiene por objeto determinar la exudación y la variación de volumen (expansión o contracción) de la mezcla (lechada o mortero) utilizada como producto de inyección de los conductos en que van alojadas las armaduras de pretensado.

## 2 Aparato empleado

Se utilizará un recipiente cilíndrico, de vidrio, de 10 cm de altura y 10 cm de diámetro, en el que se marcará una señal para indicar la altura de llenado, $a_1$ (ver figura A.6.1).

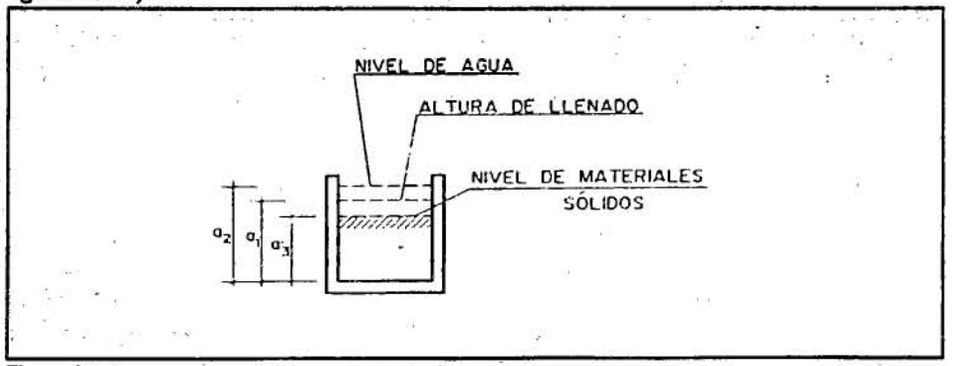



Figura A.6.1

## 3 Procedimiento operatorio

En el recipiente de ensayo se verterá la cantidad necesaria de la mezcla de inyección, hasta enrasar con la señal marcada en el mismo. Terminado el llenado, se tapará el recipiente para evitar la evaporación y se mantendrá así el tiempo preciso

para que se estabilice la decantación de la mezcla. Se medirán entonces el nivel de agua, $a_2$, y el de los materiales sólidos, $a_3$.

Estas mediciones deberán hacerse también en una etapa intermedia, para determinar la posible exudación de la mezcla transcurridas 3 horas desde su preparación, de acuerdo con lo exigido en 36.2.

### 4 Obtención y precisión de los resultados

Los valores de la exudación *EX*, y de la variación de volumen, $\Delta V$, se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$EX=\frac{a_2-a_3}{a_1}100$$

$$\Delta V=\frac{a_3-a_1}{a_1}100$$

Los resultados obtenidos se expresan en tanto por ciento del volumen inicial de la mezcla.

Por lo que respecta a la variación de volumen, si $\Delta V<0$, significa que hay contracción. Por el contrario, si $\Delta V>0$, significa que existe expansión.

# ANEJO 7

# Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales

### 1 Alcance

El contenido de este Anejo constituye un conjunto de recomendaciones para aplicarse a las estructuras de hormigón estructural que, por razones de seguridad general frente a incendios, deben cumplir las condiciones siguientes cuando están expuestas al fuego:

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

Tanto las estructuras laminares como aquellas con pretensado exterior, contempladas en esta Instrucción, deberán comprobarse mediante métodos específicos y, en particular, no serán de aplicación los métodos simplificados y de comprobaciones por tablas incluidos en este Anejo.

Asimismo, para hormigones de alta resistencia contemplados en el Anejo 11, deberán tenerse en cuenta disposiciones adicionales de acuerdo con la bibliografía especializada.

En las estructuras laminares que trabajan fundamentalmente por forma, el principal problema es el efecto de las deformaciones por causas térmicas, aspecto

éste no contemplado en los métodos simplificados propuestos, que tienen en cuenta sólo los problemas seccionales derivados de la acción del fuego.

Se excluyen de este Anejo las estructuras con pretensado exterior, debido a que el efecto del fuego sobre las armaduras activas situadas fuera de la sección, corresponde a elementos exclusivamente metálicos.

## 2 Definiciones

Se denomina, a los efectos de este Anejo, resistencia al fuego de una estructura o de un parte de ella a su capacidad de satisfacer las funciones requeridas (capacidad portante o función separadora) frente a la exposición a un fuego específico durante un tiempo determinado.

Se denomina, asimismo, resistencia normalizada al fuego de una estructura o parte de ella (usualmente sólo elementos aislados) a su resistencia al fuego normalizado, dado por la curva de temperatura-tiempo UNE 23093:81. El tiempo máximo de exposición hasta que resulte inminente la pérdida de capacidad para satisfacer las funciones requeridas se denomina período de resistencia al fuego normalizado, y se expresa en minutos.

Los períodos nominales de resistencia al fuego normalizados se ajustarán a la serie siguiente:

30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos

Se establecen tres requisitos básicos de comportamiento frente al fuego:

- Por capacidad Resistente de la estructura (criterio R)
- Por Estanquidad al paso de llamas y gases calientes (criterio E)
- Por Aislamiento térmico en caso de fuego (criterio I)

## 3 Bases de proyecto

### 3.1 Combinaciones de acciones

Para la obtención de los esfuerzos debidos a la acción del fuego y otras acciones concomitantes, la combinación correspondiente se considerará como una situación accidental, de acuerdo con lo expresado en el Artículo 13º de esta Instrucción.

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{kj} + \sum_{j\geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{ki} + \gamma_A A_k(t)$$

donde:

$G_{kj}$ Valor característico de las acciones permanentes
$G^*_{kj}$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante
$P_k$ Valor característico de la acción del pretensado
$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante
$\Psi_{1,1}Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante
$\Psi_{2,i}Q_{ki}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables concomitantes con la acción determinante o con la acción accidental
$A_k(t)$ Valor característico de la acción accidental de fuego

Los valores de $\gamma$ son los definidos en la tabla 12.1.a ó 12.1.b para la situación accidental.

Dado que las normas de acciones para edificación, en su versión actual, no incluyen ningún criterio para la definición del valor representativo frecuente o cuasipermanente de la acción variable, se pueden adoptar los valores de la tabla A.7.1. para los casos más frecuentes.

**Tabla A.7.1**

| Acción | $\Psi_{1,1}$ | $\Psi_{2,i}$ |
|---|---|---|
| Sobrecarga de viviendas y oficinas | 0,5 | 0,3 |
| Sobrecarga en áreas de acumulación de personas y aparcamientos de vehículos ligeros | 0,7 | 0,6 |
| Sobrecarga en áreas de almacenamiento | 0,9 | 0,8 |
| Nieve | 0,2 | 0,0 |
| Viento | 0,5 | 0,0 |

Cuando se utilice el método simplificado o la comprobación por tablas, indicados en los apartados siguientes, podrán, simplificadamente, adoptarse como esfuerzos para la comprobación de la situación accidental de fuego, los obtenidos para la combinación pésima de acciones para temperatura ambiente disminuidos por un factor global $\eta$.

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d$$

donde:

$E_{fi,d,t}$ Valor de los esfuerzos de cálculo a considerar en la comprobación de la situación accidental de fuego.
$E_d$ Valor de los esfuerzos de cálculo a considerar en la comprobación de situaciones permanentes o transitorias a temperatura ambiente.
$\eta_{fi}$ Factor de reducción
$\eta_{fi} = 0,6$ para casos normales.
$\eta_{fi} = 0,7$ para zonas de almacenamiento.

### 3.2 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

La situación accidental de fuego constituye un caso especial dentro de las situaciones accidentales, y los coeficientes parciales de seguridad para los materiales deben considerarse siempre igual a la unidad, $\gamma_c = 1{,}0$ y $\gamma_s = 1{,}0$.

## 4 Métodos de comprobación

En general, se pueden utilizar diferentes métodos de comprobación frente al fuego que dan lugar a diferentes niveles de comprobación y, consecuentemente, complejidad.

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

El análisis estructural debe representar adecuadamente las propiedades del material dependientes de la temperatura, incluyendo la rigidez, la distribución de temperatura en los distintos elementos de la estructura y el efecto de las dilataciones y deformaciones térmicas (acciones indirectas debidas al fuego).

Por otra parte, la respuesta estructural debe tener en cuenta las características de los materiales para las distintas temperaturas que pueden producirse en una misma sección transversal o elemento estructural.

Cualquier modo de fallo no tenido en cuenta explícitamente en el análisis de esfuerzos o en la respuesta estructural (por ejemplo insuficiente capacidad de giro, expulsión del recubrimiento, pandeo local de la armadura comprimida, fallos de adherencia y esfuerzo cortante, daños en los dispositivos de anclaje) deberá evitarse mediante detalles constructivos apropiados.

Pueden emplearse métodos simplificados de comprobación siempre que conduzcan a resultados equivalentes o del lado de la seguridad con respecto a los que se obtendrían con los métodos generales.

En general, los métodos simplificados suponen una comprobación de los distintos Estados Límite Últimos considerando elementos estructurales aislados (se desprecian las acciones indirectas debidas al fuego -dilataciones, deformaciones, etc.), distribuciones de temperatura preestablecidas, generalmente para secciones rectangulares y, como variaciones en las propiedades de los materiales por efecto de la temperatura, modelos asimismo simplificados y sencillos.

El empleo del método de comprobación mediante tablas, que se desarrolla en los siguientes apartados de este Anejo, consiste en la realización de comprobaciones dimensionales de las secciones transversales y los recubrimientos mecánicos, a partir de hipótesis simplificadas y del lado de la seguridad. Para algunas tipologías pueden requerirse otras comprobaciones adicionales y en estos casos pueden obtenerse datos más específicos en la norma del producto.

Un método alternativo a los expuestos, es la comprobación frente al fuego mediante ensayos realizados e interpretados de acuerdo con las UNE correspondientes al tipo de elemento estructural estudiado.

## 5 Método de comprobación mediante tablas

### 5.1 Generalidades

Para los casos normales, puede considerarse que un elemento aislado de una estructura tiene resistencia al fuego normalizado suficiente si se cumplen los requisitos que se especifican en las tablas y apartados siguientes.

Para el uso de las tablas se define como recubrimiento mecánico equivalente $a_m$, a efectos de resistencia al fuego el valor

$$a_m = \frac{\Sigma [A_{si} f_{yki} (a_{si} - \Delta a_{ci})] + \Sigma [A_{pi} f_{pki} (a_{pi} - \Delta a_{pi} - \Delta a_{ci})]}{\Sigma A_{si} f_{yki} + \Sigma A_{pi} f_{pki}}$$

donde:

$A_{si}$, $A_{pi}$ Área de cada una de las armaduras *i* activa o pasiva.

$a_{si}$, $a_{pi}$ Distancia del eje de cada una de las armaduras *i*, al paramento expuesto más próximo.

$f_{yki}$, $f_{pki}$ Resistencia característica del acero de las armaduras *i*.

$\Delta a_{ci}$ Corrección debida a las condiciones particulares de exposición al fuego. Pueden considerarse para $\Delta a_{ci}$ los valores siguientes (ver figura A.7.1):

| | |
|---|---|
| 10 mm | para las armaduras situadas en las esquinas en elementos con una sola capa de armadura |
| 0 | en los restantes casos |

$\Delta a_{pi}$ Corrección debida a las diferentes temperaturas críticas entre los aceros de la armadura activa. Pueden considerarse para $\Delta a_{pi}$ los valores siguientes (ver figura A.7.1):

En general:

| | |
|---|---|
| 5 mm | para barras pretensadas. |
| 10 mm | para alambres y cordones. |

Para elementos estructurales en zonas de almacén:

| | |
|---|---|
| 10 mm | para barras pretensadas. |
| 15 mm | para alambres y cordones. |

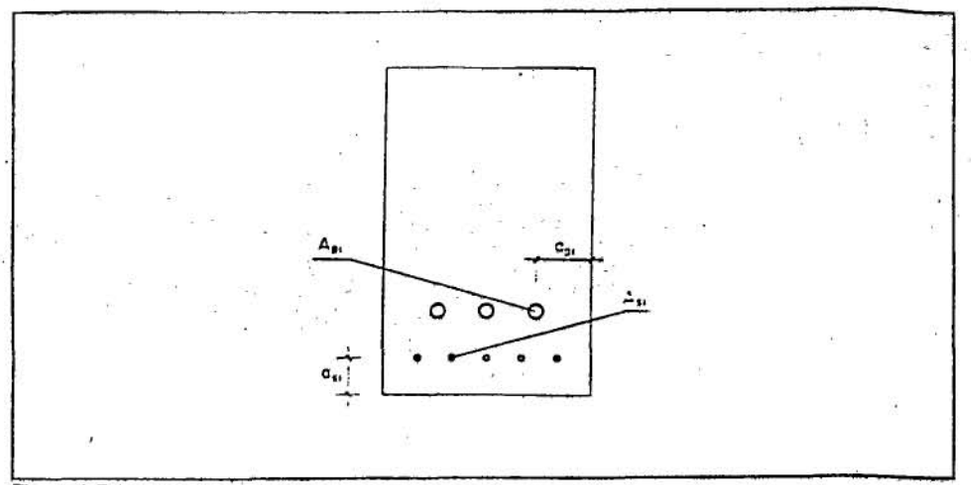


Figura A.7.1

Las tablas están establecidas para temperatura crítica del acero de armar de 500 °C. Para las armaduras activas, la temperatura crítica se considera de 400 °C en el caso de barras y de 350 °C en alambres y cordones.

Los valores dados en las tablas son aplicables a hormigones de densidad normal, confeccionados con áridos de naturaleza silícea.

Cuando se empleen hormigones con áridos de naturaleza caliza, pueden admitirse las reducciones siguientes:

- En vigas y losas, un 10% tanto en las dimensiones mínimas de la sección recta como en los recubrimientos mecánicos equivalentes de las armaduras ($a_m$).
- En muros no resistentes (particiones), un 10% en el espesor mínimo.
- En muros resistentes y pilares, no se admitirá reducción alguna.

En zonas traccionadas con recubrimientos de la armadura $c \geq 50$ mm debe disponerse una armadura de piel para prevenir el desprendimiento de dicho hormigón durante el período de resistencia al fuego. Dicha armadura consiste en un mallazo de dimensiones inferiores a 150 mm, que esté anclado regularmente en la masa de hormigón.

El valor del recubrimiento mecánico equivalente permite tener en cuenta la coexistencia de distintos tipos de acero en una misma sección transversal, con características diferentes frente al fuego, que las armaduras estén dispuestas en distintas capas y la influencia de diferente exposición al fuego de las armaduras de una capa.

## 5.2 Pilares

En la tabla A.7.2 se indican los valores recomendados de las dimensiones y recubrimientos mecánicos equivalentes mínimos para pilares de hormigón armado y sección rectangular o circular.

**Tabla A.7.2**

| Resistencia al fuego normalizada | Dimensión mínima $b_{min}$ / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo $a_{min}$ mm |
|---|---|
| R 30 | 150**/15 |
| R 60 | 200**/20 |
| R 90 | 250/30 |
| R 120 | 250/40 |
| R 180 | 350/45 |
| R 240 | 400/50 |

** La dimensión mínima cumplirá lo indicado en el Artículo 55º.

Cuando la armadura del pilar sea superior a $0{,}02A_c$ se recomienda distribuirla en todas sus caras si la resistencia al fuego es superior a 90 minutos. Esto no resulta necesario en zonas de solapo de armadura.

## 5.3 Muros

### 5.3.1 Muros no portantes

Se recomienda que los muros de hormigón estructural no portantes, de cerramiento o particiones, dispongan de una esbeltez geométrica, relación entre la altura del muro y su espesor, inferior a 40 y cumplan con las dimensiones mínimas indicadas en la tabla A.7.3.

**Tabla A.7.3**

| Resistencia al fuego normalizada | Espesor mínimo del muro mm |
|---|---|
| EI 30 | 60 |
| EI 60 | 80 |
| EI 90 | 100 |
| EI 120 | 120 |
| EI 180 | 150 |
| EI 240 | 175 |

### 5.3.2 Muros portantes

Se recomienda que los muros portantes de hormigón estructural cumplan con las dimensiones y recubrimientos mecánicos equivalentes mínimos indicados en la tabla A.7.4.

**Tabla A.7.4**

| Resistencia al fuego normalizada | Espesor mínimo $b_{min}$ / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo $a_{min}$ mm | |
|---|---|---|
| | Muro expuesto por una cara | Muro expuesto por ambas caras |
| REI 30 | 100/15 | 120/15 |
| REI 60 | 120/15 | 140/15 |
| REI 90 | 140/20 | 160/25 |
| REI 120 | 160/25 | 180/35 |
| REI 180 | 200/40 | 250/45 |
| REI 240 | 250/50 | 300/50 |

## 5.4 Tirantes. Elementos sometidos a tracción

La dimensión mínima de un tirante y el recubrimiento mecánico equivalente mínimo no serán inferiores a los recomendados en alguna de las combinaciones indicadas en la tabla A.7.5.

En cualquier caso, el área de la sección transversal de hormigón debe ser mayor o igual que $2b^2_{min}$, siendo $b_{min}$ la dimensión mínima indicada en la tabla A.7.4

**Tabla A.7.5**

| Resistencia al fuego normalizada | Dimensión mínima $b_{min}$ / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo $a_{min}$ mm |
|---|---|
| R 30 | 80/25 |
| R 60 | 120/40 |
| R 90 | 150/55 |
| R 120 | 200/65 |
| R 180 | 240/80 |
| R 240 | 280/90 |

Cuando la estructura soportada por el tirante sea sensible a su alargamiento por efecto del calor debido al fuego, se incrementarán los recubrimientos definidos en la tabla A.7.5 en 10 mm.

## 5.5 Vigas

### 5.5.1 Generalidades

Se consideran vigas expuestas al fuego por tres caras aquellas en las que la cara superior está aislada debido al solado o a cualquier otro tipo de elemento que mantenga su función aislante durante todo el período de resistencia al fuego. En este caso son de aplicación los criterios del apartado 5.5.2. En el resto de los casos las vigas se considerarán expuestas por sus cuatro caras y son de aplicación los criterios indicados en 5.5.3.

Para vigas de ancho variable, como ancho mínimo se considerará el que existe a la altura del centro de gravedad mecánico de la armadura traccionada.

Para vigas doble T, el canto del ala inferior deberá ser mayor que la dimensión mínima que se establezca como ancho mínimo. Cuando el canto del ala inferior sea variable se considerará, a los efectos de esta comprobación, el canto medio.

### 5.5.2 Vigas con las tres caras expuestas al fuego

La dimensión mínima y el recubrimiento mecánico equivalente mínimo recomendados para una viga no serán menores que los establecidos en alguna de las combinaciones indicadas en la tabla A.7.6. En cualquier caso, el ancho mínimo del alma no será inferior al recomendado como $b_{0,\,min}$ en dicha tabla.

**Tabla A.7.6**

| Resistencia al fuego normalizada | Dimensión mínima $b_{min}$ / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo $a_{min}$ mm | | | | Ancho mínimo del alma $b_{0,\,min}$ mm |
|---|---|---|---|---|---|
| R 30 | 80/20 | 120/15 | 200/10* | - | 80 |
| R 60 | 100/30 | 150/25 | 200/20 | - | 100 |
| R 90 | 150/40 | 200/35 | 250/30 | 400/25 | 100 |
| R 120 | 200/50 | 250/45 | 300/40 | 500/35 | 120 |
| R 180 | 300/75 | 350/65 | 400/60 | 600/50 | 140 |
| R 240 | 400/75 | 500/70 | 700/60 | - | 160 |

Los recubrimientos por exigencias de durabilidad serán normalmente mayores (ver tabla 37.2.4).

Para resistencia al fuego normalizada R90 o superiores, se recomienda que en vigas continuas la armadura de negativos se prolongue hasta el 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en apoyos.

En una longitud igual a $2h$ a cada lado de los soportes, el ancho del alma $b_0$, no será inferior al ancho mínimo $b_{mín}$ indicado en la tabla A.7.6

### 5.5.3 Vigas expuestas en todas sus caras

En este caso son de aplicación las dimensiones y recubrimientos mecánicos equivalentes mínimos recomendados en la tabla A.7.6 y, asimismo que el área de la sección transversal de la viga no sea inferior a $2b^2_{mín}$ siendo $b_{mín}$ la dimensión mínima indicada en dicha tabla.

## 5.6 Losas macizas

### 5.6.1 Losas macizas sobre apoyos continuos

Si la losa debe cumplir con una función separadora (criterios E e I, definidos en 2) se recomienda que tenga un espesor mayor que el mínimo definido en la tabla A.7.7. A estos efectos, podrá considerarse como espesor el solado o cualquier otro elemento que mantenga su función aislante durante todo el período de resistencia al fuego.

Cuando de la losa se requiera sólo su función resistente (criterio R, definido en 2), el espesor será el necesario para cumplir con los requisitos de proyecto a temperatura ambiente cumpliendo el recubrimiento mínimo lo indicado en la tabla A.7.7.

**Tabla A.7.7**

| Resistencia al fuego normalizada | Espesor mínimo $h_{mín}$ mm | Recubrimiento mecánico equivalente mínimo $a_{mín}$ mm | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Flexión en una dirección | Flexión en dos direcciones | |
| | | | $l_y/l_x \leq 1{,}5$ ** | $1{,}5 < l_y/l_x$ ** $\leq 22$ |
| REI 30 | 60 | 10* | 10* | 10* |
| REI 60 | 80 | 20 | 10* | 20 |
| REI 90 | 100 | 25 | 15 | 25 |
| REI 120 | 120 | 35 | 20 | 30 |
| REI 180 | 150 | 50 | 30 | 40 |
| REI 240 | 175 | 60 | 50 | 50 |

* Los recubrimientos por exigencias de durabilidad serán normalmente mayores (ver tabla 37.2.4).

** $l_x$ y $l_y$ son las luces de la losa, siendo $l_y > l_x$.

En las tablas, el valor del recubrimiento $a_{mín}$ se referirá a la armadura de la capa inferior.

Para resistencias normalizadas R90 o superiores se recomienda que la armadura de negativos se prolongue un 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior a un 25% de la requerida en apoyos.

Para losas macizas sobre apoyos puntuales, en los casos de resistencia normalizada al fuego R90 o superiores, el 20% de la armadura superior sobre soportes se recomienda disponerla en toda la longitud del vano, en la banda de soportes.

## 5.7 Losas nervadas o forjados reticulares

Para losas nervadas unidireccionales son de aplicación los criterios establecidos para vigas, en lo que respecta al ancho y recubrimiento mecánico equivalente de las armaduras de los nervios (ver tabla A.7.6). Para el espesor de la capa de compresión (tabla A.7.7), ancho de alma y ancho de nervio se podrán tener en cuenta los espesores del solado y de las bovedillas no recuperables que mantengan su función aislante durante el período de resistencia al fuego, que puede admitirse igual a 120 minutos a falta de datos experimentales. En caso de bovedillas cerámicas pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a dos veces su espesor real.

Si los forjados o las losas nervadas disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y enlucido inferior para R 120 bastará con que se cumplan los valores de canto total y recubrimiento mecánico equivalente de las armaduras establecidos para losas macizas (ver tabla A.7.7), pudiéndose contabilizar a efectos de este ultimo los espesores equivalentes de enlucido con los criterios y condiciones indicados en el apartado 6.

Para losas nervadas y forjados reticulares se recomiendan las dimensiones y recubrimientos mecánicos equivalentes mínimos establecidos en alguna de las combinaciones indicadas en la tabla A.7.8.

**Tabla A.7.8**

| Resistencia al fuego normalizada | Ancho de nervio mínimo $b_{min}$ / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo $a_{min}$ mm | | | Espesor mínimo $h_s$ de la capa de compresión mm |
|---|---|---|---|---|
| R 30 | 80/20 | 120/15 | 200/10* | 60 |
| R 60 | 100/30 | 150/25 | 200/20 | 70 |
| R 90 | 120/40 | 200/30 | 250/25 | 80 |
| R 120 | 160/50 | 250/40 | 300/25 | 100 |
| R 180 | 200/70 | 300/60 | 400/55 | 120 |
| R 240 | 250/90 | 350/75 | 500/70 | 150 |

* Los recubrimientos por exigencias de durabilidad serán normalmente mayores (ver tabla 37.2.4).

En losas nervadas, en los casos de resistencia normalizada al fuego R90 o superiores, se recomienda que: si se dispone sobre apoyos puntuales, el 20% de la armadura superior sobre soportes se distribuya en toda la longitud del vano, en la banda de soportes; y si se dispone sobre apoyos continuos la armadura de negativos se prolongue un 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior a un 25% de la requerida en apoyos.

## 6 Capas protectoras

La resistencia al fuego requerida puede ser obtenida mediante la aplicación de capas protectoras.

Las propiedades y funcionamiento del material aislante que se use para las capas protectoras deben ser determinadas utilizando procedimientos de ensayo. Dichos ensayos deben confirmar que el material permanece coherente y cohesivo para todas las temperaturas y deformaciones previsibles y debe proporcionar información sobre los siguientes aspectos:

- Distribución de temperaturas en la sección transversal de hormigón, en función de la duración del fuego y espesor de la capa protectora.
- Cuando sea posible, espesor equivalente de hormigón, en función de la duración del fuego.
- Propiedades térmicas del material en función de la temperatura.

Alternativamente podrá realizarse una comprobación específica de acuerdo con el método general.

No obstante, y aún a falta de datos experimentales, los revestimientos de yeso pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a 1,8 veces su espesor real para duración de fuego normalizado de hasta 120 minutos. En el caso de enlucidos aplicados bajo paramentos horizontales, como techos, para R90 se recomienda que su puesta en obra se realice por proyección, mientras que para valores superiores a R120 resulta necesario y además debe disponerse un armado interno no combustible firmemente unido a la vigueta.

# ANEJO 8

## Cálculo simplificado de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

### 1 Alcance

En este Anejo se presentan fórmulas simplificadas para el cálculo (dimensionamiento o comprobación) de secciones rectangulares o T sometidas a flexión simple o compuesta recta (ver figura A.8.1). Asimismo se propone un método simplificado de reducción a flexión compuesta recta de secciones sometidas a flexión esviada simple o compuesta.

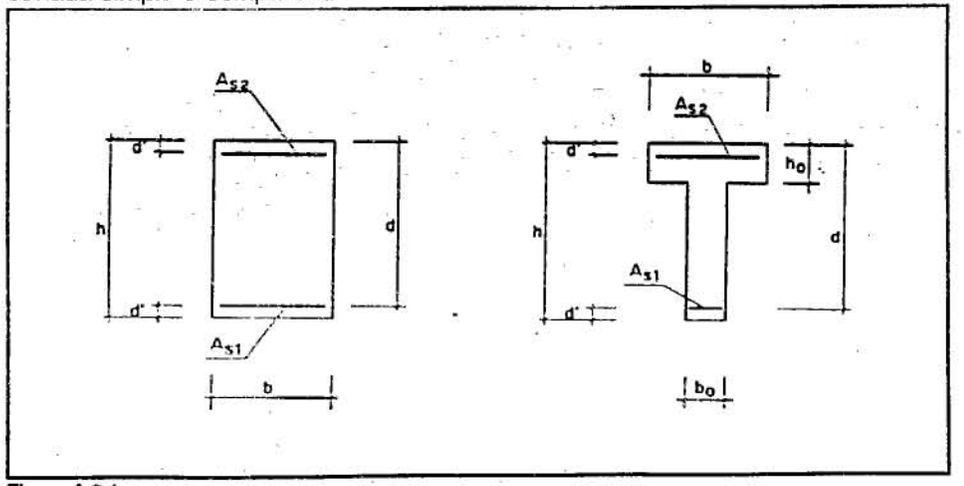



Figura A.8.1

### 2 Hipótesis básicas y limitaciones

Las fórmulas que se presentan en los apartados siguientes se han deducido a partir de las hipótesis básicas expuestas en 42.1.2 adoptando un diagrama bilineal para el acero de la armadura pasiva y un diagrama rectangular para el hormigón comprimido, tal como se expone en 38.4 y en 39.5 respectivamente.

Asimismo se han tenido en cuenta los dominios de deformación de agotamiento, que identifican el Estado Límite Último de Agotamiento frente a solicitaciones normales, de acuerdo con los criterios expuestos en 42.1.3.

Tal como se define en 42.1.4, el cálculo de secciones (dimensionamiento y comprobación) consiste en la resolución de sistemas de ecuaciones no lineales. Para los casos simples contemplados en este Anejo, el procedimiento seguido para la obtención de las fórmulas propuestas consiste en identificar dominios de posiciones de fibra neutra, correspondientes a planos de deformación de agotamiento y, simplificando en algunos casos el comportamiento o el sistema de resolución, deducir las fórmulas expuestas.

La fórmulas expuestas son válidas para los distintos tipos de acero para armadura pasiva, permitidos en esta Instrucción (B 400 S y B 500 S) siempre que el recubrimiento de las armaduras de los paramentos superior e inferior sea el mismo y cumpla:

$$d' \leq \frac{h}{7}$$

A continuación, se define el significado de algunas variables utilizadas en las fórmulas de los siguientes apartados.

$$U_0 = 0{,}85 f_{cd} b d$$

$$U_v = 2 U_0 \frac{d'}{d}$$

$$U_a = U_0 \frac{h}{d}$$

Las ecuaciones de equilibrio constituyen un sistema no lineal debido al comportamiento no lineal de los materiales (diagrama bilineal para el acero y rectangular para el hormigón comprimido, despreciando la capacidad resistente a tracción del hormigón) y la existencia de tres pivotes para la definición de los dominios de agotamiento.

En la figura A.8.2 se representa, en función de la posición de la fibra neutra X, para los distintos planos de agotamiento posibles, la evolución de la tensión de las capas de armadura $A_{s1}$ y $A_{s2}$ y la evolución del axil y del momento de la resultante del hormigón comprimido respecto a las fibras en las que se sitúan $A_{s1}$ y $A_{s2}$. La definición del momento de la resultante del bloque comprimido utiliza una fibra de referencia a profundidad y.

La figura y las fórmulas de este Anejo han sido obtenidas considerando que la deformación del límite elástico del acero es $\varepsilon_y$=0,002, que constituye una simplificación razonable y un valor intermedio entre los correspondientes a los aceros disponibles y el coeficiente de minoración del acero definido en 15.3.

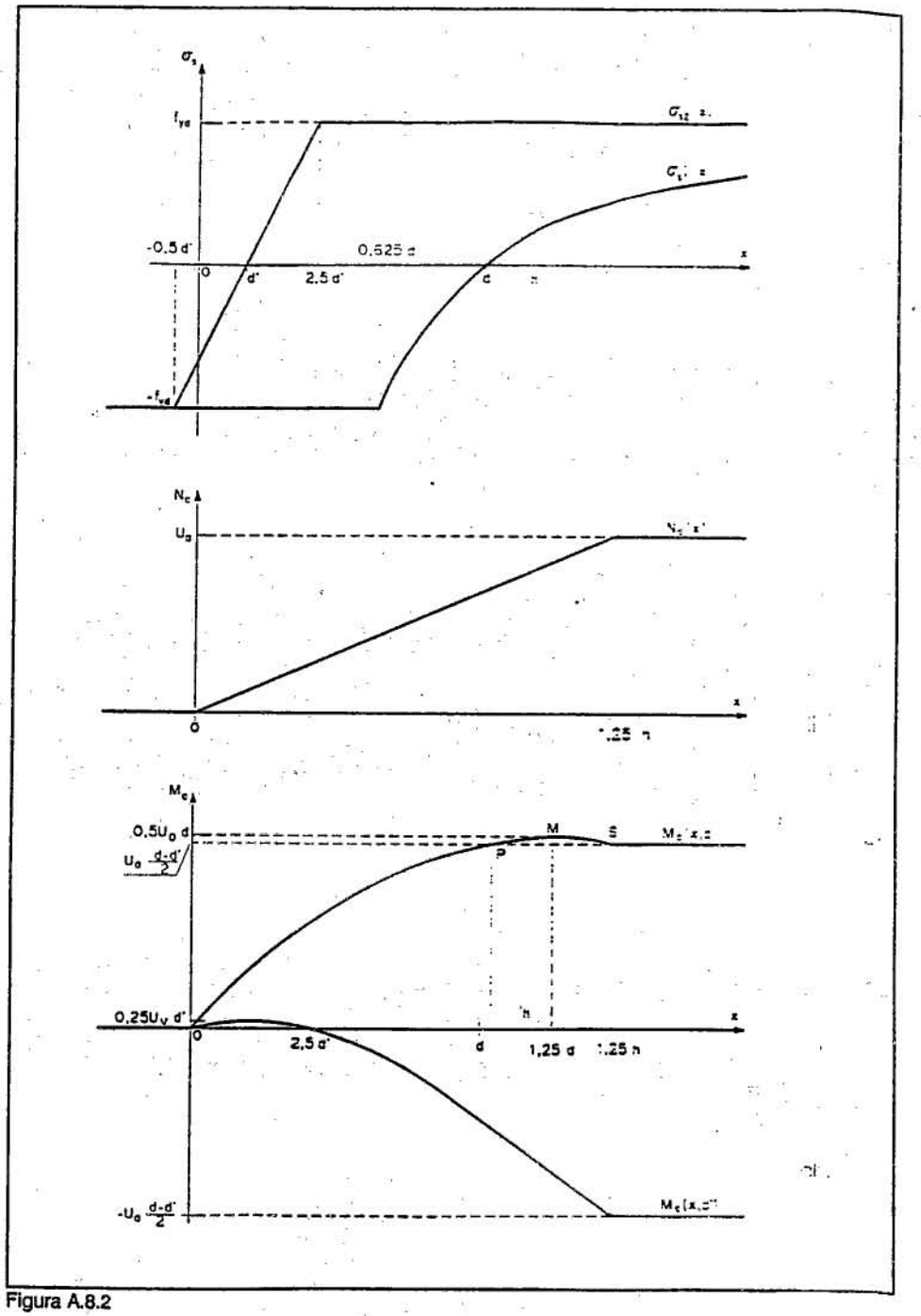



Figura A.8.2

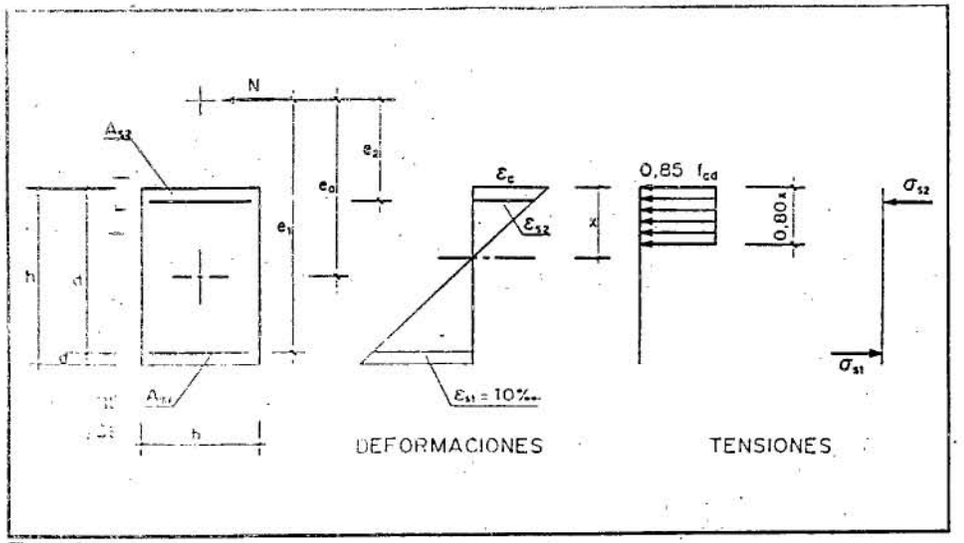



Figura A.8.3

Asimismo y con objeto de simplificar las expresiones obtenidas, se ha considerado como deformación del pivote 2, deformación máxima del hormigón comprimido, 0,0033 en lugar de 0,0035. Esta hipótesis tampoco afecta significativamente a los resultados obtenidos.

La expresión analítica de la tensión del acero en la capa $A_{s2}$, en su evolución entre $-f_{yd}$ y $f_{yd}$, se ha linealizado. Esta simplificación conlleva la definición de unos delimitadores $-0,5d'$ y $2,5d'$ que son aproximados y que, asimismo, conducen a resultados de precisión suficiente.

De acuerdo con estas simplificaciones, las expresiones de las distintas variables de la figura A.8.2 son:

- Para $\sigma_{s1}$ $X/f_{yd}$ resulta:

| | |
|---|---|
| $-1$ | $-\infty<X\leq 0,625d$ |
| $\frac{5}{3}\frac{X-d}{X}$ | $0,625d<X\leq h$ |
| $\frac{X-d}{X-0,4h}$ | $h<X$ |

- Para $\sigma_{s2}$ $X/f_{yd}$ resulta:

| | |
|---|---|
| $-1$ | $-\infty<X\leq -0,5d'$ |
| $\frac{2}{3}\frac{X-d'}{d'}$ | $-0,5d'<X\leq 2,5d'$ |
| $1$ | $2,5d'<X$ |

En sección rectangular, para $N_c(X)$, resultante del bloque comprimido, resulta:

| | |
|---|---|
| $0$ | $-\infty<X\leq 0$ |
| $0,68 f_{cd} bX$ | $0<X\leq 1,25h$ |
| $0,85 f_{cd} bh$ | $1,25h<X$ |

y para $M_c(X,y)$, momento del bloque comprimido de hormigón respecto de una fibra genérica situada a una profundidad $y$, resulta:

| | |
|---|---|
| $0$ | $-\infty<X\leq 0$ |
| $0,68 f_{cd} bX(y-0,4X)$ | $0<X\leq 1,25h$ |
| $0,85 f_{cd} bh(y-0,5h)$ | $1,25h<X$ |

Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, de acuerdo con las expresiones precedentes, pueden escribirse como sigue (ver figura A.8.3):

$$N_c(X) + U_{s1}\frac{\sigma_{s1}(X)}{f_{yd}} + U_{s2}\frac{\sigma_{s2}(X)}{f_{yd}} = N$$

$$M_c(X,d) + U_{s2}\frac{\sigma_{s2}(X)}{f_{yd}}(d-d') = Ne_1$$

$$M_c(X,d') - U_{s1}\frac{\sigma_{s1}(X)}{f_{yd}}(d-d') = Ne_2$$

Para el dimensionamiento, $N=N_d$ y son incógnitas $X$, $U_{s1}$ y $U_{s2}$. Para la comprobación, $N=N_u$ y son datos $U_{s1}$ y $U_{s2}$ e incógnitas $X$ y $N_u$.

De acuerdo con los argumentos expuestos, y con las simplificaciones que se indican a continuación:

- en las expresiones de $M_c(X,d)$ se desprecia la variación de momento desde $X=h$ hasta $X=1,25(d-d')$, (esta simplificación supone considerar horizontal el tramo PMS de la figura A.8.2);

- se considera nula la contribución de $M_c(X,d')$ para valores de $X \leq 2,5d'$, (esta simplificación supone considerar horizontal el tramo $O$-$2,5d'$ de la figura A.8.2);

el sistema de ecuaciones de equilibrio se puede resolver de forma aproximada mediante fórmulas de cálculo directo para distintos rangos de $X$, dentro de los cuales el dimensionamiento o comprobación resulta un cálculo directo.

## 3 Flexión simple en sección rectangular

### 3.1 Dimensionamiento

| | |
|---|---|
| 1º | $M_d \leq 0,375\, U_0\, d$ |

$$U_{s1} = U_0\left(1-\sqrt{1-\frac{2M_d}{U_0 d}}\right)$$

| | |
|---|---|
| 2º | $M_d > 0,375\, U_0\, d$ |

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,375\, U_0 d}{d-d'}$$

$$U_{s1} = 0,5\, U_0 + U_{s2}$$

Las fórmulas propuestas suponen que la sección sólo dispondrá de armadura en el paramento comprimido si el momento de cálculo $M_d$ es superior al momento límite $0,375U_0d$, momento del bloque comprimido de hormigón respecto de la fibra donde se sitúa la armadura traccionada, para $X=0,625d$, que supone una deformación en la fibra de acero $\varepsilon_y=0,002$.

El caso 1º corresponde a situaciones de dimensionamiento donde $0<X\leq 0,625d$. En el caso 2º la posición de la fibra neutra, $X=0,625d$, se mantiene constante.

### 3.2 Comprobación

| | |
|---|---|
| 1º | $U_{s1}-U_{s2} < U_v$ |

$$M_u = 0,24\, U_v d' \frac{(U_v - U_{s1} + U_{s2})(1,5U_{s1} + U_{s2})}{(0,6U_v + U_{s2})^2} + U_{s1}(d-d')$$

| | |
|---|---|
| 2º | $U_v \leq U_{s1}-U_{s2} \leq 0,5U_0$ |

$$M_u = (U_{s1}-U_{s2})\left(1-\frac{U_{s1}-U_{s2}}{2U_0}\right)d + U_{s2}(d-d')$$

| | |
|---|---|
| 3º | $0,5U_0 < U_{s1}-U_{s2}$ |

$$M_u = \frac{4}{3}U_{s1}\left(\frac{\alpha+1,2}{\alpha+\sqrt{\alpha^2+1,92\frac{U_{s1}}{U_0}}}-0,5\right)d + U_{s2}(d-d')$$

donde:

$$\alpha = \frac{U_{s1}+0,6\,U_{s2}}{U_0}$$

En el caso 1º, la situación de la fibra neutra está comprendida entre $0<X<2,5d'$. En el caso 2º, la situación de la fibra neutra está comprendida entre $2,5d' \leq X \leq 0,625d$. En el caso 3º, la situación de la fibra neutra está comprendida entre $0,625d<X<d$.

## 4 Flexión simple en sección en T

Para sección en T se adoptan las siguientes definiciones:

$$U_{Tc} = 0,85\, f_{cd}\, b\, h_0$$

$$U_{Ta} = 0,85\, f_{cd}\,(b-b_0)\, h_0$$

### 4.1 Dimensionamiento

| | |
|---|---|
| 1º | $h_0 \geq 0,5d$ |

El dimensionamiento se realizará según 3.1, considerando como ancho de la sección el ancho de la cabeza comprimida.

| | |
|---|---|
| 2º | $h_0 < 0,5d$ |

2º A $M_d \leq U_{Tc}\,(d-0{,}5h_0)$

Como en el caso 1º, el dimensionamiento se realiza según 3.1, considerando como ancho de la sección el ancho de la cabeza comprimida.

2º B $M_d \geq U_{Tc}\,(d-0{,}5h_0)$

En este caso el dimensionamiento se realizará según 3.1, empleando un momento de cálculo equivalente, tal como se define seguidamente:

$$M_d^e = M_d - U_{Ta}(d-0{,}5h_0)$$

considerando el ancho de alma como ancho de la sección y definiendo la capacidad mecánica de la armadura resultante como:

$$U_{s1} = U_{s1}^e + U_{Ta}$$

$$U_{s2} = U_{s2}^e$$

siendo $U_{s1}$ y $U_{s2}$ las capacidades mecánicas resultantes del dimensionamiento y $U_{s1}^e$ y $U_{s2}^e$ los valores obtenidos según 3.1 para $M_d^e$.

En el caso 1º la profundidad del bloque comprimido siempre estará en la cabeza de la sección, sin involucrar al alma.

En el caso 2º pueden darse situaciones de dimensionamiento para las que el bloque comprimido también involucre al alma. En el caso 2ºA el bloque comprimido se situará sólo en la cabeza de la sección y, por lo tanto, pueden utilizarse las mismas expresiones que para el caso 1º. En el caso 2ºB el bloque comprimido involucra a parte del alma de la sección pero la contribución de las alas ya no varía con la posición de la fibra neutra por lo que es posible dimensionar la sección como si se tratase de una sección rectangular de ancho igual al del alma, utilizando un valor de momento y de capacidades mecánicas diferentes para tener en cuenta el efecto de las alas comprimidas.

## 4.2 Comprobación

Se definen las siguientes variables adimensionales:

$$s_1 = \frac{\sigma_{s1}(1{,}25h_0)}{f_{yd}}$$

$$s_2 = \frac{\sigma_{s2}(1{,}25h_0)}{f_{yd}}$$

$$\beta = \frac{d}{2h_0} + 1$$

donde:

$\sigma_{s1}(1{,}25h_0)$ Tensión de la armadura $A_{s1}$ para $X = 1{,}25\ h_0$
$\sigma_{s2}(1{,}25h_0)$ Tensión de la armadura $A_{s2}$ para $X = 1{,}25\ h_0$

1º $U_{Tc} + U_{s1}\,s_1 + U_{s2}\,s_2 \geq 0$

La comprobación de la sección se realizará según 3.2, considerando como ancho de la sección el ancho de la cabeza comprimida.

2º $U_{Tc} + U_{s1}\,s_1 + U_{s2}\,s_2 < 0$

2º A $U_{s1} - U_{s2} \leq 0{,}425 f_{cd} b_0 d + \beta U_{Ta}$

La comprobación de la sección se realizará según 3.2, considerando como ancho de la sección el ancho del alma y las capacidades mecánicas equivalentes de las armaduras que se definen a continuación:

$$U_{s1}^e = U_{s1} - U_{Ta}$$

$$U_{s2}^e = U_{s2}$$

El momento último resistido por la sección será:

$$M_u = M_u^e + U_{Ta}(d-0{,}5h_0)$$

siendo $M_u^e$ el momento obtenido según 3.2, considerando como ancho de la sección el ancho del alma y las capacidades mecánicas equivalentes $U_{s1}^e$ y $U_{s2}^e$.

2º B $U_{s1} - U_{s2} > 0{,}425 f_{cd} b_0 d + \beta U_{Ta}$

La comprobación de la sección se realizará según 3.2, considerando como ancho de la sección el ancho del alma y las capacidades mecánicas equivalentes de las armaduras que se definen a continuación.

$$U_{s1}^e = U_{s1}$$

$$U_{s2}^e = U_{s2} + U_{Ta}$$

El momento último resistido por la sección será:

$$M_u = M_u^e - U_{Ta}(0{,}5h_0 - d')$$

siendo $M_u^e$ el momento obtenido según 3.2 considerando como ancho de la sección el ancho del alma y las capacidades mecánicas equivalentes $U_{s1}^e$ y $U_{s2}^e$.

En el caso 1º la profundidad del bloque comprimido siempre está contenida en la cabeza de la sección, sin involucrar al alma.

En el caso 2º el alma siempre está involucrada en el bloque comprimido.

## 5 Flexión compuesta recta en sección rectangular, con $U_{s1}=U_{s2}$

### 5.1 Dimensionamiento

| 1º | $N_d<0$ |
|---|---|

$$U_{s1}=U_{s2}=\frac{M_d}{(d-d')}-\frac{N_d}{2}$$

| 2º | $0\le N_d\le 0{,}5U_0$ |
|---|---|

$$U_{s1}=U_{s2}=\frac{M_d}{d-d'}+\frac{N_d}{2}-\frac{N_d d}{d-d'}\left(1-\frac{N_d}{2U_0}\right)$$

| 3º | $N_d>0{,}5U_0$ |
|---|---|

$$U_{s1}=U_{s2}=\frac{M_d}{d-d'}+\frac{N_d}{2}-\alpha\frac{U_0 d}{d-d'}$$

donde:

$$\alpha=\frac{0{,}480\,m_1-0{,}375\,m_2}{m_1-m_2}+0{,}5\left(1-\left(\frac{d'}{d}\right)^2\right)$$

$$m_1=(N_d-0{,}5U_0)(d-d')$$

$$m_2=0{,}5N_d(d-d')-M_d-0{,}32U_0(d-2{,}5d')$$

El caso 1º corresponde a situaciones de dimensionamiento con axiles de tracción y donde la posición de la fibra neutra varía entre $-0{,}5d'\le X\le 2{,}5d'$. El axil de tracción tiene signo negativo.

Los casos 2º y 3º corresponden a situaciones de dimensionamiento con axil de compresión y donde la posición de la fibra neutra es inferior o superior a $0{,}625d$, respectivamente.

### 5.2 Comprobación

| 1º | $e_0<0$ |
|---|---|

$$N_u=\frac{U_{s1}(d-d')}{e_0-0{,}5(d-d')}$$

$$M_u=N_u e_0$$

| 2º | $0\le e_0 < (d+2d')/4 + 2U_{s1}(d-d')/U_0$ |
|---|---|

$$N_u=\frac{U_{s2}(d-d')+\alpha U_0 d}{e_0+0{,}5(d-d')}$$

$$M_u=N_u e_0$$

donde:

$$\alpha=\frac{0{,}480\,m_1-0{,}375\,m_2}{m_1-m_2}+0{,}5\left(1-\left(\frac{d'}{d}\right)^2\right)$$

$$m_1=-0{,}5U_0e_0+(U_{s1}+U_{s2})\frac{d-d'}{2}+0{,}125U_0(d+2d')$$

$$m_2=-(U_{s2}+0{,}8U_0)e_0+U_{s2}\frac{d-d'}{2}+0{,}08\,U_0(d+5d')$$

| 3º | $e_0 \ge (d+2d')/4 + 2U_{s1}(d-d')/U_0$ |
|---|---|

$$N_u=\left[\sqrt{\left(\frac{e_0-0{,}5h}{d}\right)^2+2\frac{U_{s1}(d-d')}{U_0 d}}-\frac{e_0-0{,}5h}{d}\right]U_0$$

$$M_u = N_u e_0$$

El caso 1º corresponde a situaciones de comprobación con axiles de tracción y donde la posición de la fibra neutra varía entre $-0{,}5d' \leq X \leq 2{,}5d'$.

Los casos 2º y 3º corresponden a situaciones de comprobación con axil de compresión y donde la posición de la fibra neutra es inferior o superior a $0{,}625d$, respectivamente.

## 6 Flexión esviada simple o compuesta en sección rectangular

El método que se propone permite el cálculo de secciones rectangulares, con armadura en sus cuatro esquinas y armaduras iguales en las cuatro caras, mediante la reducción del problema a uno de flexión compuesta recta con una excentricidad ficticia, tal como se define seguidamente (figura A.8.4).

$$e'_y = e_y + \beta e_x \frac{h}{b}$$

donde:

$$\frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b}$$

y $\beta$ se define en la tabla A.8.1

**Tabla A.8.1**

| $\nu = N_d / (bhf_{cd})$ | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | ≥0,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta$ | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 |

Para cuantías grandes ($\omega > 0{,}6$) los valores indicados para $\beta$ se aumentarán 0,1 y para valores pequeños de cuantía ($\omega < 0{,}2$) los valores de $\beta$ se disminuirán en 0,1.

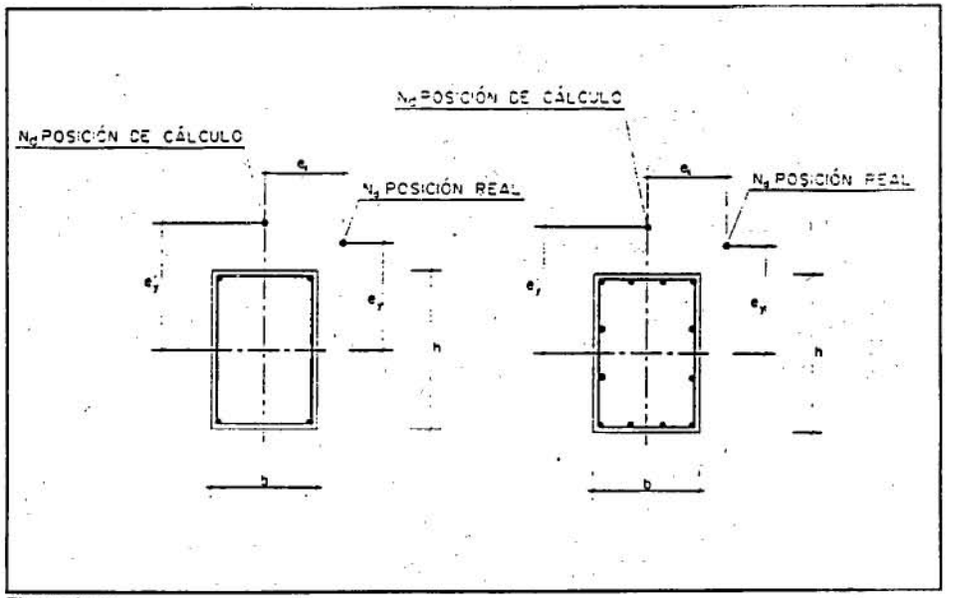


Figura A.8.4

# ANEJO 9

# Análisis de secciones fisuradas en servicio sometidas a flexión simple

## 1 Alcance

En este anejo se definen las expresiones que permiten evaluar los distintos parámetros que rigen el comportamiento seccional, de secciones rectangulares y en T, en régimen lineal fisurado: profundidad de la fibra neutra $X$, estado de tensiones de las fibras de armadura $\sigma_{s1}$ y $\sigma_{s2}$ y del hormigón $\sigma_c$, deformaciones de las armaduras $\varepsilon_{s1}$ y $\varepsilon_{s2}$ y valores de rigidez.

Las expresiones de este anejo permiten determinar las tensiones en la armadura traccionada ($\sigma_s$, $\sigma_{s1}$) para la comprobación del Estado Límite de Fisuración (Artículo 49º) o evaluar la inercia fisurada ($I_f$) para la comprobación del Estado Límite de Deformaciones (Artículo 50º).

## 2 Hipótesis básicas

Las hipótesis adoptadas, para la determinación de las expresiones que se presentan, son las siguientes:

- El plano de deformaciones se mantiene plano después de la deformación.
- Adherencia perfecta entre el hormigón y el acero.
- Comportamiento lineal para el hormigón comprimido.

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c$$

- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.
- Comportamiento lineal para los aceros, tanto en tracción como en compresión.

$$\sigma_{s1} = E_s \varepsilon_{s1}$$

$$\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2}$$

## 3 Sección rectangular

Para sección rectangular, los valores de los parámetros que definen el comportamiento seccional (figura A.9.1) son:

- Profundidad relativa de la fibra neutra

$$\frac{X}{d} = n\rho_1 \left(1+\frac{\rho_2}{\rho_1}\right)\left(-1+\sqrt{1+\frac{2\left(1+\frac{\rho_2\, d'}{\rho_1\, d}\right)}{n\rho_1\left(1+\frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}}\right)$$

$$si\ \rho_2 = 0 \rightarrow \frac{X}{d} = n\rho_1\left(-1+\sqrt{1+\frac{2}{n\rho_1}}\right)$$

- Inercia fisurada

$$I_f = n\, A_{s1}\,(d-X)\left(d-\frac{X}{3}\right) + n\, A_{s_2}\,(X-d')\left(\frac{X}{3}-d'\right)$$

donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{bd}$$

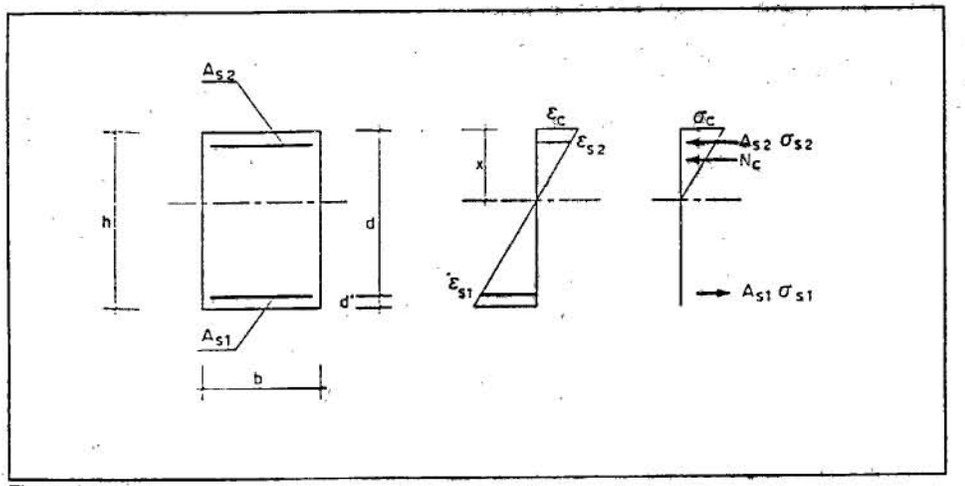



Figura A.9.1

## 4 Sección en T

Para sección en T, los valores de los parámetros que definen el comportamiento seccional (figura A.9.2) pueden obtenerse con las expresiones que se definen seguidamente.

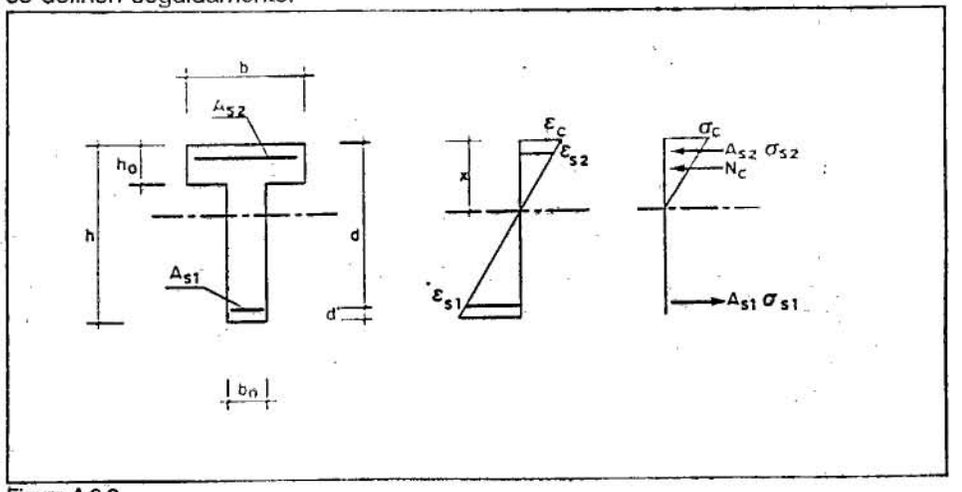



Figura A.9.2

$$\delta = \frac{h_0}{d}$$

$$\xi = \delta \left( \frac{b}{b_0} - 1 \right)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b\,d}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b\,d}$$

$$\beta = \xi + n\rho_1 \frac{b}{b_0}$$

$$\alpha = 2n\rho_1 \frac{b}{b_0} + \xi\,\delta$$

1º $$n\rho_1 \leq \frac{1}{2} \frac{\alpha^2}{1 - \alpha \left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) + \frac{\rho_2}{\rho_1} \frac{d'}{d}}$$

Los valores de $X/d$ e $I_f$ se determinarán con las expresiones del apartado 3, correspondientes a la sección rectangular, considerando como ancho de la sección el ancho de la cabeza comprimida.

2º $$n\rho_1 > \frac{1}{2} \frac{\alpha^2}{1 - \alpha \left( 1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) + \frac{\rho_2}{\rho_1} \frac{d'}{d}}$$

- Profundidad relativa de la fibra neutra

$$\frac{X}{d} = \beta \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{\alpha}{\beta^2}} \right)$$

- Inercia fisurada

$$I_f = I_c + nA_{s1}(d - X)^2 + nA_{s2}(X - d')^2$$

$$I_c = b\,h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( X - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + \frac{b_0 (X - h_0)^3}{3}$$

En el caso 1º, la posición de la fibra neutra de la sección fisurada está incluida en la cabeza de compresión y, consecuentemente, las expresiones para el cálculo de los parámetros que rigen el comportamiento seccional son las correspondientes a sección rectangular.

## 5 Curvatura y tensiones

La curvatura y las tensiones en el hormigón y en las distintas fibras de acero se obtienen con las expresiones siguientes:

- Curvatura

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_c I_f}$$

- Tensión de compresión en la fibra más comprimida de hormigón

$$\sigma_c = \frac{MX}{I_f}$$

- Tensión en las armaduras

$$\sigma_{s1} = n\,\sigma_c \frac{d-X}{X}$$

$$\sigma_{s2} = n\,\sigma_c \frac{X-d'}{X}$$

# ANEJO 10

# Tolerancias

## 1 Especificaciones del Sistema de Tolerancias

El sistema de tolerancias que adopte el Autor del Proyecto debe quedar claramente establecido en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, bien por referencia a este Anejo, bien completado o modificado según se estime oportuno.

## 2 Terminología

Se indica a continuación la terminología esencial.

a) Alabeo. La desviación de la posición real de una esquina cualquiera de una cara de un elemento plano, respecto al plano definido por las otras tres esquinas (figura A.10.1).

b) Arqueo. La desviación de la posición de cualquier punto de la superficie real de un elemento teóricamente plano y la superficie plana básica (figura A.10.2).

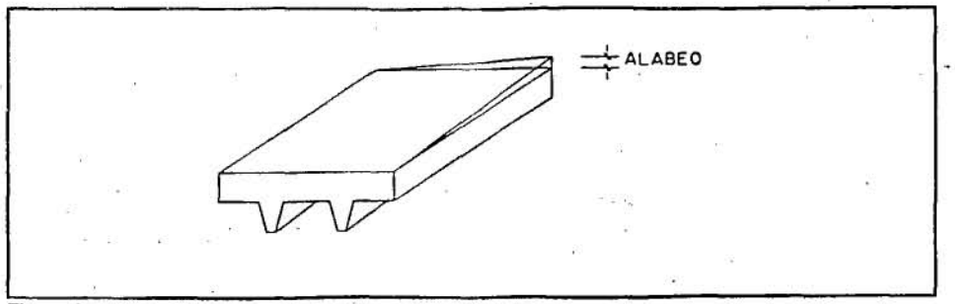



Figura A.10.1

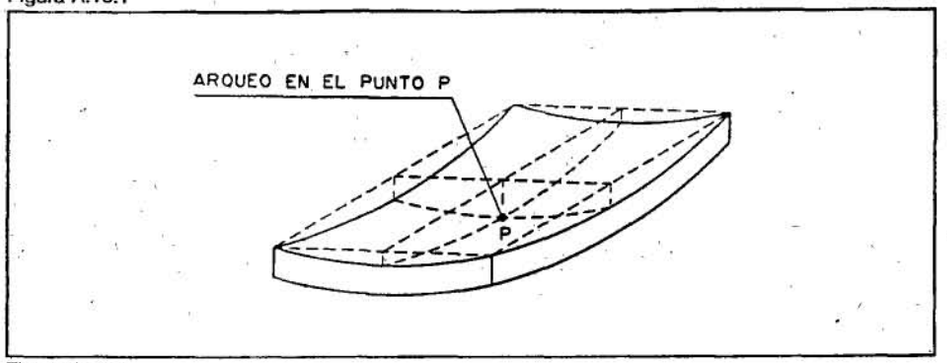



Figura A.10.2

c) Ceja. Resalto en la junta entre los bordes de dos piezas contiguas.

d) Desplome. Ver j).

e) Desviación. Diferencia entre la dimensión real o posición real y la dimensión básica o posición básica, respectivamente.

f) Desviación admisible. Límite aceptado para la desviación, con su signo (figura A.10.3).

g) Desviación de nivel. La desviación vertical de la posición real de un punto, recta o plano, respecto a la posición básica de un plano horizontal de referencia.

h) Desviación lateral. La desviación de la posición real de un punto o recta dentro de un plano horizontal, respecto a la posición básica de un punto o recta de referencia, situados en ese plano.

i) Desviación relativa. La desviación entre las posiciones reales de dos elementos en un plano, o entre elementos adyacentes en una construcción, o la distancia de un punto, recta o plano a un elemento de referencia.

j) Desviación de la vertical. La desviación entre la posición de un punto, línea o plano y la posición básica de una línea vertical o plano vertical de referencia. Cuando se aplica a muros o pilares se llama desplome.

k) Dimensión básica o posición básica. Dimensión o posición que sirven de referencia para establecer los límites de desviación (figura A.10.3).

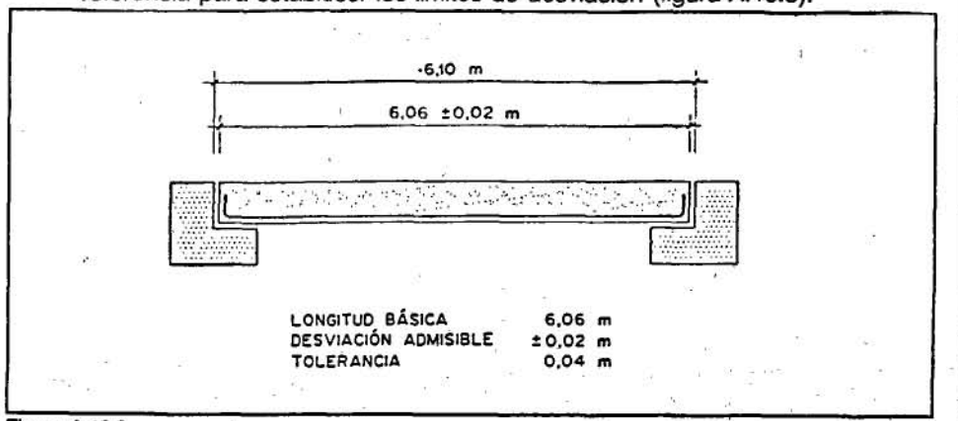



Figura A.10.3

l) Planeidad. El grado en que una superficie se aproxima a un plano (figura A.10.4).

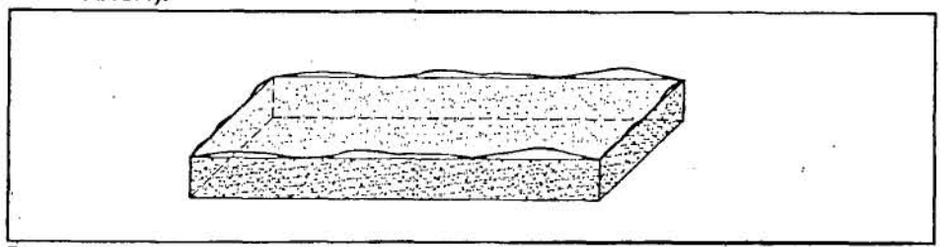


Figura A.10.4

m) Rectitud. El grado en que una línea se aproxima a una recta (figura A.10.5).

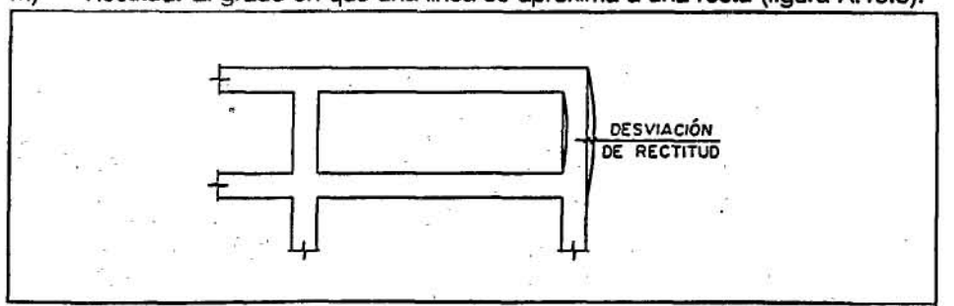



Figura A.10.5

n) Superficie no vista. La superficie de un elemento de hormigón destinada a ser revestida con tendidos, enfoscados, aplacados, etc., o que no va a ser observada por el usuario durante la vida útil de la construcción.

ñ) Superficie vista. La superficie de un elemento de hormigón que no va a ser revestida, salvo con pinturas, y que va a ser observada por el usuario durante la vida útil de la construcción.

o) Tolerancia. La diferencia entre los límites admisibles para las desviaciones de una dimensión o posición (figura A.10.3). La tolerancia es una valor absoluto sin signo.

Por ejemplo, para desviaciones admisibles de +30 mm y -20 mm, la tolerancia es 50 mm.

## 3 Selección del sistema de tolerancias

Conviene que las tolerancias adoptadas en un proyecto sean las más amplias compatibles con el funcionamiento adecuado de la construcción. No deben establecerse tolerancias cuya verificación no sea necesaria para dicho funcionamiento.

El sistema que se incluye en este Anejo es adecuado para obras de hormigón de tipo usual. Para algunas desviaciones específicas se indican distintas desviaciones admisibles según tipos de uso o grados de acabado. De todas formas, su adaptación a cada proyecto concreto puede requerir alguna modificación puntual.

## 4 Principios generales

a) Las tolerancias se aplican a las cotas indicadas en los planos. Deberá evitarse el doble dimensionamiento, pero en principio si a una dimensión o posición le corresponden varias tolerancias en el sistema descrito en este documento, se entiende que rige la más estricta salvo que se indique otra cosa.

b) La construcción no debe en ningún caso traspasar los límites de propiedad, con independencia de las desviaciones que en este Anejo se indican.

c) En caso de dimensiones fraccionadas que forman parte de una dimensión total, las tolerancias deben interpretarse individualmente y no son acumulativas.

d) Las comprobaciones deben realizarse antes de retirar apeos, puntales y cimbras en los elementos en que tal operación pueda producir deformaciones.

e) El Constructor debe mantener las referencias y marcas que permitan la medición de desviaciones durante el tiempo de ejecución de la obra.

f) Los valores para las desviaciones admisibles deben elegirse dentro de la serie preferente 10, 12, 16, 20, 24 30, 40, 50, 60, 80, 100.

g) Si se han respetado las tolerancias establecidas, la medición y abono de los elementos se hace a partir de las dimensiones básicas indicadas en los planos, es decir sin considerar las desviaciones ocurridas en la ejecución.

h) Si las desviaciones indicadas en este Anejo son excedidas en la construcción y pudieran causar problemas en su uso, la aceptación o rechazo de la parte de obra correspondiente debe basarse en el estudio de la trascendencia que tales desviaciones puedan tener sobre la seguridad, funcionalidad, durabilidad y aspecto de la construcción.

## 5 Desviaciones admisibles

Se indican siempre en mm.

### 5.1 Armaduras

#### 5.1.1 Armaduras pasivas

Las establecidas en la UNE 36831:97 "Armaduras pasivas de acero para hormigón estructural. Corte, doblado y colocación de barras y mallas. Tolerancias. Formas preferentes de Armado".

#### 5.1.2 Armaduras activas

a) Para la posición de los tendones de pretensado, en comparación con la posición definida en proyecto:

Para $l \leq 200$ *mm*
Para tendones que sean parte de un cable, tendones simples y cordones: $\Delta = \pm 0{,}025l$
Para $l > 200$ *mm*
Para tendones que sean parte de un cable y para tendones simples: $\Delta = \pm 0{,}025l$ ó $\Delta = \pm 20$ *mm* (lo que sea mayor).
Para cordones: $\Delta = \pm 0{,}04l$ ó $\Delta = \pm 30$ *mm* (lo que sea mayor).

donde *l* indica el canto o anchura de la sección transversal.

b) Se pueden utilizar otras tolerancias distintas de las definidas en el párrafo a) si se demuestra que no reducen el nivel requerido de seguridad.

c) Tolerancias para el recubrimiento del hormigón. La desviación del recubrimiento no excederá los valores:

±5 mm en elementos prefabricados
±10 mm en elementos hormigonados *in situ*

## 5.2 Cimentaciones

a) Variación en planta del centro de gravedad de cimientos aislados. (ver f) para pilotes) (figura A.10.6)

2% de la dimensión del cimiento en la dirección correspondiente, sin exceder de ±50 mm.

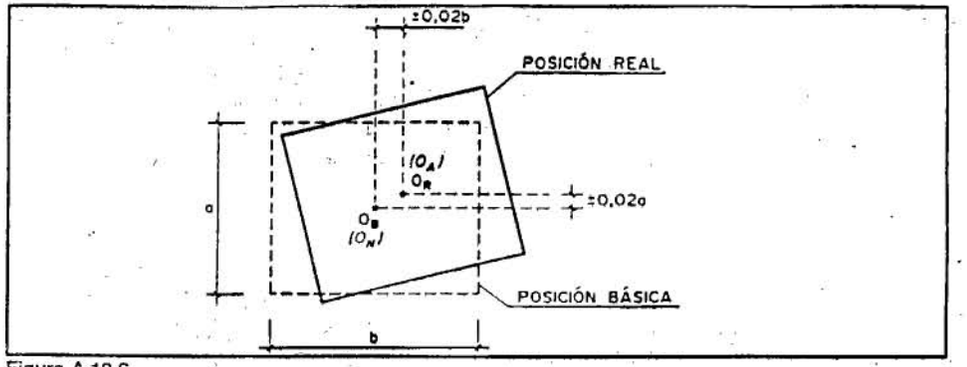



Figura A.10.6

b) Niveles

Cara superior del hormigón de limpieza
+20mm
-50mm

Cara superior del cimiento (ver g) para pilotes)
+20mm
-50mm

Espesor del hormigón de limpieza
-30mm

c) Dimensiones en planta ($a_1$-$a$ ó $b_1$-$b$) (figura A.10.7).

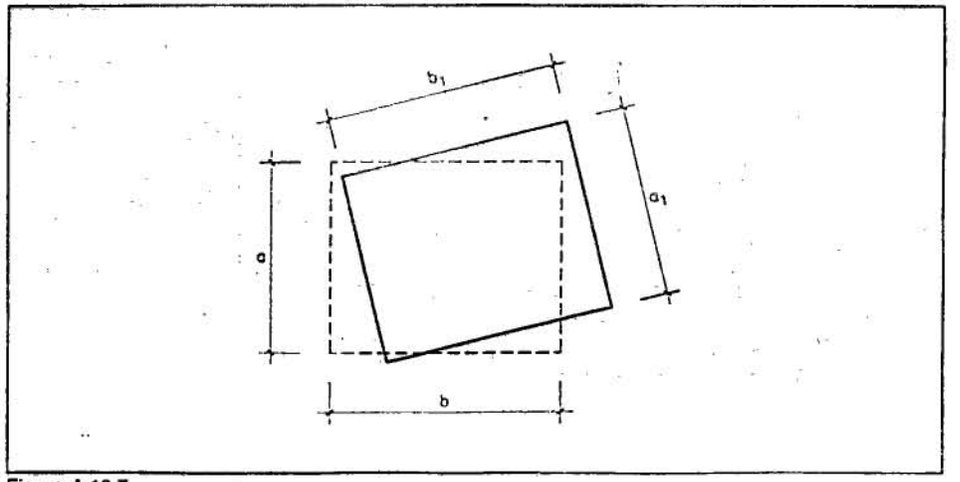



Figura A.10.7

Cimientos encofrados
+40mm
-20mm

Cimientos hormigonados contra el terreno

Dimensión no superior a 1 m
+80 mm
-20 mm

Dimensión superior a 1 m pero no superior a 2,5 m
+120 mm
-20 mm

Dimensión superior a 2,5 m
+200 mm
-20 mm

d) Dimensiones de la sección transversal (como mínimo las establecidas en 5.3.d)

+5%+120 mm
−5%−20 mm

e) Planeidad.
Desviaciones medidas después de endurecido y antes de 72 horas desde el vertido del hormigón, con regla de 2 m colocada en cualquier parte de la cara superior del cimiento y apoyada sobre dos puntos cualesquiera (no es aplicable a elementos de dimensión inferior a 2 m).

Del hormigón de limpieza:

±16 mm

De la cara superior del cimiento:
±16 mm

De caras laterales (sólo para cimientos encofrados):
±16 mm

f) Desviación en planta del centro de gravedad de la cara superior de un pilote

Control de ejecución reducido:
±150 mm

Control de ejecución normal:
±100 mm

Control de ejecución intenso:
±50 mm

g) Desviación en el nivel de la cara superior de un pilote, una vez descabezado
-60 mm
+30 mm

h) Desviación en el diámetro *d* de la sección del pilote
$+0{,}1d$ ↛ +100 mm
-20 mm

**5.3 Elementos de estructuras de edificios construidas *in situ***

a) Desviación de la vertical

Siendo *H* la altura del punto considerado respecto al plano horizontal que se tome como referencia.

a-1) Líneas y superficies en general (Δ en mm para *H* en m)

| | | |
|---|---|---|
| $H \leq 6$ m | $\Delta =$ | ±24 mm |
| 6 m $< H \leq 30$ m | $\Delta = \pm 4H$ | ↛ ±50 mm |
| $H \geq 30$ m | $\Delta = \pm 5H/3$ | ↛ ±150 mm |

a-2) Arista exterior de pilares de esquina vistos, y juntas verticales de dilatación vistas (Δ en mm para *H* en m)

| | | |
|---|---|---|
| $H \leq 6$ m | $\Delta =$ | ±12 mm |
| 6 m $< H \leq 30$ m | $\Delta = \pm 2H$ | ↛ ±24 mm |
| $H \geq 30$ m | $\Delta = \pm 4H/5$ | ↛ ±80 mm |

b) Desviaciones laterales

Piezas en general

Δ = ±24 mm

Huecos en losas y forjados. Desviación del centro para huecos de dimensión en la dirección considerada hasta 30 cm
Δ = ±12 mm

Huecos en losas de forjados. Desviación de los bordes para huecos de dimensiones en la dirección considerada superiores a 30 cm
Δ = ±12 mm

Juntas en general
Δ = ±16 mm

c) Desviaciones de nivel

c-1) Cara superior de losas

c-1.1) Cara superior de losas de pavimento
±20 mm

c-1.2) Cara superior de losas y forjados, antes de retirar puntales
±20 mm

c-1.3) Cara inferior encofrada de piezas, antes de retirar puntales
± 20 mm

c-1.4) Dinteles, parapetos y acanaladuras así como resaltos horizontales vistos
±12 mm

d) Dimensiones de la sección transversal

Escuadría de vigas, pilares, pilas, canto de losas y forjados y espesor de muros (Dimensión *D*)

$D \leq 30$ cm
+10 mm
-8 mm

30 cm $< D \leq 100$ cm
+12 mm
-10 mm

100 cm $< D$
+24 mm
-20 mm

e) Desviación relativa

e-1) Escaleras (aplicable a escaleras en que el peldañeado se realiza con el propio hormigón, sin material de revestimiento).

Diferencia de altura entre contrahuellas consecutivas:
3 mm

Diferencia de ancho entre huellas consecutivas:
6 mm

e-2) Acanaladuras y resaltos

Ancho básico inferior a 50 mm
±3 mm

Ancho básico entre 50 y 300 mm
±6 mm

e-3) Desviaciones de cara encofrada de elementos respecto al plano teórico, en 3 m

e-3.1) Desviación de la vertical de aristas exteriores de pilares vistos y juntas en hormigón visto
±6 mm

e-3.2) Restantes elementos
± 10 mm

e-4) Desviación relativa entre paneles consecutivos de encofrados de elementos superficiales (debe seleccionarse la Clase correspondiente en el Proyecto)

Superficie Clase A
±3 mm

Superficie Clase B
±6 mm

Superficie Clase C
±12 mm

Superficie Clase D
±24 mm

e-5) Planeidad de acabado de losas de pavimentos y losas y forjados de piso

Desviación vertical medida con regla de 3 m colocada en cualquier parte de la losa o forjado y apoyada sobre dos puntos, antes de retirar los puntales, después de endurecido el hormigón y dentro de las primeras 72 h a partir del vertido.

Acabado superficial:

Llaneado mecánico (tipo *helicóptero*)
±12 mm

Maestreado con regla
±8 mm

Liso
±5 mm

Muy liso
±3 mm

En cuanto a la planeidad de acabado, no deben especificarse tolerancias para losas y forjados de piso no cimbrados ya que la retracción y las flechas pueden afectar de forma importante a la medida de las desviaciones.

El método de la regla es muy imperfecto y hoy va siendo sustituido por la evaluación estadística de medidas de planeidad y de nivelación.

f) Aberturas en elementos

f-1) Dimensiones de la sección transversal
+24 mm
−6 mm

f-2) Situación del centro
±12 mm

**5.4 Piezas prefabricadas** (no aplicable a pilotes prefabricados)

**5.4.1 Tolerancias de fabricación de elementos lineales**

a) Longitud de pieza, *L*

$\pm 0{,}001\ L$

Con un mínimo de 5 mm para longitudes hasta 1 m y 20 mm para longitudes mayores.

b) Dimensiones transversales, *D*

$D \leq 150$ mm

±3 mm

150 mm<$D$≤500 mm
±5 mm

500 mm<$D$≤1000 mm
±6 mm

$D$>1000 mm
±10 mm

c) Flecha lateral medida respecto al plano vertical que contiene al eje de la pieza, en función de la luz $L$

$L$≤6 m
±6 mm

6 m<$L$≤12 m
±10 mm

$L$>12 m
±12 mm

d) Desviación de la contraflecha respecto al valor básico de proyecto, medida en el momento del montaje

Piezas en general

$$\pm \frac{L}{750}$$ con un valor límite de 16 mm

Piezas consecutivas en la colocación

$$\pm \frac{L}{1000}$$ con un valor límite de 12 mm

Donde $L$ es la longitud de la pieza. La segunda condición solo rige si la desviación afecta al aspecto estético.

e) Planeidad de la superficie de la cara superior. Desviación medida con regla de 3 m colocada en dos puntos cualesquiera, en el momento del montaje.

e-1) Si no han de recibir encima losa superior de hormigón *in situ*
±6 mm

e-2) Si han de recibir encima losa superior de hormigón *in situ*
±12 mm

**5.4.2 Tolerancias de fabricación de elementos superficiales**

a) Longitud, siendo $L$ la dimensión básica

$L$≤6 m
±8 mm

6 m<$L$≤12 m
+12 mm
−16 mm

$L$>12 m
+16 mm
−20 mm

b) Desviaciones en las dimensiones de la sección transversal ($D$)

$D$≤60 cm
±6 mm

60 cm<$D$≤100 cm
±8 mm

$D$>100 cm
±10 mm

c) Aberturas en paneles

Dimensiones en la abertura
±6 mm

Posición de las líneas centrales de la abertura
±6 mm

d) Elementos embebidos

Tornillos
±6 mm

Placas soldadas
±24 mm

Anclajes
±12 mm

e) Alabeo medido en el momento del montaje

± 5 mm por metro de distancia a la más próxima de las esquinas adyacentes, pero no más de ± 24 mm.

f) Arqueo (siendo $D$ la longitud de la diagonal de la pieza)

$\pm 0{,}003D$ con un valor límite de 24 mm

**5.4.3 Desviaciones de montaje**

a) Desviaciones respecto a la vertical: rige 5.3.a

b) Desviaciones laterales: rige 5.3.b

c) Desviaciones de nivel: rige 5.3.c

d) Desviaciones en muros de paneles

d-1) Ancho de junta en paneles vistos
± 6 mm

d-2) Variación de ancho a lo largo de la junta entre dos paneles vistos:

±2 mm por metro y como mínimo ± 1,5 mm entre dos puntos cualesquiera a lo largo de la junta, sin exceder en ningún caso ±6 mm

d-3) Cejas entre dos paneles adyacentes
±6 mm

e) Desviación de nivel entre bordes de caras superiores de piezas adyacentes

e-1) Si llevan losa superior
±16 mm

e-2) Si no llevan losa superior
±6 mm

e-3) Piezas de cubierta sin losa superior
±16 mm

e-4) Elementos con funciones de guías o maestras
±2 mm

f) Colocación de viguetas resistentes y semirresistentes en forjados

f-1) Desviación del apoyo de bovedilla en vigueta, $d_1$
(figura A.10.8)
± 5 mm con un valor límite de $d_1/3$
medido respecto a la dimensión básica indicada en la Autorización de Uso.

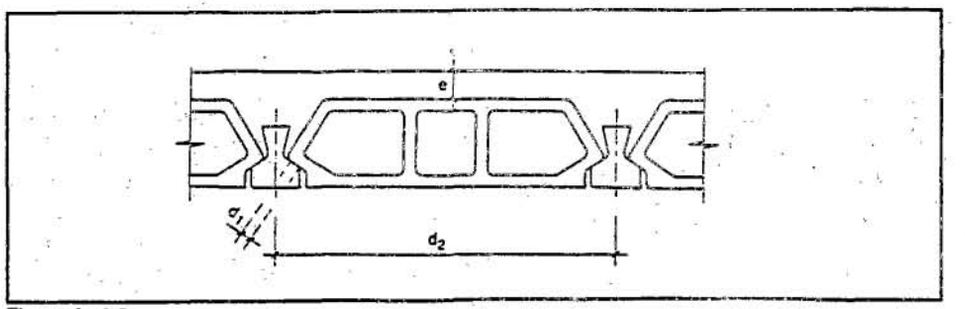


Figura A.10.8

En la práctica es más fácil controlar esta desviación admisible mediante el control de la desviación de la distancia entre ejes de viguetas, limitada

$$a \pm 10 \text{ mm} \neq \pm \frac{2d_1}{3}$$

f-2) Entregas de viguetas o armaduras salientes en vigas (figura A.10.9).

Vigas de borde (Longitud $L_1$)
±15 mm

Vigas interiores (Longitud $L_2$)
±15 mm

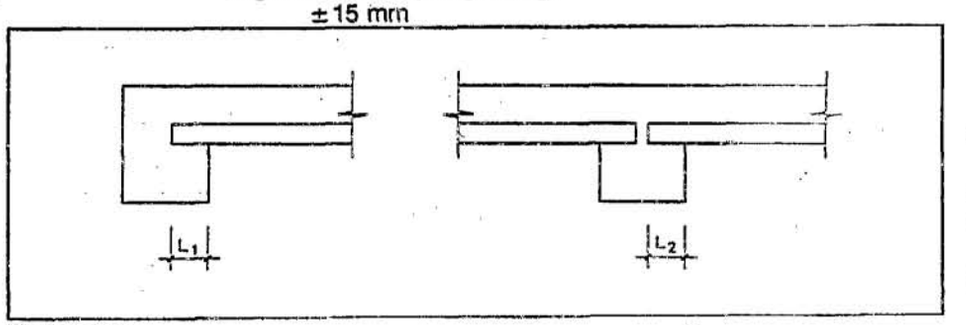


Figura A.10.9

f-3) Espesor de losa superior, medido sumergiendo un clavo en el hormigón fresco, en clave de bovedilla. La posición de la clave se determina tanteando con el clavo.
-6 mm
+10 mm

**5.5 Pantallas, núcleos, torres, chimeneas, pilas y otros elementos hormigonados con encofrado deslizante**

a) Desviación de la vertical. Corrimiento horizonal respecto a la posición básica de cualquier punto de referencia en la base del elemento, en función de la altura *H*.

$H \leq 30$ m $\quad \Delta = \pm 1{,}5H$ con un valor límite de 12 mm

$H > 30$ m $\quad \Delta = \pm \frac{2}{5} H$ con un valor límite de 100 mm

donde $\Delta$ en mm y $H$ en m

b) Desviación lateral entre elementos adyacentes
±50 mm

c) Espesor de muros y paredes.
Espesor no superior a 25 cm
+12 mm
−10 mm

Espesor superior a 25 cm
+16 mm
-10 mm

d) Desviación relativa de superficies planas encofradas

Pueden desviarse de la posición plana básica sin exceder ± 6 mm en 3 m.

**5.6 Muros de contención y muros de sótano**

a) Desviación de la vertical. Corrimiento horizontal de cualquier punto del alzado respecto a la posición básica de cualquier punto de referencia situado en la cara superior del cimiento, en función de la altura *H*.

$H \leq 6$ m

Trasdós
±30 mm

Intradós
±20 mm

$H > 6$ m
Trasdós
±40 mm

Intradós
±24 mm

b) Espesor *e*:

$e \leq 50$ cm
+16 mm
−10 mm

$e > 50$ cm
+20 mm
−16 mm

En muros hormigonados contra el terreno, la desviación máxima en más será de 40 mm.

c) Desviación relativa de las superficies planas de intradós o de trasdós.

Pueden desviarse de la posición plana básica sin exceder ±6 mm en 3 m.

d) Desviación de nivel de la arista superior del intradós, en muros vistos:
±12 mm

e) Tolerancia de acabado de la cara superior del alzado, en muros vistos:

± 12 mm con regla de 3 m apoyada en dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón.

**5.7 Obras hidráulicas y sanitarias**

**5.7.1 Canales**

a) Desviación lateral

Tramos rectos
±50 mm

Tramos curvos
±100 mm

b) Ancho de la sección a cualquier nivel, siendo *B* el ancho básico:

$\Delta = \pm (2{,}5B + 24)$ mm
con $\Delta$ en mm para *B* en metros

c) Desviación de nivel

c-1) Solera

± 12 mm

c-2) Coronación de cajeros siendo *H* el calado total

$\Delta = \pm (5H + 24)$ mm
con $\Delta$ en mm para *H* en metros

d) Espesor *e* de soleras y cajeros

$\pm e/10$, siempre que se mantenga el valor básico determinado como media de las medidas en tres puntos cualesquiera distantes entre sí 10 m, a lo largo del canal.

**5.7.2 Alcantarillas, sifones, etc.**

a) Desviación lateral

a-1) Línea del eje
± 24 mm

a-2) Posición de puntos de la superficie interior, siendo *D* la dimensión interior máxima:
$\Delta = \pm 5D$ mm con un valor límite de 12 mm
con $\Delta$ en mm para *D* en m

b) Desviación de nivel

b-1) Soleras o fondos
± 12 mm

b-2) Superficies de cajeros
± 12 mm

c) Dimensión e del espesor

$e \leq 30$ cm
+0,05e ≠ 12 mm
−8 mm

$e > 30$ cm
+0,05e ≠ 16 mm
−0,025e ≠ −10 mm

**5.8 Puentes y estructuras análogas hormigonadas *in situ*** (para pilas deslizadas véase 5.5)

a) Desviación de la vertical

Superficies vistas
± 20 mm
Superficies ocultas
± 40 mm

b) Desviación lateral

Eje
± 24 mm

c) Desviación de nivel

Cara superior de superficies de hormigón y molduras y acanaladuras horizontales

Vistas
± 20 mm

Ocultas
± 40 mm

d) Planeidad del pavimento

Dirección longitudinal

3 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

Dirección transversal

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

e) Aceras y rampas

En cualquier dirección:

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

f) Dimensiones de la sección transversal

f-1) Espesor e de la losa superior

$e \leq 25$ cm
+10 mm
−8 mm

$e > 25$ cm
+12 mm
−10 mm

f-2) Dimensiones transversales, $D$, de pilas, vigas, muros, estribos, etc.

$D \leq 30$ cm
+10 mm
-8 mm

$30\text{cm} < D \leq 100$ cm
+12 mm
−10 mm

$D > 100$ cm
+16 mm
−12 mm

f-3) Dimensiones de huecos en elementos de hormigón
±12 mm

g) Desviación relativa

g-1) Posición de huecos en elementos de hormigón
±12 mm

g-2) Superficies planas encofradas respecto a la posición básica del plano. Desviaciones en 3 m.

Superficies vistas
±12 mm

Superficies ocultas
±24 mm

g-3) Superficies no encofradas, aparte pavimentos y aceras, respecto a la posición básica del plano de referencia. Desviaciones:

En 3 m
±6 mm
En 6 m
±10 mm

**5.9 Pavimentos y aceras** (no aplicable a carreteras)

a) Desviaciones laterales

a-1) Posición de pasadores. Desviación del eje
±24 mm

a-2) Desviación de pasadores respecto al eje del pavimento (corrimiento del extremo del pasador en dirección de la junta)
±6 mm

b) Desviaciones de planeidad

b-1) En dirección longitudinal:

3 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

b-2) En dirección transversal:

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

b-3) Aceras y rampas. En cualquier dirección:

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

**5.10 Obras civiles de elementos de gran espesor no incluidas en otros apartados**

a) Desviación de la vertical

Superficies vistas
±30 mm

Superficies ocultas
±50 mm

b) Desviación lateral

Superficies vistas
±30 mm

Superficies ocultas
±50 mm

c) Desviación de nivel

Superficies vistas, fratasadas o encofradas
±12 mm

Superficies ocultas, fratasadas o encofradas
±24 mm

d) Desviación relativa

d-1) Superficies planas encofradas respecto a la posición básica del plano. Desviaciones en 3 m.

Superficies vistas
±12 mm

Superficies ocultas
±24 mm

d-2) Superficies no encofradas, aparte pavimentos y aceras, respecto a la posición básica del plano de referencia. Desviaciones:

En 3 m
±6 mm
En 6 m
±10 mm

# ANEJO 11

# Recomendaciones para hormigones de alta resistencia

## 1 Alcance

Se define, a los efectos de este Anejo, como hormigón de alta resistencia (HAR) aquel hormigón cuya resistencia característica a compresión, en probeta cilíndrica de 15x30 cm, a 28 días, supera los 50 N/mm².

Las prescripciones y requisitos incluidos en el articulado de esta Instrucción están avalados por la experimentación, según lo indicado en 39.2, únicamente para hormigones de resistencia no mayor que 50 N/mm². En este Anejo se desarrollan las recomendaciones pertinentes para aplicar adecuadamente la Instrucción a hormigones de resistencia superior a 50 N/mm², dando por supuesto que se mantienen vigentes todas las prescripciones que no entren en contradicción con las aquí contenidas.

En lo que sigue sólo se tratará de hormigones en cuya composición entran como materias primas cemento, áridos, agua y aditivos, contemplando, en su caso, como única adición el humo de sílice, limitando asimismo su resistencia a 100 N/mm². Quedan, por tanto, fuera de los objetivos de este anejo:

- Los hormigones fabricados con otras adiciones (como pueden ser las cenizas volantes), con cualquier tipo de fibras, etc.
- Los hormigones de resistencia característica superior a 100 N/mm², cuyo empleo requiere estudios especiales.

## 2 Complementos al texto de esta Instrucción

Seguidamente se indican, por referencia a los Títulos, Capítulos, Artículos y Apartados de esta Instrucción, (con objeto de facilitar su seguimiento), recomendaciones para el empleo de hormigones de alta resistencia.

## TITULO 1º BASES DE PROYECTO

### CAPÍTULO III Acciones

### Artículo 10º Valores de cálculo de las acciones

#### 10.2.1 Valores característicos de las acciones permanentes

Para la obtención del valor característico del peso propio se recomienda tomar como densidades los siguientes valores:

hormigón en masa 2400 kg/m$^3$
hormigón armado y pretensado 2600 kg/m$^3$.

## TÍTULO 2º ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### CAPÍTULO V Análisis estructural

Son aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en el articulado.

Se recomienda, en caso de realizar un análisis lineal con redistribución limitada, garantizar la ductilidad de las secciones críticas. El aumento de resistencia supone una pérdida de ductilidad para el hormigón y esta situación puede conducir a una pérdida de ductilidad a nivel seccional.

Para cualquier análisis en el tiempo, así como para el cálculo de pérdidas o de flechas diferidas, la fluencia y la retracción pueden ser diferentes en su valor y desarrollo en el tiempo a las de hormigones convencionales.

Para los HAR, el diagrama tensión-deformación, puede obtenerse utilizando los valores de la tabla A.12.1.

Tabla A.12.1

| $f_{ck}$ [N/mm$^2$] | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $E_{cl}$ [kN/mm$^2$] | 39,0 | 40,0 | 42,5 | 45,0 | 48,5 | 52,0 |
| $\epsilon_{c,lim}$ [$10^{-3}$] | 2,9 | 2,8 | 2,6 | 2,5 | 2,4 | 2,3 |

## TÍTULO 3º PROPIEDADES TECNOLÓGICAS DE LOS MATERIALES

### CAPÍTULO VI Materiales

Por tratarse de hormigones en los que la resistencia elevada es su característica predominante, es esencial asegurar la calidad de los materiales componentes.

### Artículo 26º Cementos

Se utilizarán cementos del tipo I que cumplan con la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos y correspondan a las clases resistentes 42,5 o superior.

A la entrega del cemento, el Suministrador acompañará un albarán con los datos exigidos por la vigente Instrucción de Recepción de Cementos, debiendo incluirse en el mismo la composición potencial del cemento.

Los cementos normalmente utilizados son los tipos CEM I 52,5R y CEM I 42,5R. En los casos en que el hormigonado tenga que realizarse en época calurosa, o en grandes masas, puede ser conveniente emplear cementos de bajo calor de hidratación con el fin de controlar adecuadamente la temperatura de fraguado.

En la elección del cemento debe tenerse en cuenta que son preferibles los que dan lugar a una baja demanda de agua y tienen un menor contenido de aluminato tricálcico.

### Artículo 27º Agua

No podrán utilizarse aguas de mar o aguas salinas para el amasado o curado.

### Artículo 28º Áridos

Para la fabricación de hormigones de alta resistencia se emplearán áridos con propiedades mecánicas idóneas, ya sean rodados o procedentes de rocas machacadas de alta calidad.

Desde el punto de vista mineralógico los áridos más recomendables son los basaltos, cuarcitas, riolitas, sienitas, ofitas y calizas de buena calidad, con densidades superiores a 2,60 kg/dm$^3$. Se recomienda igualmente que el coeficiente de desgaste de Los Ángeles no sea superior a 25.

Los áridos deben presentar un grado de limpieza muy elevado con el fin de asegurar una buena adherencia con la matriz cementante.

Es recomendable que el árido fino o arena tenga un módulo de finura próximo a 3. Se recomienda que el árido grueso tenga un tamaño máximo no superior a 20 mm y que su coeficiente de forma no sea inferior a 0,25.

### Artículo 29º Otros componentes del hormigón

#### 29.1 Aditivos

Para la obtención de estos hormigones se requiere la utilización de aditivos superfluidificantes que permitan conseguir las consistencias adecuadas con reducidas relaciones agua/cemento.

La efectividad del aditivo superfluidificante con el cemento debe ser objeto de estudio en laboratorio para seleccionar el binomio aditivo-cemento más conveniente.

Al producirse cambios en el tiempo de principio y fin de fraguado por la incorporación de superfluidificantes, es necesario realizar ensayos previos en laboratorio con cada aditivo y cemento a utilizar.

Es importante conocer la cantidad de agua que lleva incorporada un aditivo para deducirla del agua de amasado.

Siempre que haya un cambio de partida en los aditivos superfluidificantes, conviene realizar un control estricto de los mismos a fin de evitar variaciones importantes entre las distintas partidas suministradas.

#### 29.2 Adiciones

La adición normalmente contemplada en la fabricación de hormigones de alta resistencia es el humo de sílice, debido fundamentalmente a su alto coeficiente de eficacia, fruto de su elevado carácter puzolánico.

Para conseguir hormigones en obra con resistencia característica superior a 60 $N/mm^2$ es preciso, generalmente, recurrir al empleo de humo de sílice. En prefabricación puede ser necesario añadir humo de sílice a partir de 70 $N/mm^2$ de resistencia característica.

Se recomienda que el contenido de $SiO_2$ amorfa en el humo de sílice no sea inferior al 90%.

### Artículo 30º Hormigones

#### 30.4 Coeficientes de conversión

La limitación de tamaño impuesta a los moldes utilizados para la fabricación de las probetas de control, está relacionada con el tamaño máximo del árido empleado. Debido al menor tamaño de árido habitual en los hormigones de alta resistencia es posible, en ocasiones, el uso de probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro o cúbicas de 100 mm de arista. Estos tipos de probetas conducen a tensiones de rotura diferentes a las que se derivan del uso de las probetas convencionales.

La correlación entre las tensiones de rotura correspondientes a los distintos tipos y dimensiones de probetas, precisa, en cada caso, de una amplia experimentación directa.

A título meramente orientativo, pueden inicialmente adoptarse, para hormigones cuya resistencia en probeta cúbica esté comprendida entre 70 y 90 $N/mm^2$, coeficientes de conversión comprendidos entre 0,85 y 0,90 para correlacionar dichas resistencias con las correspondientes a probetas cilíndricas convencionales.

## CAPÍTULO VII Durabilidad

### Artículo 37º Durabilidad del hormigón y de las armaduras

Los HAR se caracterizan por su baja porosidad. Debido a esta propiedad, la permeabilidad al agua y la velocidad de difusión de sustancias agresivas, disminuyen considerablemente, lo que repercute en una mayor durabilidad frente a medios químicamente agresivos.

En cuanto a la resistencia a ciclos de hielo-deshielo, su comportamiento es mejor que el de los hormigones convencionales pero aún así no debe descartarse el empleo de agentes aireantes en condiciones ambientales extremas.

Un posible problema asociado a los contenidos elevados de cemento, característicos de este tipo de hormigón, es la reacción árido-álcali, por lo que se recomienda un mayor control en la selección de áridos para que sean inertes y en los cementos para que tengan un bajo contenido de álcalis.

Los HAR presentan valores de relación agua/cemento inferiores y contenidos de cemento superiores a los definidos por la Instrucción para los ambientes altamente agresivos, por lo que son especialmente adecuados para estos ambientes.

Los HAR presentan una mejor protección que los hormigones convencionales frente a los fenómenos de corrosión de las armaduras, debido a la menor velocidad de penetración de los agentes agresivos ($CO_2$ y $Cl^-$, principalmente).

A pesar de ello, deben mantenerse los recubrimientos mínimos exigidos en la Instrucción para hormigones convencionales.

Estos hormigones son más susceptibles a la acción del fuego que los hormigones convencionales, aunque en la actualidad existe poca información al respecto. Su mayor sensibilidad frente a la acción del fuego se debe a la mayor densidad de la matriz cementante y a su menor permeabilidad,lo que inpide la

liberación de tensiones internas provocadas por la formación de vapor de agua durante la exposición. Como resultado se producen desprendimientos de material de forma violenta, acompañados de una rápida regresión de la resistencia.

## TÍTULO 4º CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

## CAPÍTULO VIII Datos de los materiales para el proyecto

### Artículo 39º Características del hormigón

#### 39.1 Definiciones

La resistencia a tracción del HAR aumenta en menor proporción que su resistencia a compresión.

Los resultados experimentales indican que la relación entre resistencia a compresión y resistencia a tracción del articulado proporciona valores conservadores para estimar la resistencia a tracción de los HAR.

#### 39.2 Tipificación de los hormigones

En cuanto a la resistencia característica especificada, se recomienda utilizar la siguiente serie, en $N/mm^2$:

H-55, H-60, H-70, H-80, H-90 y H-100.

#### 39.5 Diagrama tensión-deformación de cálculo del hormigón

Para estos hormigones, se recomienda la utilización de los diagramas parábola-rectángulo o rectangular que se recogen a continuación, los cuales tienen en cuenta la disminución progresiva de la deformación de rotura cuando aumenta la resistencia del hormigón:

a) Diagrama parábola-rectángulo.

Se puede utilizar el mismo diagrama del articulado variando la deformación última según:

$$\varepsilon_{cu}=0{,}0035\frac{50}{f_{ck}}\leq 0{,}002$$

donde $f_{ck}$ está expresado en $N/mm^2$

b) Diagrama rectangular

Es aplicable el diagrama rectangular del articulado, con tensión constante $\sigma_c=0{,}85f_{cd}$ y altura del bloque comprimido $y=\lambda x$, siendo $x$ la profundidad de la fibra neutra, variando la deformación última $\varepsilon_{cu}$ en función de la resistencia, como expresa la ecuación anterior, y $\lambda$ definido por la ecuación:

$$\lambda=\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right)\leq\frac{2}{3}$$

Para $x > h/\lambda$ se tomará $y=h$.

#### 39.6 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

La expresión del módulo de deformación longitudinal propuesta en el articulado está contrastada hasta hormigones H-100, por lo que resulta válida para los hormigones tratados en este Anejo.

#### 39.7 Retracción del hormigón

Las deformaciones de retracción total de los hormigones de alta resistencia a temprana edad son mayores que las del hormigón normal. Esta diferencia disminuye con el tiempo y después de un año las deformaciones por retracción pueden ser del mismo orden e incluso menores, en el caso de los hormigones con humo de sílice. Puede adoptarse, por tanto, como valor final de la retracción, el especificado en el articulado, aunque si se desean conocer valores más precisos a tempranas edades deberá consultarse la bibliografía especializada.

#### 39.8 Fluencia del hormigón

El modelo de fluencia del articulado resulta adecuado si no se utiliza humo de sílice. En caso de añadir humo de sílice, el coeficiente de fluencia se reduce considerablemente, en algunos casos del orden de la mitad.

Se recomienda la realización de experimentación en cada caso concreto, cuando se pretendan conocer las deformaciones de fluencia con más precisión que las estimadas por el modelo propuesto por la Instrucción.

#### 39.9 Coeficiente de Poisson

El valor de 0,20 puede adoptarse para hormigón de alta resistencia con nivel de tensión inferior a $0{,}45f_{cm}$. Las deformaciones transversales previsibles para cargas próximas a la rotura son, sin embargo, inferiores a las correspondientes a hormigones normales.

#### 39.11 Características de fatiga del hormigón

No existe suficiente información experimental sobre las características de fatiga de los HAR, por lo que para el tratamiento de este tipo de problemas, debe consultarse la bibliografía especializada.

## CAPÍTULO IX Capacidad resistente de bielas, tirantes y nudos

### Artículo 40º Capacidad resistente de bielas, tirantes y nudos

#### 40.3.4 Bielas de hormigón confinado

La formulación del articulado para tener en cuenta el efecto del confinamiento puede resultar conservadora para los HAR.

## CAPÍTULO X Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos

### Artículo 42º Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

#### 42.1.3 Dominios de deformación

Deberá tenerse en cuenta, en la definición de los dominios de deformación, la reducción de la deformación última del hormigón en flexión, de acuerdo con lo establecido en este Anejo.

#### 42.3 Disposición relativas a las armaduras

Las cuantías mínimas correspondientes a la armadura traccionada, indicadas en el articulado, resultan aplicables también para los HAR.

En elementos sometidos a compresión simple o compuesta se verificarán las siguientes condiciones adicionales, relativas a cuantías y disposición de armaduras:

- Armaduras longitudinales :

$\phi_{min} \geq 12$ mm
$a \leq 25$ cm
$A'_s \leq 0{,}06 A_c$

- Armaduras transversales

$s_t \leq$ mín ($h_c$, $12\phi_{min}$, 20 cm)
$\phi_t \geq 8$ mm

donde:

$A'_s$ Área total de armaduras longitudinales comprimidas.
$\phi_{min}$ Diámetro de la barra longitudinal más delgada.
$a$ Separación máxima entre barras longitudinales.
$s_t$ Separación máxima entre armaduras transversales.
$h_c$ Menor dimensión del núcleo de hormigón encerrado por la armadura transversal.
$\phi_t$ Diámetro de la armadura transversal más delgada.

En elementos sometidos a flexión simple o compuesta, las fórmulas que proporcionan las cuantías mínimas de armadura están orientadas a evitar la rotura frágil tras producirse la fisuración, al transferir el hormigón sus tracciones al acero. Por tanto, aunque estén expresadas en función de la resistencia a compresión, dependen de su resistencia a tracción y, consecuentemente de los parámetros que gobiernan los fenómenos de fractura, como el tamaño de la pieza. La resistencia a tracción crece en menor medida que la de compresión en los HAR y, por tanto, las expresiones del articulado resultan moderadamente conservadoras.

En elementos comprimidos de HAR conviene disponer mayor cuantía de armadura transversal para garantizar el confinamiento del hormigón del núcleo, y de esta forma evitar roturas frágiles según planos diagonales y el pandeo de las armaduras longitudinales.

### Artículo 44º Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

En la comprobación y dimensionamiento de piezas sometidas a esfuerzo cortante debe considerarse que la alta resistencia de la matriz y de la interfaz entre matriz y áridos puede dar lugar a fisuras con escaso engranamiento entre sus caras, disminuyendo, por tanto, el término $V_{cu}$ correspondiente a la contribución del hormigón a la resistencia a cortante.

Por ello, para la determinación de los valores de $V_{u2}$ para piezas sin armaduras de cortante y de $V_{cu}$ para piezas con armadura de cortante, se deberá limitar el valor de $f_{ck} \leq 60$ N/mm$^2$.

Para la determinación del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se limitará el valor de $f_{1cd}$:

$f_{1cd} = 0{,}6 f_{cd}$ para $f_{ck} \leq 60$N/mm$^2$

$f_{1cd} = (0{,}9 - 0{,}005 f_{ck}) f_{cd}$ para 60 N/mm$^2$ < $f_{ck} \leq$ 80 N/mm$^2$

$f_{1cd} = 0{,}5 f_{cd}$ para 80 N/mm$^2$ < $f_{ck}$

### Artículo 45º Estado Límite de Agotamiento por torsión en elementos lineales

Para la determinación del torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se limitará el valor de $f_{1cd}$:

$f_{1cd} = 0{,}6 f_{cd}$ para $f_{ck} \leq 60$N/mm$^2$

$f_{1cd} = (0{,}9 - 0{,}005 f_{ck}) f_{cd}$ para 60 N/mm$^2$ < $f_{ck} \leq$ 80 N/mm$^2$

$f_{1cd} = 0{,}5 f_{cd}$ para 80 N/mm$^2$ < $f_{ck}$

### Artículo 46º Estado Límite de Punzonamiento

Por las mismas razones expuestas en el Estado Límite de Agotamiento frente a cortante, se debe limitar la resistencia característica del hormigón a $f_{ck} \leq 60 N/mm^2$, en el cálculo $\tau_{rd}$, tensión máxima resistente en el perímetro crítico, y $F_{sd,ef}$ para la comprobación en la zona exterior a la armadura de punzonamiento. Asimismo, para la evaluación de la resistencia máxima deberá limitarse el valor de $f_{1cd}$:

$$f_{1cd} = 0{,}3 f_{cd} \leq 12 N/mm^2$$

## CAPÍTULO XI Cálculos relativos a los Estados Límite de Servicio

### Artículo 49º Estado Límite de Fisuración

Son aplicables tanto los principios básicos como el método de cálculo del ancho y separación media de fisuras y las recomendaciones relativas a disposición de armaduras del articulado.

En general, conviene reducir la separación media entre fisuras y la abertura de las mismas debido a la mayor resistencia a tracción y mejor adherencia entre hormigón y armaduras.

### Artículo 50º Estado Límite de Deformación

Son aplicables tanto los principios generales como los métodos de cálculo de flechas instantáneas y diferidas establecidos en el articulado.

En general la deformabilidad de piezas de HAR, bajo cargas instantáneas, se reduce en relación a las estructuras de hormigón convencional. Ello es debido al mayor módulo de deformación y resistencia a tracción del hormigón, y a la mejor adherencia entre hormigón y acero, que incrementa notablemente la contribución del hormigón traccionado entre fisuras a la rigidez de la estructura.

La deformabilidad diferida bajo cargas duraderas también es menor debido a la menor fluencia y retracción del hormigón. La formulación del articulado permite obtener una buena estimación de la flecha diferida gracias a la presencia explícita de los coeficiente de fluencia y retracción.

## TÍTULO 5º EJECUCIÓN

### Artículo 66º Elaboración de ferralla y colocación de armaduras pasivas

#### 66.5 Anclaje de las armaduras pasivas

A falta de resultados experimentales, se pueden adoptar las longitudes de anclaje establecidas para el hormigón de 50 $N/mm^2$.

Son de aplicación todos los criterios establecidos en el articulado.

### Artículo 68º Dosificación del hormigón

El estudio de la composición puede realizarse ajustándose a alguno de los métodos de dosificación existentes que permita conseguir mezclas de la máxima compacidad. Se recomienda que el contenido de cemento esté comprendido entre 400 y 500 $kg/m^3$.

En la dosificación de estos hormigones se emplearán relaciones agua/cemento inferiores a 0,40.

No es recomendable utilizar contenidos de humo de sílice superiores al 15 por 100, por tratarse de un filler con gran demanda de agua.

En el cálculo del agua de amasado a emplear habrá que tener en cuenta la que aportan los áridos, el superfluidificante y, en su caso, el humo de sílice si ésta se suministra en suspensión en agua.

Valores muy elevados del contenido de cemento no conllevan, necesariamente, un aumento significativo de la resistencia y pueden dar lugar a efectos secundarios derivados del aumento de temperatura durante el fraguado, mayor retracción, mayor demanda de agua, además de un elevado coste.

La práctica indica que, para un buen desarrollo de los efectos favorables físicos y químicos del humo de sílice, el porcentaje adecuado de ésta se sitúa entre el 8% y el 12% sobre peso de cemento.

### Artículo 69º Fabricación y transporte a obra del hormigón

En el proceso de fabricación de hormigones de alta resistencia se deben cuidar, especialmente, los siguientes aspectos:

- El hormigón de alta resistencia debe fabricarse en central, que puede pertenecer o no a la obra.

- Debe determinarse con precisión la humedad de los áridos durante su almacenamiento, y previamente a la mezcla y amasado de los componentes del hormigón para evitar variaciones no previstas de la relación agua/cemento.

- Para facilitar el control de la humedad se deben proteger los áridos de las acciones derivadas del medio ambiente.

- El tiempo de amasado es superior al de un hormigón convencional, siendo aconsejable incrementar el empleado en éstos, como mínimo, para los medios usuales, en un 50%.

- En general, es recomendable realizar un mezclado en seco antes de verter el agua para favorecer la homogeneización de la mezcla.

- La incorporación de aditivos puede realizarse en planta o en obra. Sin embargo, por las especiales características de este hormigón, es posible la combinación de ambas situaciones.

El transporte se efectuará mediante amasadora móvil o camión hormigonera. Es recomendable no supera los 2/3 de la capacidad de la cuba.

**Artículo 70º Puesta en obra del hormigón**

La puesta en obra puede realizarse con los medios habituales. En general, el procedimiento de colocación de estos hormigones, debido a su gran fluidez, es el bombeo.

El empleo de aditivos superfluidificantes y el elevado contenido de finos lleva a hormigones muy fluidos, permitiendo unas tongadas de mayor espesor que en un hormigón convencional, si bien hace necesaria una mayor energía de compactación.

Debido a su mayor cohesión, la segregación durante el vertido es menor. Asimismo, se puede utilizar la compactación por vibrado, incluso con consistencias fluidas o líquidas

**Artículo 71º Juntas de hormigonado**

En algunas ocasiones puede existir contacto entre dos hormigones diferentes, en particular con distintas resistencias características. Un caso particular puede darse en los edificios altos, en los que es razonable emplear un tipo de hormigón en pilares y otro en vigas y forjados. En principio este tipo de juntas no requiere un tratamiento diferente respecto al utilizado en hormigones convencionales.

**Artículo 72º Hormigonado en tiempo frío**

Para el hormigonado en tiempo frío las medidas a contemplar son similares a las de un hormigón convencional, si bien, teniendo en cuenta su más alto calor de hidratación durante el fraguado y primeras horas de endurecimiento, la situación es menos desfavorable.

**Artículo 73º Hormigonado en tiempo caluroso**

Deberán extremarse las medidas para disminuir el riesgo de desecación en las diferentes etapas de fabricación, transporte, puesta en obra y curado, en las primeras horas.

**Artículo 74º Curado del hormigón**

Debido a las altas cantidades de conglomerante utilizadas, el calor de hidratación generado es superior al del hormigón convencional. Este hecho, junto a la baja relación agua/cemento, obliga a un mayor cuidado en el proceso de curado, sobre todo, durante los 3 primeros días tras la puesta en obra del hormigón.

El método de curado más recomendable es el realizado directamente con agua.

Debido a la menor exudación que presentan estos hormigones, la probabilidad de aparición de fisuración por retracción plástica es mayor.

**Artículo 75º Descimbrado, desencofrado y desmoldeo**

Debido a los aditivos empleados, se pueden producir retardos de fraguado respecto a hormigones convencionales. Por esta razón debe tenerse especialmente en cuenta esta circunstancia en el plazo de descimbrado.

## TÍTULO 6º CONTROL DE CALIDAD

### CAPÍTULO XV Control de Materiales

**Artículo 81º Control de los componentes del hormigón**

Se seguirán las prescripciones del Artículo 81º. Si las materias primas empleadas no son las habituales de la central de hormigonado, y por tanto no sometidas a autocontrol, será necesario el ensayo de las mismas con las frecuencias indicadas en esta Instrucción.

Los ensayos relativos a dichos materiales son, básicamente, similares a los habitualmente aplicados a los hormigones convencionales, con alguna connotación específica que se señala en cada caso.

81.1 Cemento

81.1.2 Ensayos

Como complemento a los ensayos indicados en el artículo 26º de la Instrucción, se determinarán, por cada partida que llegue a la planta, las características siguientes:

- Finura de molido.
- Pérdida al fuego por calcinación.
- Residuo insoluble.
- Contenidos en: $SiO_2$, $Al_2O_3$, $Fe_2O_3$, MgO, $SO_3$, $C_3A$, $Na_2O$ y $K_2O$.

81.3 Áridos

81.3.2 Ensayos

Complementariamente a los ensayos definidos en el artículo 28º, se efectuarán los siguientes:

- Tamaño máximo del árido, según UNE 7295:76.
- Densidad del material, según UNE 83133:90 (arenas) y UNE 83134:90 (gravas).

81.4 Otros componentes del hormigón

En la obtención de hormigones de alta resistencia resulta ineludible la utilización de aditivos. Para su elección, resulta necesario efectuar, en cada caso, ensayos de compatibilidad con el cemento utilizado, prestando especial atención a su incidencia en la docilidad del hormigón resultante o en el tiempo de fraguado y endurecimiento posterior.

81.4.2 Ensayos

Complementariamente a los ensayos definidos en el artículo 29º de la Instrucción, se realizará la determinación del *residuo seco*, según UNE 83205:85, en el caso de utilización de aditivos líquidos.

**Artículo 83º Control de la consistencia del hormigón**

83.1 Especificaciones

A diferencia de los hormigones convencionales, en los hormigones de alta resistencia es conveniente, y en ocasiones necesario, ajustar la consistencia del hormigón a su llegada a obra.

La decisión al respecto corresponde al suministrador del hormigón, quien establecerá definitivamente la dosificación que proceda y, por consiguiente, asumirá la responsabilidad de dicha decisión.

83.2 Ensayos

Se determinará el valor de la consistencia mediante el cono de Abrams, de acuerdo con UNE 83313:90 o mediante mesa de sacudidas, según UNE 7102:56.

- Siempre que se fabriquen probetas para control de resistencia.
- Cuando lo ordene el Director de Obra.

**Artículo 86º Ensayos previos del hormigón**

Se considera recomendable, en cualquier caso, la realización sistemática de los ensayos previos para optimizar la dosificación a utilizar en los hormigones de alta resistencia. Dicha dosificación es función, entre otras variables, de las condiciones de ejecución disponibles en la planta de fabricación. En estos hormigones, las condiciones de ejecución necesarias implican la dosificación en peso, con almacenamiento separado y diferenciado de todas las materias primas y corrección en la cantidad del agua que contengan los áridos. Además, es necesario un control estricto de la calidad del cemento y de la relación agua/cemento. Las básculas y los elementos de medida se comprobarán periódicamente, y existirá un control (de recepción) de las materias primas.

**Artículo 87º Ensayos característicos del hormigón**

Se considera obligatoria la realización de los ensayos característicos antes del comienzo de hormigonado.

**Artículo 88º Ensayos de control del hormigón**

El control sólo podrá realizarse en dos modalidades:

- Control total (control al 100%), cuando se conoce la resistencia de todas las amasadas.

- Control estadístico del hormigón, cuando sólo se conoce la resistencia de una fracción de las amasadas que se controlan. En este caso, se considera necesaria la determinación de la resistencia al menos en 6 amasadas por lote.

En ambas modalidades, los ensayos se realizan sobre probetas ejecutadas en obra y ensayadas según UNE 83301:91, 83303:84 (en su caso) y 83304:84.

Los ensayos de control del hormigón serán realizados por laboratorios que cumplan lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan.

### 88.4 Control estadístico del hormigón

A los efectos del control se dividirá la obra en lotes, con arreglo a los criterios del cuadro siguiente, siendo objeto del control determinar si el hormigón componente de cada uno de los lotes es aceptable con arreglo al contenido de la Instrucción.

**CRITERIOS PARA LA DISTRIBUCIÓN DE LOTES DE CONTROL**

| LIMITE SUPERIOR | TIPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | | |
|---|---|---|---|
| | ELEMENTOS COMPRIMIDOS (Pilares, muros portantes,etc.) | ELEMENTOS EN FLEXIÓN SIMPLE (Vigas, forjados, muros de contención, etc.) | MACIZOS (Zapatas, estribos de puente, bloques, etc.) |
| Vólumen de Hormigón | 50 $m^3$ | 100 $m^3$ | 100 $m^3$ |
| Tiempo de hormigonado | 2 semanas | 2 semanas | 1 semana |
| Superfie construida | 1.000 $m^2$ | 1.000 $m^2$ | - |
| Número de plantas | 1 | 1 | - |

### Artículo 89º Ensayos de información complementaria del hormigón

El contenido de UNE 83302:84 "Extracción y conservación de probetas testigo" es íntegramente aplicable a los hormigones de alta resistencia, aun cuando, considerando el rápido desarrollo de resistencia en las primeras edades que presentan los HAR, la limitación relativa a la edad mínima del hormigón en el momento de la extracción (14 días), puede ser rebajada a 3 días.

# ANEJO 12

# Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas

## 1 Alcance

En este anejo se describen los requisitos especiales que se recomiendan para estructuras de hormigón estructural sometidas a acciones sísmicas, complementarios a las disposiciones establecidas en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94

La NCSE-94, Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación, y la IAP, Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera, establecen espectros elásticos de respuesta, que pueden ser modificados sustancialmente teniendo en cuenta la capacidad de la estructura de comportarse de forma dúctil, es decir, de trabajar en un rango de comportamiento no lineal sin pérdida significativa de resistencia.

La NCSE-94 establece como niveles de ductilidad: Muy alta ($\mu=4$), Alta ($\mu=3$), Baja ($\mu=2$) y Sin ductilidad ($\mu=1$).

El nivel de ductilidad de una estructura depende del tipo estructural, materiales, características geométricas, etc., además de los detalles estructurales y constructivos, para los que se establecen en este Anejo algunas recomendaciones.

A efectos del comportamiento frente al sismo se recomienda utilizar los tipos estructurales, detalles constructivos, etc., que proporcionen a la estructura la mayor ductilidad posible, especialmente si la aceleración sísmica de cálculo es elevada.

## 2 Bases de proyecto

Las bases de proyecto para estructuras sometidas a acciones sísmicas son las que se establecen en el Título 1º, Bases de proyecto, de esta Instrucción. En el Artículo 13º, Combinación de Acciones, la combinación de la acción sísmica con las

restantes acciones se considera como una situación accidental especial definida como situación sísmica.

Como valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables, $\Psi_{2,i}Q_{k,i}$, se tomarán los indicados en las distintas normas de acciones.

## 3 Análisis estructural

La NCSE-94 y la IAP-98 establecen diferentes métodos de análisis de los efectos de la acción sísmica sobre una estructura:

- Estudio dinámico directo, en el dominio del tiempo o de la frecuencia, con un modelo elástico lineal o no lineal a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo.
- Análisis modal espectral empleando un espectro de respuesta.
- Método simplificado de cargas estáticas equivalentes, aplicables cuando se cumplen estrictas limitaciones geométricas o de forma.

Todos estos métodos son aplicables a estructuras de hormigón estructural teniendo en cuenta los requisitos y comentarios del Título 2º: Análisis estructural.

Cuando se considera un comportamiento dúctil para la estructura, debe comprobarse especialmente el efecto de segundo orden causado por las deformaciones, evaluadas teniendo en cuenta la degradación de rigidez sufrida por la estructura.

Las condiciones de rigidez de una estructura y, consecuentemente, los esfuerzos inducidos por la acción sísmica, pueden variar considerablemente debido a la influencia de elementos no estructurales, tales como tabiques o muros de cerramiento. El modelo utilizado para el análisis de los esfuerzos tiene que tener en cuenta este efecto, y en proyecto deben definirse todos los detalles necesarios para garantizar que en la estructura se reproduzcan las condiciones de colaboración, o no, de estos elementos, en la capacidad resistente de la estructura, tal como se ha previsto en proyecto.

## 4 Materiales

Los aceros de armaduras pasivas recomendados para garantizar un comportamiento de dúctilidad elevada son los que cumplen las siguientes condiciones:

$$1{,}20 \le \frac{f_s}{f_y} \le 1{,}35$$

$$\varepsilon_{max} \ge 9\%$$

Un tipo de acero que cumple las condiciones de ductilidad exigidas es el acero soldable con características especiales de ductilidad B 400 SD, normalizado en UNE 36065:98 EX. Dicho acero, constituido por barras corrugadas cuyos diámetros se ajustan a la serie: 6-8-10-12-14-16-20-25-32-40 mm, debe cumplir los requisitos técnicos fijados en dicha norma, entre los cuales se hallan los de adherencia que se establecen en 31.2 y los relativos a características mecánicas mínimas garantizadas, que se recogen en la tabla siguiente:

**Tabla A.12.1 Características mecánicas garantizadas de las barras corrugadas de acero B 400 SD**

| Designación | Clase de acero | $f_y$[N/mm²] no menor que (1) | $f_s$[N/mm²] no menor que (1) | $f_y$ real / $f_y$ nominal | Alargamiento de rotura sobre base de 5 diámetros | $\varepsilon_{máx}$ | $f_s/f_y$ en ensayo (2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B 400 SD | Soldable con características especiales de ductilidad | 400 | 480 | ≤ 1,20 | ≥ 20% | ≥ 9% | ≥ 1,20<br>≤ 1,35 |

(1) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

(2) Relación mínima y máxima admisible entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenido en cada ensayo.

Los requisitos técnicos de UNE 36065:98 EX incluyen, además de las características de soldabilidad, adherencia y mecánicas indicadas en el articulado, requisitos de resistencia a fatiga, coincidentes con los valores indicados para armaduras pasivas en 38.10 de esta Instrucción, y de resistencia a carga cíclica de gran amplitud (3 ciclos completos de histéresis).

De acuerdo con los resultados experimentales disponibles, la capacidad de un elemento de desarrollar un comportamiento dúctil es función de la longitud de la rótula plástica que se forma, y ésta, entre otras cosas, de la relación $f_s/f_y$ del acero utilizado. Por esta razón, en este anejo, se establece un valor mínimo de $f_s/f_y$ *de 1,20*.

Por otra parte, durante la formación de la rótula plástica, el acero se deforma y consecuentemente puede alcanzar su máxima capacidad resistente lo que conlleva un aumento de la capacidad resistente a flexión y a un aumento de los esfuerzos asociados (cortante, tracción o compresión en zonas de anclaje, etc.). Por esta razón debe limitarse superiormente la relación $f_s/f_y$, que en este anejo se establece no mayor que 1,35, y establecerse unos criterios adecuados que conduzcan a una mayor capacidad resistente en esa zona de los esfuerzos asociados, que garanticen el fallo dúctil por tensiones normales.

## 5 Elementos estructurales

### 5.1 Generalidades

En lo que sigue se establecen unos requisitos dimensionales y de disposición de armaduras que aseguran un comportamiento de ductilidad alta para las diferentes

magnitudes de la acción sísmica, de acuerdo con la experimentación disponible y el comportamiento real de estructuras sometidas a sismo.

Los requisitos relativos a dimensiones mínimas o a cuantías máximas están, en general, establecidos para evitar una excesiva concentración de armaduras o una inadecuada ejecución de las zonas de mayor responsabilidad estructural.

Los requisitos relativos a armaduras longitudinales, en cuanto a cuantías mínimas en secciones y distribuciones a lo largo del elemento, están establecidos teniendo en cuenta, principalmente, la reversibilidad de momentos y el cambio de las leyes de esfuerzos a lo largo del elemento debido al comportamiento no lineal supuesto.

Los requisitos relativos a armaduras transversales están establecidos, principalmente, con el fin de confinar el hormigón comprimido, evitar el pandeo de la armadura comprimida y aumentar la resistencia a cortante.

Por último, los criterios generales relativos a las condiciones de anclaje se establecen para tener en cuenta el deterioro de estas características resistentes debido a la acción de las cargas cíclicas alternadas.

## 5.2 Vigas

Este apartado se refiere a elementos que trabajan fundamentalmente a flexión y cumplen las siguientes condiciones:

- El esfuerzo axil de compresión de cálculo reducido, debido a la situación sísmica, cumple:

$$\frac{N_d}{A_c f_{cd}} \leq 0{,}10$$

- La relación ancho/canto no será menor que 0,3.
- La luz del vano no será menor que cuatro veces el canto útil del elemento.
- El ancho de la viga no será inferior a 250 mm ni superior al ancho del apoyo o pilar que la recibe más 0,75 del canto de la viga.

En relación con el anclaje y solapo de las armaduras se cumplirán las siguientes indicaciones:

- Las longitudes de anclaje de las armaduras se aumentarán $10\phi$ respecto a las definidas para cargas estáticas en 66.5.
- Los empalmes de las armaduras se alejarán, en lo posible, de las zonas próximas a los extremos, en una longitud de dos veces el canto de la viga, o de las zonas donde se prevea la formación de rótulas plásticas.

Para estructuras en las que se quiera conseguir un nivel de ductilidad muy alto las vigas deberán cumplir los siguientes requisitos, relativos a disposición de armaduras.

- Armadura longitudinal

La armadura longitudinal estará constituida, al menos, por $4\phi16$ dispuestos a lo largo de toda la longitud, dos en cada cara. En cualquier caso no se dispondrá, en un paramento traccionado, una cuantía geométrica superior al 2,5%.

La capacidad resistente a flexión positiva en el apoyo no será inferior a la mitad de la capacidad resistente de esta sección a flexión negativa. Simplificadamente, esta condición se cumple si se dispone en los extremos de las vigas una armadura comprimida no inferior a la mitad de la traccionada. En cualquier caso, ninguna sección a lo largo de la viga tendrá una capacidad resistente a flexión positiva o negativa inferior al 25% de la capacidad resistente máxima a flexión negativa de los extremos.

- Armadura transversal

La capacidad resistente a cortante de las secciones será, al menos, un 25% superior a la requerida por el cortante de cálculo para situación sísmica.

En cuanto a la disposición de la armadura transversal se seguirán las siguientes indicaciones (figura A.12.1):

- En las zonas extremas de la viga, en una longitud igual al menos a dos veces el canto desde la cara del apoyo hacia el interior del vano, se dispondrán cercos cerrados de diámetro mayor o igual que 6 mm y separados a distancias no mayores que la menor de las siguientes:
  - Un cuarto del canto de la viga.
  - 6 veces el diámetro de la barra longitudinal comprimida de menor diámetro.
  - 24 veces el diámetro utilizado para la armadura transversal.
  - 150 mm.
- En las zonas centrales son de aplicación los requisitos generales establecidos por esta Instrucción.

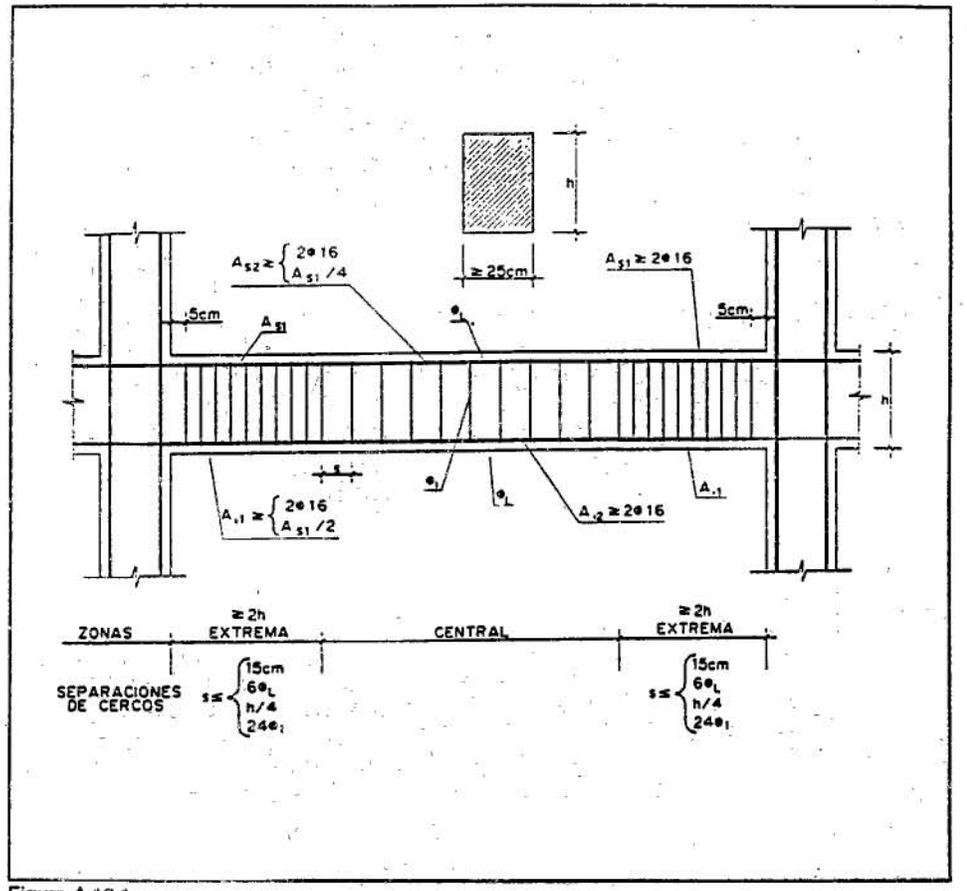



Figura A.12.1

Para estructuras en las que se quiera conseguir un nivel de ductilidad alto, las vigas deben cumplir los siguientes requisitos, relativos a disposición de armaduras.

- Armadura longitudinal

  La armadura longitudinal estará constituida, al menos, por 4$\phi$14 dispuestos a lo largo de toda la longitud, dos en cada cara. En cualquier caso, en el paramento traccionado, no se dispondrá una cuantía geométrica superior al 2,5%.

  La capacidad resistente a flexión positiva en el apoyo no será inferior al tercio de la capacidad resistente de esta sección a flexión negativa. Simplificadamente, esta condición se cumple si se dispone en los extremos de las vigas una armadura comprimida no inferior al tercio de la traccionada. En cualquier caso, ninguna sección a lo largo de la viga tendrá una capacidad resistente a flexión positiva o negativa inferior al 20% de la capacidad resistente máxima a flexión negativa de los extremos.

  Armadura transversal

  La capacidad resistente a cortante de las secciones será, al menos, un 25% superior a la requerida por el cortante de cálculo para situación sísmica.

  En cuanto a la disposición de la armadura transversal se seguirán las siguientes indicaciones (figura A.12.2):

  - En las zonas extremas de la viga, en una longitud igual al menos a dos veces el canto desde la cara del apoyo hacia el interior del vano, se dispondrán cercos cerrados de diámetro mayor o igual que 6 mm y separados a distancias no mayores que la menor de las siguientes:
    - Un cuarto del canto de la viga.
    - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal comprimida de menor diámetro.
    - 24 veces el diámetro utilizado para la armadura transversal.
    - 200 mm.
  - En las zonas centrales son de aplicación los requisitos generales establecidos por esta Instrucción.

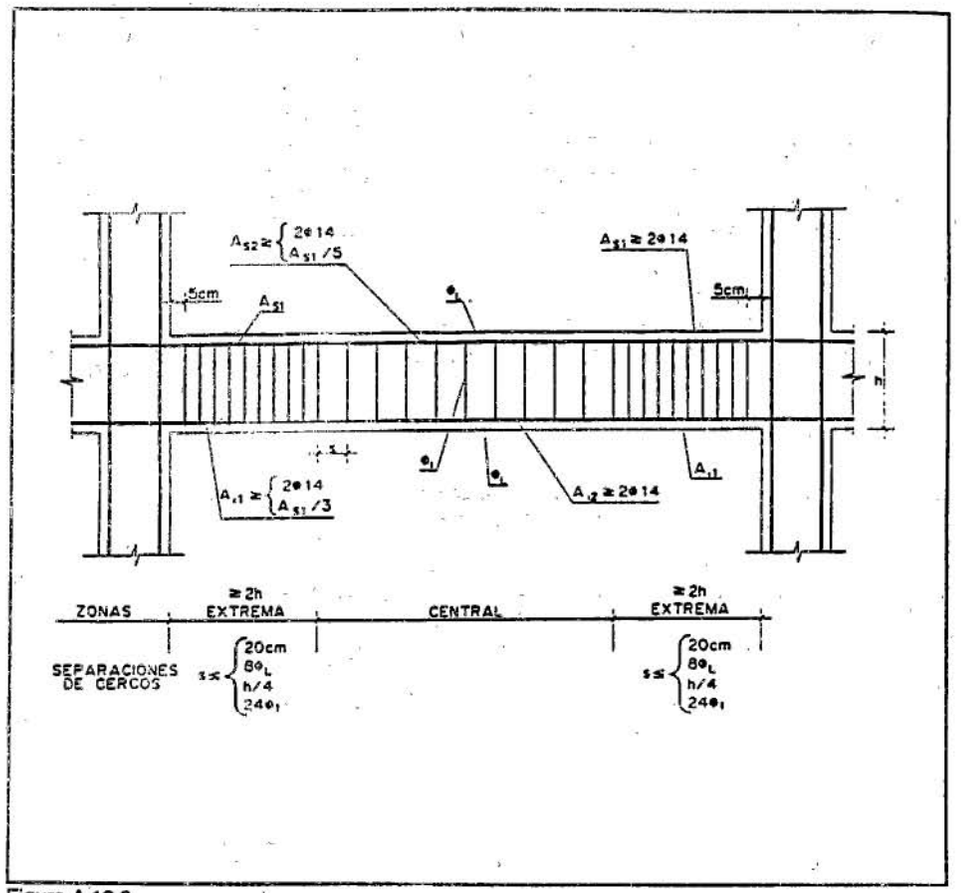



Figura A.12.2

## 5.3 Soportes

Este apartado se refiere a elementos que trabajan fundamentalmente a compresión compuesta y cumplen las siguientes condiciones:

- El esfuerzo axil de compresión de cálculo reducido, debido a la situación sísmica, es:

$$\frac{N_d}{A_c f_{cd}} \geq 0{,}10$$

En relación con el anclaje y el solapo de las armaduras se cumplirán las siguientes indicaciones

- Las longitudes de anclaje de las armaduras se aumentarán $10\phi$ respecto a las definidas para cargas estáticas, en 66.5.

- Los empalmes de las armaduras se alejarán, en lo posible, de las zonas próximas a los extremos o de las zonas donde se prevea la formación de rótulas plásticas.

Para conseguir estructuras de ductitlidad muy alta, los soportes deben cumplir los siguientes requisitos:

- La dimensión mínima no será inferior a 30 cm.

- Armadura longitudinal

La armadura longitudinal estará constituida, como mínimo, por tres barras por cara y con una separación no superior a 150 mm. En cualquier caso, no se dispondrá una cuantía geométrica total inferior al 1% ni superior al 6%.

- Armadura transversal

La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cortante de cálculo para la situación sísmica.

En cuanto a la disposición de la armadura transversal se seguirán las siguientes indicaciones (figura A.12.3):

- En las zonas extremas del pilar, en una longitud mayor o igual al doble de la menor dimensión o la sexta parte de la longitud libre del soporte, se dispondrán cercos cerrados de diámetro mayor o igual a 6 mm y separados a distancias no mayores que la menor de las tres siguientes:

  - Un cuarto de la menor dimensión del soporte.
  - 6 veces el diámetro de la barra longitudinal comprimida de menor. diámetro
  - 100 mm.

En ningún caso, en esta zona, se dispondrá una cuantía mecánica volumétrica de armadura menor que

$$\omega_W = \frac{W_{sc} f_{yd}}{W_c f_{cd}} > 0{,}12$$

donde:

$\omega_W$ Cuantía mecánica volumétrica de confinamiento (figura 40.3.4.a).
$W_{sc}$ Volumen de horquillas y estribos de confinamiento.
$W_c$ Volumen de hormigón confinado.

La armadura definida para estas zonas extremas se prolongará dentro del nudo.

- En las zonas centrales son de aplicación los requisitos generales establecidos por esta Instrucción.

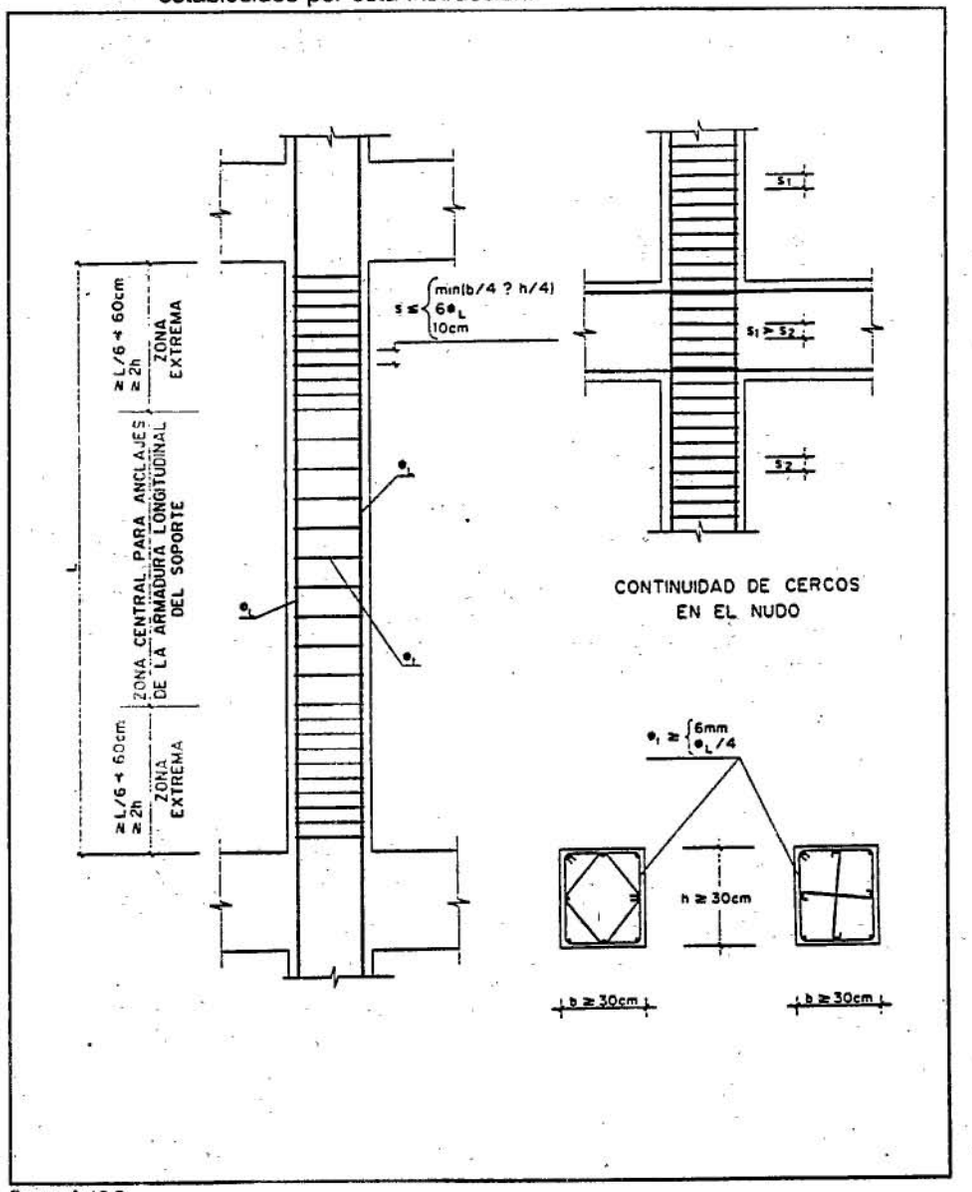



figura A.12.3

Cuando se desee conseguir estructuras de ductilidad alta, los soportes deben cumplir los siguientes requisitos, relativos a disposición de armaduras:

- Armadura longitudinal

  La armadura longitudinal estará constituida, como mínimo, por tres barras por cara y con una separación no superior a 150 mm. En cualquier caso, no se dispondrá una cuantía geométrica total inferior al 1% ni superior al 6%.

- Armadura transversal

  La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cortante de cálculo para la situación sísmica.

  En cuanto a la disposición de la armadura transversal, se seguirán las siguientes indicaciones (figura A.12.4):

  - En las zonas extremas del pilar, en una longitud mayor o igual al doble de la menor dimensión o la sexta parte de la longitud libre del soporte, se dispondrán cercos cerrados de diámetro mayor o igual a 6 mm y separados a distancias no mayores que la menor de las siguientes:
    - Un tercio de la menor dimensión del soporte.
    - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal comprimida de menor diámetro.
    - 24 veces el diámetro de la armadura transversal.
    - 150 mm.

    La armadura definida para estas zonas se prolongará dentro del nudo.

  - En las zonas centrales son de aplicación los requisitos generales establecidos por esta Instrucción.

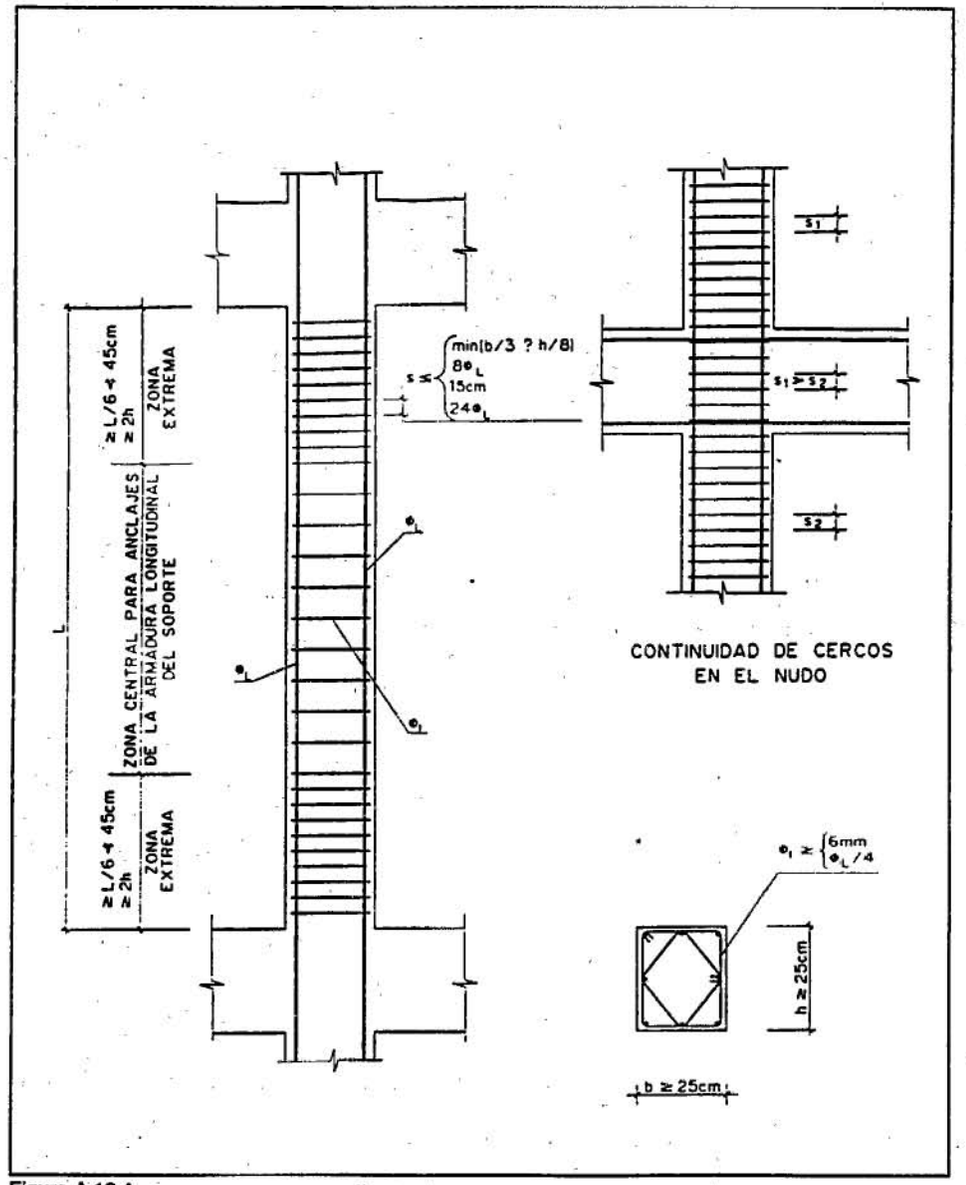



Figura A.12.4

## 5.4 Nudos

Para la comprobación de las condiciones de los nudos deberá procederse utilizando un modelo de bielas y tirantes, definido de acuerdo con los criterios generales del Articulo 24º y estableciendo las comprobaciones de los distintos elementos según las indicaciones del Articulo 40º.

## 5.5 Pantallas

Este apartado se refiere a elementos de gran rigidez cuya función fundamental es la de resistir los esfuerzos horizontales producidos por la acción sísmica y que cumplen las siguientes condiciones:

- El espesor mínimo de la pantalla será de 150 mm.
- Las condiciones de rigidez y, por tanto, las dimensiones, no variarán significativamente a lo largo de la altura.
- En el caso de que se presenten huecos, éstos estarán alineados verticalmente.

En relación con el anclaje y solapo de las armaduras, se cumplirán las siguientes indicaciones:

- Las longitudes de anclaje de las armaduras se aumentarán $10\phi$ respecto a las definidas para cargas estáticas en 66.5.

Para estructuras sometidas a una $a_c >= 0{,}16g$ deben cumplirse los siguientes requisitos, relativos a la disposición de armaduras:

- La armadura longitudinal y transversal estará constituida por un emparrillado en ambas caras, con una separación no superior a 150 mm. En cualquier caso, no se dispondrá una cuantía geométrica inferior al 2,5 por ‰ ni superior al 4%.

- Es conveniente, asimismo, disponer de una zona confinada por cercos, en los bordes de la pantalla, en un ancho de al menos la quinta parte del ancho de la pantalla o el duplo de su espesor, con cercos de diámetro igual o superior a 8 mm y separados a una distancia no mayor que la menor de las siguientes:
  - La tercera parte del espesor de la pantalla.
  - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada situada en la zona confinada.

## 5.6 Diafragmas horizontales

Los diafragmas horizontales pueden estar constituidos por losas de hormigón o la capa de compresión de los forjados unidireccionales o bidireccionales siempre que su espesor sea mayor o igual que 50 mm, se disponga una armadura de reparto y se garantice una adecuada vinculación con los elementos perimetrales (vigas o zunchos).

# ANEJO 13

# Documento Nacional de Aplicación de la norma UNE ENV 1992-1-1 Experimental

ÍNDICE

0. INTRODUCCIÓN
1. ALCANCE Y ADVERTENCIAS PREVIAS
2. VALORES EN RECUADRO
3. NORMATIVA DE REFERENCIA
4. REGLAS ADICIONALES DE APLICACIÓN
ANEJO A. VALORES DE LAS ACCIONES

## 0. INTRODUCCIÓN

El Comité Técnico de Normalización AEN/CTN-140 de la Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR) aprobó, en noviembre de 1993 la UNE ENV 1992 - 1-1 Experimental "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas Generales y Reglas para Edificación".

La utilización de dicha norma experimental en España precisa, obligatoriamente, de la habilitación reglamentaria, que esta Instrucción EHE incluye en su artículo 1º, así como de la existencia del correspondiente Documento Nacional de Aplicación, cuya aprobación compete al Gobierno de la Nación.

Este Anejo constituye el Documento Nacional de Aplicación de la UNE ENV 1992-1-1 Experimental.

## 1. ALCANCE Y ADVERTENCIAS PREVIAS.

El objetivo de este Documento Nacional de Aplicación (DNA) es el establecimiento de unas condiciones que hagan viable la aplicación de la UNE ENV 1992-1-1 Experimental al proyecto y ejecución de estructuras de hormigón, a pesar de la carencia de ciertas normas europeas sobre materiales y otros aspectos relacionados con aquélla.

Cualquier carencia adicional que pudiera surgir deberá ser suplida por el proyectista o la Dirección de la obra, según corresponda.

El utilizador de dicha norma experimental y este DNA debe tener presente que es en el sentido expuesto en el párrafo relativo a este Anejo del Artículo 1º de esta Instrucción en el que se enmarca la utilización de ambos documentos, DNA y UNE ENV 1992-1-1 Experimental.

En algunos casos este DNA y la propia norma experimental a la que se refiere, se remiten a especificaciones internacionales que pueden no estas disponibles en el idioma

español. Ello solo es posible admitirlo dado el carácter de uso alternativo y no obligatorio que esta Instrucción otorga a tales documentos.

## 2. VALORES EN RECUADRO

A continuación se incluyen los valores de las magnitudes recuadradas en la Norma UNE ENV 1992-1-1 Experimental en las que se introduce alguna modificación para su aplicación en España. Para aquellas magnitudes recuadradas no incluidas en esta relación se adoptará, por tanto, el valor que figura en la UNE ENV 1992-1-1 Experimental.

| Apartado | DESCRIPCIÓN Y SÍMBOLO | VALOR | |
|---|---|---|---|
| | | UNE ENV 1992-1-1 Experimental (no aplicable) | DNA (aplicable) |
| 2.3.3.1 (8) | Coeficientes $\gamma_Q$ de las acciones variables para combinaciones simplificadas de edificación:<br>- Para una sola acción variable desfavorable<br>- Para varias acciones variables desfavorables | <br><br>1,50<br>1,35 | <br><br>$\gamma_Q$<br>0,9·$\gamma_Q$ |
| 2.5.3.1 (5) | Separación máxima entre juntas de dilatación | 30 m | 30 m, pudiendo llegar hasta 50 m en función de la rigidez de los pilares |
| 5.4.1.1 (1) | Menor dimensión de la sección transversal:<br>- Soportes hormigonados in situ (verticalmente)<br>- Soportes prefabricados y hormigonados horizontalmente | <br>200 mm<br>140 mm | <br>250 mm<br>140 mm |
| 5.4.1.2.1 (2) | Cuantía mínima de armadura longitudinal en soportes | 0,15·$N_{Sd}/f_{yd}$ ≮ 0,003·$A_c$ | 0,15·$N_{Sd}/f_{yd}$ ≮ 0,004·$A_c$ |
| 5.4.2.2 (4) | Porcentaje mínimo de la armadura de cortante dispuesta en forma de cercos | 50 % | 33 % |
| 5.4.2.2 (6) | Diámetro máximo de la armadura de cortante en caso de emplear barras lisas | 12 mm | 12 mm salvo en barras levantadas |
| 5.4.2.2 (9) | Separación transversal máxima $s_{máx}$ entre ramas de cercos<br>- Para $V_{Sd} \leq 1/5\ V_{Rd2}$<br>- Para $V_{Sd} > 1/5\ V_{Rd2}$ | <br>≯ d u 800 mm igual a long. | <br>≯ d u 800 mm igual a long. En vigas planas 0,85·d |
| 5.4.3.3 (1) | Canto mínimo de losas para disponer armadura de cortante | 200 mm | in situ 200 mm prefab. 150 mm |

## 3. NORMATIVA DE REFERENCIA

Con carácter general, el conjunto de normas UNE ENV de la serie 1990 constituirá el elenco de normas principales de referencia para la aplicación de la UNE ENV 1992-1-1 Experimental.

Sin embargo, para el empleo de dicha serie de normas se requiere la disponibilidad de la versión española y de sus correspondientes Documentos Nacionales de Aplicación, documentos que en muchos casos se encuentran en fase de elaboración en la actualidad.

A continuación se indican las normas de referencia adicionales, cuyo contenido debe tenerse en cuenta para la utilización de los distintos apartados de la UNE ENV 1992-1-1Experimental, así como una serie de referencias a especificaciones alternativas que permiten la aplicación de dicha norma en tanto no estén disponibles los Documentos Nacionales de Aplicación de las restantes normas de la serie UNE ENV 1990. Dichas especificaciones alternativas sólo serán de aplicación transitoriamente, hasta que se aprueben los mencionados D.N.A.

### Principios Generales

*UNE ENV 1991-1 Experimental* *Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras.*

### Acciones

*UNE ENV 1991-2-1 Experimental* *Densidades, pesos propios y cargas impuestas.*
Como alternativa, pueden emplearse los apartados A.1 y A.2 del Anejo A de este D.N.A.

*UNE ENV 1991-2-2 Experimental* *Acciones en estructuras expuestas al fuego.*
Como alternativa, puede emplearse el Anejo 7 de esta Instrucción.

*UNE ENV 1991-2-3 Experimental* *Cargas de nieve.*
Como alternativa, puede emplearse el apartado A.3 del Anejo A de este D.N.A.

*UNE ENV 1991-2-4 Experimental* *Acciones del viento.*
Como alternativa, puede emplearse el apartado A.4 del Anejo A de este D.N.A.

*UNE ENV 1991-2-5 Experimental* *Acciones térmicas.*
Como alternativa, puede emplearse el apartado A.5 del Anejo A de este D.N.A.

*UNE ENV 1997 Experimental* *Proyecto geotécnico.*
Como alternativa, pueden emplearse los capítulos VIII y IX de la NBE-AE-88 Acciones en la edificación.

*UNE ENV 1998 Experimental* *Proyecto para resistencia al sismo de las estructuras.*
Como alternativa, puede emplearse la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94.

Hormigón

*ENV 206 Experimental* *Comportamiento, fabricación y control del hormigón.*
Como alternativa, pueden emplearse los artículos 26 a 30 de la Instrucción EHE.

**Acero para armar**

*UNE ENV 10080 Experimental* *Acero para armaduras de hormigón armado. Acero corrugado soldable B500. Condiciones técnicas de suministro para barras, rollos y mallas electrosoldadas.*
Para los temas no tratados por esta norma experimental, pueden emplearse las siguientes:
- UNE 36097:91 Redondo liso para hormigón armado. Características.
- UNE 36092:81 Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado.
- Art. 31.2 y 31.4 de esta Instrucción EHE, relativos a los dos temas anteriores.

**Acero para pretensar**

*pr-ENV 10138* *Acero para pretensar.*
Como alternativa, pueden emplearse las siguientes normas:
- UNE 36095:85
  Alambres de acero para hormigón pretensado. Alambres trefilados no templados.
- UNE 36096:85
  Torzales de acero para armaduras de hormigón pretensado. Características.
- UNE 36098:85
  Cordones de siete alambres de acero para armaduras de hormigón pretensado. Características.
- UNE 36094
  Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado, que se encuentra en fase de redacción y que sustituirá a las tres normas precedentes.
- Artículo 32 de la Instrucción EHE.

**Sistemas de pretensado**

*CEN/TC 250/SC2 prEN (00250-Nr46) Ensayos mecánicos y requerimientos para los sistemas de postesado.*

Como alternativa, pueden emplearse las siguientes normas:
- UNE 41184/90 Sistemas de pretensado para armaduras postesas. Definiciones, características y ensayos.
- Artículos 33 a 36 de esta Instrucción EHE.

**Requisitos de durabilidad**

*ENV 206 Comportamiento, fabricación y control del hormigón.*

Como alternativa, puede emplearse el artículo 37 de esta Instrucción EHE.

**Construcción y acabado**

*CEN/TC 104/SC2 N106 Ejecución de estructuras de hormigón. Parte 1. Reglas generales y reglas para edificación.*

Como alternativa, pueden emplearse los artículos 65 a 79 de la Instrucción EHE.

**Control de calidad**

*ENV 206 Comportamiento, fabricación y control del hormigón.*

*CEN/TC 104/SC2 N106 Ejecución de estructuras de hormigón. Parte 1. Reglas generales y reglas para edificación.*

*UNE ENV 10080 Acero para armaduras de hormigón armado. Acero corrugado soldable B500. Condiciones técnicas de suministro para barras, rollos y mallas electrosoldadas.*

*prENV 10138 Acero para pretensar.*

*CEN/TC 250/SC2 prEN (00250-Nr46) Ensayos mecánicos y requerimientos para los sistemas de postesado.*

Como alternativa, pueden emplearse los artículos 80 a 99 de esta Instrucción EHE.

**Varios**

| | |
|---|---|
| *UNE ENV 1992-1-2 Experimental* | *Proyecto de estructuras de hormigón sometidas a fuego.* |
| *UNE ENV 1992-1-3 Experimental* | *Elementos y estructuras prefabricados de hormigón.* |
| *UNE ENV 1992-1-4 Experimental* | *Hormigón de árido ligero de textura cerrada.* |
| *UNE ENV 1992-1-5 Experimental* | *Estructuras con tendones de pretensado exteriores o no adherentes.* |
| *UNE ENV 1992-1-6 Experimental* | *Estructuras de hormigón en masa.* |
| *UNE ENV 1992-3 Experimental* | *Cimentaciones de hormigón.* |
| *Instrucción EHE.* | |
| *UNE 82103:96* | *Unidades del S.I. y recomendaciones para su uso.* |
| *ISO 2736* | *Ensayos de hormigón. Parte 1: Muestras de hormigón fresco. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia.* |
| *ISO 6707* | *Edificación e ingeniería civil. Vocabulario. Parte 1: Términos generales.* |
| *ISO 8930* | *Principios generales de fiabilidad de estructuras. Lista de términos equivalentes.* |

## 4. REGLAS ADICIONALES DE APLICACIÓN

### 0. PREÁMBULO

Este capítulo refleja las prescripciones que han de tenerse en cuenta adicionalmente a las contenidas en los correspondientes apartados de la UNE ENV 1992-1-1 Experimental, a efectos de su utilización. La estructuración de este capítulo se corresponde prácticamente con el de la citada para norma para facilitar la comprensión por parte de sus usuarios.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Campo de aplicación

1.1.1 Campo de aplicación de la UNE ENV 1992 Experimental.

P(2) En esta norma experimental se incluyen algunos aspectos de los materiales. Sin embargo, para su tratamiento exhaustivo, remite a otras normas, que se relacionan en el apartado Normativa de Referencia de este DNA.

P(3) En la actualidad se está elaborando una norma de ejecución de estructuras de hormigón, que se encuentra en fase de borrador (Véase el apartado Normativa de Referencia).

P(4) En la fecha de redacción del presente DNA todas las partes y subpartes de la UNE ENV 1998 Experimental, con la excepción de la dedicada a silos y tanques, se encuentran aprobadas a nivel de UNE ENV.

La UNE ENV 1992 Experimental tampoco cubre todo lo relacionado con el comportamiento y las acciones del terreno, que se trata en la UNE ENV 1997-1-1 Experimental "Proyecto Geotécnico".

P(5) Las acciones a considerar para aplicar esta norma se dan en las diferentes partes de la a UNE ENV 1991-Experimental (y en tanto se aprueban sus respectivos Documentos Nacionales de Aplicación, en el presente DNA).

1.1.2 Campo de aplicación de la UNE ENV 1992-1-1 Experimental.

En este apartado, la referencia a la 1ª parte de la UNE ENV1992 debe entenderse a la UNE ENV 1992-1-1Experimental.P(2) El ámbito de esta parte abarca las reglas generales para estructuras de edificación. Para otras construcciones, como, por ejemplo, puentes, se aplicará todo lo general de esta parte más las reglas detalladas contenidas en una parte específica (que para el ejemplo citado sería la UNE ENV 1992-2).

P(2) En la UNE ENV 1992 Experimental existen partes adicionales que abordan otras tipologías estructurales y una serie de subpartes a la parte 1 que amplían su campo de aplicación. En los comentarios al principio 1.1.3.P(2) se enumeran estas partes y se describe su contenido.

P(3) El contenido de los siete capítulos que componen la UNE ENV 1992-1-1Experimental es el siguiente:

Capítulo 1: Introducción, que incluye el campo de aplicación, generalidades y nomenclatura.

Capítulo 2: Bases de proyecto, donde se incluye la definición del formato de seguridad, incluyendo los valores de todos los coeficientes parciales de seguridad, así como métodos de análisis. Dentro de éstos, se pasa de una exposición de principios generales y reglas de modelización a un conjunto de métodos concretos (lineales, no lineales, etc.), distinguiendo en función del tipo de elemento.

Capítulo 3: Propiedades de los materiales, donde se trata el hormigón, los aceros de armar y de pretensar y los dispositivos del pretensado, analizando las distintas propiedades que es necesario considerar.

Capítulo 4: Cálculo de secciones y elementos estructurales. Este capítulo tiene cuatro grandes apartados:

- Durabilidad,
- Datos de proyecto, donde se incluyen los valores de cálculo de las propiedades de los materiales,
- Estados límite últimos (solicitaciones normales, cortante, rasante, torsión, punzonamiento y pandeo),
- Estados límite de servicio (limitación de tensiones, fisuración y deformaciones).

Capítulo 5: Detalles, donde se dan un conjunto de reglas generales tanto para armaduras activas como pasivas. Posteriormente se dan reglas específicas para cada tipo de elemento estructural (vigas, soportes, etc.).

Capítulo 6: Construcción y acabado, que incluye distintos aspectos de ejecución y tolerancias.

Capítulo 7: Control de calidad, donde se describen los tipos de control y se analiza su aplicación en las distintas etapas del proceso, incluyendo el proyecto, la construcción y el mantenimiento.

Por último, hay unos anejos dedicados al tratamiento pormenorizado de algunos temas concretos.

**1.1.3 Otras partes de la UNE ENV 1992 Experimental.**

P(2) La relación de partes que se incluye en este principio de la UNE ENV 1992-1-1 Experimental no tiene vigencia. Ha sido reemplazada por la que se expone a continuación.

En la UNE ENV 1992 Experimental hay una serie de partes en función de la tipología estructural:

- Parte 1, que contiene las reglas generales aplicables para todas las tipologías estructurales, además de reglas especiales para edificación.

Las otras tres partes proporcionan reglas específicas para unas tipologías determinadas:

- Parte 2 (UNE ENV 1992-2) Experimental, que trata los puentes de hormigón armado y pretensado,
- Parte 3 (UNE ENV 1992-3) Experimental, relativa a las cimentaciones de hormigón y
- Parte 4 (UNE ENV 1992-4) Experimental, dedicada a las estructuras de retención de líquidos.

La Parte 1, a su vez, tiene una serie de subpartes:

- Parte 1-1 (UNE ENV 1992-1-1) Experimental, que contiene las reglas generales y las específicas para edificación con estructuras de hormigón armado y/o pretensado, de peso normal, elaborado in situ y con pretensado adherente,
- Parte 1-2 (UNE ENV 1992-1-2) Experimental, que incluye reglas adicionales para el proyecto de estructuras de hormigón sometidas a fuego,
- Parte 1-3 (UNE ENV 1992-1-3) Experimental, en la que se tratan los elementos prefabricados de hormigón,
- Parte 1-4 (UNE ENV 1992-1-4) Experimental, relativa a los hormigones elaborados con áridos ligeros,
- Parte 1-5 (UNE ENV 1992-1-5) Experimental, donde se incluyen reglas adicionales para el pretensado exterior y no adherente y
- Parte 1-6 (UNE ENV 1992-1-6) Experimental, que se ocupa de las estructuras de hormigón en masa.

La organización formal del índice de todas estas partes y subpartes es la misma; en todas ellas se modifican, añaden o suprimen principios y reglas de la UNE ENV 1992-1-1 Experimental. La numeración de las reglas y principios de las partes distintas a la 1-1 corresponden a la de ésta más 100. Para abordar un determinado tema se debe partir de la 1-1, modificándola con todo lo contenido en la parte o partes afectadas.

En la fecha de redacción del presente DNA, todas estas normas se encuentran aprobadas a nivel de UNE ENV Experimental. Se dispone también de la versión española de todas las normas que integran la parte 1.

**1.2 Diferencia entre Principios y Reglas de Aplicación**

En general, cada tema tratado en la UNE ENV 1992-1-1 Experimental suele comenzar con uno o varios principios generales seguidos de un conjunto de reglas que los desarrollan.

**1.3 Consideraciones**

P(1) Este principio es de gran importancia, dado que en él se definen las condiciones en las que tiene validez todo lo indicado por la UNE ENV 1992-1-1Experimental. El proyecto de una estructura con esta norma tiene un nivel dado de fiabilidad, definido en la UNE ENV 1991-1Experimental, siempre que se cumplan las condiciones indicadas en este principio.

P(3) Estos valores se conocen como "valores de recuadro". En el presente documento se definen los valores que se modifican para su aplicación en España, entendiéndose que para aquellos no contemplados en el presente documento deberá adoptarse el valor numérico indicativo que figura en la UNE ENV 1992-1-1 Experimental.

**1.4 Definiciones**

**1.4.1 Términos comunes a todas las normas de la Serie UNE ENV 1990.**

**1.4.2 Términos especiales utilizados en la primera parte de la UNE ENV 1992 Experimental.**

P(1) En el apartado 5.4 se define una armadura mínima para distintos elementos (soportes, vigas, losas, etc.). Si la armadura dispuesta es inferior a esta armadura mínima, se considerará hormigón en masa.

La parte 1ª no existe. La referencia debe entenderse a la UNE ENV 1991-1-6 Experimental.

P(2) La parte 1ª no existe. La referencia debe entenderse a la UNE ENV 1991-1-5 Experimental.

**1.5 Unidades del Sistema internacional**

**1.6 Símbolos comunes a todas las normas de la serie UNE ENV 1990.**

**1.6.1 Mayúsculas latinas**

**1.6.2 Minúsculas latinas**

**1.6.3 Minúsculas griegas**

**1.6.4 Subíndices**

**1.7 Símbolos especiales utilizados en la 1ª parte de la UNE ENV 1992 Experimental.**

**1.7.1 Generalidades**

**1.7.2 Símbolos en mayúsculas latinas**

**1.7.3 Símbolos en minúsculas latinas**

**1.7.4 Símbolos griegos**

## 2. BASES DE PROYECTO

**2.0 Notación - Apartados 2.1-2.4**

**2.1 Requisitos fundamentales**

Las ideas básicas de este apartado son las contenidas en el punto 2.1 de la UNE ENV 1991-1 Experimental.

P(1) En el apartado 2.4 de la UNE ENV 1991-1 Experimental se define la vida útil de proyecto y se dan los valores recomendados para distintos tipos de estructuras. Para los edificios ordinarios la vida útil es de 50 años.

En el apartado 2.5 de la UNE ENV 1991-1 Experimental se marcan las pautas a seguir en relación a la durabilidad y se apuntan los factores a considerar para garantizar unos niveles adecuados de la misma.

(3) Además, en la medida de lo posible, debería impedirse que los elementos estructurales puedan colapsar sin aviso, por ejemplo, evitando el riesgo de rotura frágil.

**2.2 Definiciones y clasificaciones**

**2.2.1 Estados límite y situaciones de proyecto**

**2.2.1.1 Estados límite**

P(1) En el apartado 3.1 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figura una definición más detallada de los estados límite.

El cálculo según los estados límite se desarrolla en dos etapas (apartado 3.4 de la UNE ENV 1991-1 Experimental):

- En primer lugar, se definen los modelos estructurales y de cargas para los estados límite últimos y de servicio que deben analizarse en las diversas situaciones de proyecto e hipótesis de carga.
- En segundo lugar, debe verificarse que no se exceden los estados límite cuando se emplean en los modelos los valores de cálculo de las acciones, de las propiedades de los materiales y de los datos geométricos.

P(2) En el apartado 3.2 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figura una definición más detallada de los estados límite últimos.

(4) La fatiga es otro estado límite último que debe ser considerado, en el caso de que la estructura esté sometida a cargas repetidas que puedan ocasionar un deterioro de la misma.

P(5) En el apartado 3.3 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figura una definición más detallada de los estados límite de servicio.

**2.2.1.2 Situaciones de proyecto**

P(1) Una situación de proyecto es un conjunto de condiciones físicas que corresponden a un determinado intervalo de tiempo en el que se debe demostrar mediante el cálculo que no se exceden los estados límite correspondientes.

Una situación de proyecto persistente es aquella que se refiere a un periodo de tiempo del mismo orden que la vida útil de proyecto de la estructura.

Una situación de proyecto transitoria es aquella que se refiere a un periodo de tiempo mucho más corto que la vida útil de proyecto de la estructura, con una alta probabilidad de ocurrencia.

Una situación de proyecto accidental supone unas condiciones excepcionales para la estructura o para su nivel de exposición, como pueden ser el fuego, explosiones, impactos, fallos de elementos locales, etc.

Por último, es necesario considerar las situaciones sísmicas, que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a aquellas estructuras que puedan encontrarse sometidas a acciones sísmicas. Todo lo referente a este tipo de situaciones se recoge en la UNE ENV-1998 Experimental.

Véase también el apartado 2.3 de la UNE ENV 1991-1 Experimental.

2.2.2 Acciones

2.2.2.1 Definiciones y principales clasificaciones

P(1) Las acciones se definen mediante un modelo, representándose su magnitud, en la mayoría de los casos, mediante un escalar que puede tomar varios valores representativos. Para determinadas acciones (por ejemplo, acciones con múltiples componentes) o en ciertas comprobaciones (por ejemplo, equilibrio), la magnitud puede representarse por varios valores. En comprobaciones de fatiga y análisis dinámicos puede ser necesaria una representación más compleja de las magnitudes de algunas acciones.

En el apartado 4.1 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran definiciones y clasificaciones más extensas.

**2.2.2.2 Valores característicos de las acciones**

P(1) El valor característico de una acción es su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor nominal, definido por medio de criterios deterministicos o apriorísticos, o por criterios estadísticos. En este último caso, puede venir dado por su valor medio o por un determinado cuantil.

P(2) En la mayoría de los casos, puede considerarse que la variabilidad de una acción permanente G es pequeña (pudiendo emplearse un único valor $G_k$) si su coeficiente de variación no es superior a 0.1. Sin embargo, en aquellos casos en los que la estructura sea muy sensible a las variaciones de G, deberán emplearse dos valores característicos, incluso aunque el coeficiente de variación sea pequeño.

Puede considerarse, en una amplia mayoría de casos, que:

- $G_k$ es el valor medio, y que
- $G_{k,inf}$ es el cuantil 5% y $G_{k,sup}$ es el del 95% de la distribución estadística de G, que puede considerarse gaussiana.

(3) Los valores de las densidades medias se dan en la UNE ENV 1991-2-1 Experimental.

P(4) Los valores de estas acciones figuran en UNE ENV 1991-2-1Experimental y en las UNE ENV 1991-2-3 Experimental a UNE ENV 1991-2-6 Experimental.

P(5) Los valores de $A_k$ para explosiones y algunos tipos de impactos se dan en la UNE ENV 1991-2-7 Experimental.

La UNE ENV 1991-2-2 Experimental contiene información relativa a las acciones accidentales originadas por el fuego.

Los valores de las acciones sísmicas se dan en la UNE ENV 1998-1-1Experimental.

En el apartado 4.2 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran definiciones más extensas y aclaraciones adicionales.

**2.2.2.3 Valores representativos de las acciones variables**

P(2) El valor de combinación está asociado con el uso simultáneo de varias acciones variables en una misma combinación, para tener en cuenta la reducida probabilidad de coincidencia de sus valores más desfavorables como acciones independientes.

El valor frecuente se determina indicando el tiempo total durante el cual es excedido, a lo largo de la vida de la estructura, o limitando el número de veces que es superado. Para edificios ordinarios, la parte de tiempo en la que se excede el valor frecuente puede tomarse como el 5% del total, o considerarse una excedencia de 300 veces por año.

El valor casi-permanente se determina de manera que el tiempo total durante el cual es excedido, a lo largo de la vida de la estructura, sea una parte considerable de la misma. Esta parte puede tomarse como el 50% del total. El valor casi-permanente puede calcularse también como el valor medio a lo largo del tiempo.

P(4) Los factores $\psi_i$ para estructuras de edificación se definen en el apartado 9.4.4 (Tabla9.3) de la UNE ENV 1991-1 Experimental.

En el apartado 4.3 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran definiciones más extensas y aclaraciones adicionales.

**2.2.2.4 Valores de cálculo de las acciones**

En el apartado 9.3.1 de la UNE ENV 1991-1Experimental figuran definiciones más extensas.

**2.2.2.5 Valores de cálculo de los efectos de las acciones**

En el apartado 9.3.2 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran definiciones más extensas y aclaraciones adicionales.

**2.2.3 Propiedades de los materiales**

**2.2.3.1 Valores característicos**

P(1) Salvo indicación en contra, los valores característicos corresponderán al percentil del 5% para las magnitudes de resistencia y al valor medio para las magnitudes de rigidez.

(4) Se sustituye esta regla por: Lo establecido en el principio P(1) es aplicable al cálculo de efectos de fatiga.

En el apartado 5 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran definiciones más extensas y aclaraciones adicionales.

**2.2.3.2 Valores de cálculo**

P(1) El coeficiente parcial de seguridad de las propiedades del material tiene en cuenta:

- La posibilidad de desviaciones desfavorables del valor característico de la propiedad del material,
- Imprecisiones en los factores de conversión entre los valores de ensayo y los valores en la estructura e
- Incertidumbres en las propiedades geométricas y en el modelo resistente.

En el apartado 9.3.3 de la UNE ENV 1991-1Experimental figuran definiciones más extensas y aclaraciones adicionales.

**2.2.4 Datos geométricos**

P(2) Esta formulación se utiliza únicamente cuando las desviaciones de los datos geométricos tengan un efecto significativo en la fiabilidad de la estructura, por ejemplo, las imperfecciones en el análisis de inestabilidad.

En los apartados 6 y 9.3.4 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran definiciones más extensas y aclaraciones adicionales.

**2.2.5 Disposiciones e hipótesis de carga**

P(2) Una hipótesis de carga está constituida por un conjunto de acciones (cargas, deformaciones e imperfecciones), tanto permanentes como variables, que actúan simultáneamente sobre la estructura y que se utilizan para una comprobación específica.

**2.3 Requisitos de diseño**

**2.3.1 Generalidades**

La seguridad de esta norma está basada en un método de fiabilidad de nivel 1 el método de los estados límite mediante la aplicación de coeficientes parciales de seguridad, cuyos fundamentos teóricos se exponen en el apartado 9 y en el Anejo A de la UNE ENV 1991-1 Experimental. Este método consiste en verificar, para las situaciones de proyecto a considerar, que no se superan los estados límite cuando se emplean valores de cálculo

para las acciones, las propiedades del material y los datos geométricos en los modelos de cálculo.

P(1) En concreto, deberá cumplirse que los valores de cálculo del efecto de las acciones no sobrepasen la resistencia de cálculo en los estados límite últimos o los criterios de funcionalidad en los estados límite de servicio.

P(2) Para cada situación de proyecto deberán considerarse todas las hipótesis de carga críticas, estableciéndose las combinaciones oportunas de las acciones y determinando los valores de cálculo de sus efectos.

En el apartado 9.1 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran definiciones más extensas y aclaraciones adicionales.

### 2.3.2 Estados límite últimos

#### 2.3.2.1 Condiciones que deben comprobarse

P(5) La Parte E de esta norma experimental no existe. La comprobación a fatiga de puentes está incluida en el apartado 4.3.7 y en el Anejo 106 de la UNE ENV 1992-2 Experimental. En dicha referencia pueden encontrarse aspectos aplicables a edificación, tales como el planteamiento de la seguridad y la resistencia a fatiga de los materiales.

#### 2.3.2.2 Combinaciones de acciones

En el apartado 9.4.2 de la UNE ENV 1991-1 Experimental figuran con mayor detalle las definiciones y clasificaciones de las acciones y combinaciones.

P(2) En las expresiones {2.7(a)} y {2.7(b)} "+" tiene el significado de "combinado con" y "Σ" el de "el efecto combinado de". Cada una de estas dos expresiones da lugar a varias combinaciones, según se vaya considerando como acción dominante $Q_{k,1}$ cada una de las acciones variables $Q_{k,i}$ existentes.

En el caso de que exista pretensado, las combinaciones son las siguientes:

- Situaciones de cálculo permanentes o transitorias:

$$\Sigma_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\,G_{k,j} + \gamma_P.P_k + \gamma_{Q,1}.Q_{k,1} + \Sigma_{i>1}\gamma_{Q,i}.\psi_{0,i}.Q_{k,i}$$

- Situaciones accidentales de cálculo:

$$\Sigma_{j\geq 1}\gamma_{GA,j}.G_{k,j} + \gamma_{PA}.P_k + A_d + \psi_{1,1}.Q_{k,1} + \Sigma_{i>1}\psi_{2,i}.Q_{k,i}$$

donde

$P_k$ es el valor característico de las acciones de pretensado;

$\gamma_P$ es el coeficiente parcial de seguridad para las acciones de pretensado;

$\gamma_{PA}$ es igual que $\gamma_P$, pero para situaciones de cálculo accidentales.

P(3) Una situación accidental con A=0 puede ser, por ejemplo, la situación de una estructura que ha sido dañada por un hecho accidental y que, por tanto, tiene reducidas algunas de sus características, como pueden ser la pérdida de alguna armadura o de alguna zona de hormigón. La comprobación en estado límite último de una estructura en esta situación, sometida a las acciones de cálculo, debe realizarse utilizando la combinación accidental.

(5) Véase el comentario al principio 2.3.2.1.P(5).

(6) Dichas ecuaciones son la {2.8(a) y (b)}, recogidas en la regla de aplicación (8).

(7) El proyecto de estructuras en zonas sísmicas supone la consideración de situaciones sísmicas, definidas en la UNE ENV 1998 Experimental, además de las persistentes, transitorias y accidentales definidas en éste.

(8) No existe la Parte 10 de la norma UNE ENV 1992 Experimental. Para el proyecto de estructuras contra el fuego, véase la UNE ENV 1992-1-2 Experimental.

#### 2.3.2.3 Valores de cálculo de las acciones permanentes

### 2.3.3 Coeficientes parciales de seguridad en estados límite últimos

#### 2.3.3.1 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones en estructuras de edificación

Los coeficientes parciales de mayoración de acciones no están relacionados con el nivel de control de ejecución. Ello obliga a asumir que se cumplen escrupulosamente en obra las condiciones expuestas en el apartado 1.3. Evidentemente, cualquier incertidumbre en el cumplimiento de estas condiciones debería traducirse en un incremento de la seguridad global especificada en el proyecto, determinado de forma que el producto final posea una seguridad global equivalente.

Es posible absorber, a través de los coeficientes parciales de seguridad de acciones, las posibles reducciones de seguridad global relacionadas con desviaciones producidas en el proceso de ejecución de la obra respecto a la situación prevista en el apartado 1.3. Ello se consigue permitiendo variar estos coeficientes en relación con la calidad de ejecución prevista por el Proyectista.

Por esta razón se utilizarán los valores de los coeficientes de mayoración de acciones dados en los apartados siguientes cuando las condiciones de ejecución en obra previstas permitan asegurar el cumplimiento de las especificaciones del apartado 1.3. Esto quedará garantizado si el control de ejecución es de tipo "intenso" según se define en el artículo 95 de esta Instrucción.

Cuando las condiciones de ejecución varíen se incrementarán los coeficientes $\gamma_G$ y $\gamma_Q$ utilizando valores de 1.5 y 1.6 para control de ejecución a nivel normal, y aumentando esos valores a 1.60 y 1.80 respectivamente, para nivel reducido.

(1) a (3) En el apartado 9.4.3 de la UNE ENV 1991-1Experimental, y más concretamente en la tabla 9.2, se exponen detalladamente los valores de estos coeficientes.

(2) Según se define en 2.3.2.2.P(3), el coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes en situaciones accidentales también será igual a la unidad.

P(4) La fuerza característica última de un tendón se determinará a partir de la resistencia característica del acero, $f_{kp}$, y de su área nominal.

(5) En relación al valor a asignar a $\gamma_p$, véanse 2.5.4.4.1.(2) para los métodos de análisis lineales, 2.5.4.4.2.(1) para los no lineales o plásticos (este punto remite al Anejo 2, donde el valor de $\gamma_p$ se comenta en A.2.5.1.(2)) y 2.5.4.4.3.(3) para el cálculo de secciones.

(6) Debido a que el cálculo lineal no tiene en cuenta la reducción de rigidez por comportamiento no lineal de las secciones en estado límite último, resulta, en general, más desfavorable para una deformación impuesta que un cálculo no lineal, lo que justifica la reducción de este coeficiente.

(8) Esta simplificación para estructuras de edificación es análoga a la que figura en el apartado 9.4.5 de la UNE ENV 1991-1Experimental. La expresión {2.8(a)} es una particularización de la {2.7(a)} en el caso en que sólo haya una acción variable. La {2.8(b)} es una simplificación que evita el tener que considerar cada sobrecarga como dominante, dejando reducida la comprobación a una única combinación.

La presencia de pretensado se tendrá en cuenta en las expresiones {2.8(a) y (b)} de manera análoga a como se indica en el comentario a 2.3.2.2.P(2).

En la expresión {2.8(a)} se sustituye el coeficiente 1,.5 por $\gamma_Q$ y en la expresión {2.8(b)} se sustituye el coeficiente 1,35 por $0,9 \cdot \gamma_Q$.

**2.3.3.2 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales**

(1) Los coeficientes parciales de seguridad indicados corresponden a unas condiciones de control de los materiales que se asimilan al control estadístico para el hormigón, según se define en el artículo 88.4 de esta Instrucción, y al control a nivel normal para el acero, según se indica en el artículo 90.3 de la citada Instrucción.

(2) En el comentario al principio 2.2.3.2.P(2) se describen los factores que se tienen en cuenta con este coeficiente de minoración.

(4) Podrán utilizarse otros procedimientos de control contenidos en esta Instrucción y utilizar los coeficientes parciales de seguridad allí indicados.

(5) Véase el comentario al principio 2.3.2.1.P(5).

(6) Las bases teóricas y los procedimientos para desarrollar el diseño basado en ensayos se exponen en el apartado 8 y en los Anejos A y D de la UNE ENV 1991-1 Experimental.

**2.3.4 Estados límite de servicio**

Puede consultarse el apartado 9.5 de la UNE ENV 1991-1Experimental para ver definiciones más detalladas.

P(1) $R_d$ es la resistencia de cálculo obtenida asignando a las propiedades de la estructura sus valores de cálculo mediante los coeficientes parciales de seguridad de estados límite de servicio.

P(2) El nombre de estas combinaciones proviene del valor representativo de la acción variable dominante (Véase apartado 2.2.2.3).

La combinación rara o poco frecuente también se denomina combinación característica.

Los factores $\psi_i$ para edificación se indican en el apartado 9.4.4 (Tabla 9.3) de la UNE ENV 1991-1Experimental.

Los símbolos "+" y "Σ" de las expresiones {2.9(a)} a {2.9(c)} tienen el significado indicado en el comentario a 2.3.2.2.P(2).

En los estados límite de servicio, el coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes $\gamma_G$ tiene el valor 1.0 y el de las acciones variables $\gamma_Q$ 1.0 cuando la acción es desfavorable para el efecto considerado y 0 cuando es favorable.

(7) Esta simplificación para estructuras de edificación es análoga a la que figura en el apartado 9.5.5 de la UNE ENV 1991-1Experimental.

P(8) Esto significa que se tomará $\gamma_c$=1.0 y $\gamma_s$=1.0

**2.4 Durabilidad**

En el apartado 2.5 de la UNE ENV 1991-1Experimental pueden encontrase definiciones más detalladas de estos conceptos.

Para satisfacer los requisitos de durabilidad deberán tenerse en cuenta, al menos, los siguientes aspectos:

a) Selección de formas estructurales adecuadas.
b) Consecución de una calidad adecuada del hormigón y, en especial de su capa exterior.
c) Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras (véase el apartado 4.1.3.3).
d) Control del valor máximo de abertura de fisura (véase el apartado 4.4.2.1).
e) Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos.
f) Adopción de medidas contra la corrosión de las armaduras.

P(2) En el apartado 4.1 se hace un tratamiento detallado de las medidas necesarias para garantizar la durabilidad de la estructura.

**2.5 Análisis**

**2.5.1 Disposiciones generales**

**2.5.1.0 Notación**

**2.5.1.1 Generalidades**

En este apartado, el término solicitaciones se emplea con el sentido de esfuerzos internos (axiles, cortantes y momentos).

**2.5.1.2 Hipótesis de carga y combinaciones**

(2) En determinadas circunstancias, bien demostrables analíticamente, o basadas en la experiencia, la verificación de un determinado estado límite puede asegurar el cumplimiento de otro, haciendo innecesaria su comprobación.

**2.5.1.3 Imperfecciones**

(4) Con relación a la consideración o no de los efectos de segundo orden, véase el apartado 2.5.1.4.

Las imperfecciones estructurales podrán tenerse en cuenta considerando un ángulo de inclinación v de la estructura respecto a la vertical. El análisis de la estructura sometida a las acciones externas y a esta imperfección puede realizarse mediante un modelo de cálculo cuya geometría reproduzca la inclinación v y sometida a las acciones exteriores o sustituyendo esta inclinación v por un sistema de fuerzas horizontales equivalentes según se indica en la regla 6.

(7) Hay una errata en la expresión {2.12}; donde dice $N_{bo}$ debe decir $N_{ba}$.

**2.5.1.4 Efectos de segundo orden**

(2) Pueden despreciarse los efectos de segundo orden si los momentos de dos análisis de primer orden no difieren en más del 10%; en el primer análisis se considerará la estructura con la geometría inicial y en el segundo con la geometría deformada, determinada modificando la inicial con los movimientos de los nudos del primer análisis.

**2.5.1.5 Efectos diferidos**

(2) Un procedimiento para valorar los efectos del comportamiento diferido del hormigón figura en el apartado 2.5.5.

**2.5.1.6 Proyecto a partir de ensayos**

P(1) Las bases teóricas y los procedimientos para desarrollar el proyecto basado en ensayos se exponen en el apartado 8 y en los Anejos A y D de la UNE ENV 1991-1 Experimental.

**2.5.2 Idealización de la estructura**

**2.5.2.0 Notación**

**2.5.2.1 Modelos estructurales para análisis de conjunto**

Para el análisis de las regiones de discontinuidad o partes de una estructura en la que no sea válida la teoría general de flexión, es decir, donde no sean aplicables las hipótesis de Bernoulli-Navier puede consultarse el artículo 24 de esta Instrucción.

Los métodos de análisis aplicables para membranas y láminas se encuentran incluidos en el artículo 23 de esta Instrucción.

**2.5.2.2 Datos geométricos**

En general, las secciones transversales que se utilizarán en el cálculo serán las secciones brutas. Cuando se desee mayor precisión en la verificación de los estados límite de servicio, podrán utilizarse en el análisis las secciones neta u homogeneizada, cuya definición puede encontrarse en el artículo 18.2.3 de esta Instrucción.

En el caso de estructuras pretensadas, para peso propio se utilizará en general la sección neta, y para la carga muerta y sobrecargas la sección homogeneizada. En cuanto al pretensado puede utilizarse en general la sección neta.

**2.5.2.2.1 Anchura eficaz de las alas**

P(1) En las alas de vigas en T las tensiones normales longitudinales no se distribuyen uniformemente a lo largo del ala, sino que aparece una concentración en las proximidades del alma, disminuyendo progresivamente al alejarse de la misma. Para considerar este efecto, la distribución real de tensiones se asimila a una distribución uniforme extendida a un cierto ancho reducido del ala denominado ancho eficaz.

(5) Se sustituye esta regla por: Para la dispersión de las fuerzas de pretensado en vigas en T véanse los apartados 4.2.3.5.6 y 7.

**2.5.2.2.2 Luz eficaz de vigas y placas**

**2.5.3 Métodos de cálculo**

**2.5.3.0 Notación**

**2.5.3.1 Consideraciones básicas**

(5) La separación entre juntas puede ampliarse hasta 50 m, en función de la rigidez de los pilares.

**2.5.3.2 Tipos de análisis estructural**

**2.5.3.2.1 Análisis en condiciones de servicio**

(2) El comportamiento diferido del hormigón (fluencia y retracción) se trata en el apartado 3.1.2.5.5 y en el Anejo 1. En el acero de armar no es necesario tener en cuenta comportamiento diferido alguno. La relajación del acero de pretensar se aborda en 4.2.3.4.1.

**2.5.3.2.2 Estados límite últimos**

**2.5.3.3 Simplificaciones**

(4) En la ecuación {2.16} hay una errata en el término del primer miembro, que no es $M_{Sd}$, sino $\Delta M_{Sd}$.

**2.5.3.4 Análisis estructural de vigas y pórticos**

**2.5.3.4.1 Métodos de análisis aceptables**

**2.5.3.4.2 Análisis lineal con o sin redistribución**

(3) La UNE 36.068:94, impone para los aceros corrugados laminados en caliente, características suficientes para poder considerarlos de alta ductilidad.

(3) y (5) Para poder llevar a cabo una redistribución de momentos flectores es necesario que las secciones críticas posean la ductilidad suficiente, de manera que su capacidad de rotación garantice que no se produce la rotura de las mismas antes de que la redistribución tenga lugar.

En estos puntos se plantea un procedimiento simplificado para realizar la redistribución sin necesidad de realizar comprobaciones de capacidad de rotación. Si la profundidad relativa de la fibra neutra x/d no excede el valor indicado en (5), queda garantizado que la sección posee una ductilidad suficiente, y puede realizarse la redistribución con valor $\delta$ definido en (3). El valor $(1-\delta)$ indica la relación entre el máximo incremento de momento debido a la redistribución y el momento antes de redistribuir y, como puede observarse, es función de la ductilidad de la sección a través de la profundidad relativa de la fibra neutra.

Puede consultarse el artículo 21.4 de esta Instrucción, donde se incluye una metodología para realizar la redistribución, con un valor de $\delta$ constante e igual a 0.85.

Se prestará especial atención a las secciones sometidas a flexión con fuertes cuantías de armadura de tracción que exigen, normalmente, también armadura de compresión y a las secciones sometidas a flexocompresión con fuertes axiles, ya que su ductilidad es pequeña y por tanto pueden producirse roturas antes de que se alcance el nivel de redistribuciones previsto. Las condiciones de ductilidad pueden mejorarse tomando medidas especiales, como disponer armadura transversal para confinar el hormigón.

(4) Se recuerda que una estructura puede considerarse intraslacional cuando, bajo solicitaciones de cálculo, presenta un desplazamiento transversal cuyos efectos pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto. Véase el apartado 4.3.5.3.3.

**2.5.3.4.3 Análisis no lineal**

En el Anejo 2 se plantea un método afinado (A.2.2) y otro simplificado (A.2.3) para el cálculo no lineal de piezas sometidas a flexión.

**2.5.3.4.4 Análisis plástico**

En el apartado A.2.4 del Anejo 2 se dan criterios para el cálculo plástico de elementos lineales.

**2.5.3.5 Análisis de placas**

**2.5.3.5.1 Campo de aplicación**

Para el análisis estructural de placas sobre apoyos aislados, es decir, estructuras constituidas por placas 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 de hormigón armado con o sin capitel, consultar el artículo 22.4 de esta Instrucción.

**2.5.3.5.2 Determinación de los efectos de las acciones**

**2.5.3.5.3 Métodos aceptables de análisis**

(3) El método cinemático se conoce también como método de las líneas de rotura.

**2.5.3.5.4 Análisis lineal con o sin redistribución**

(4) Véase en concreto el apartado A.2.8.

**2.5.3.5.5 Métodos plásticos de análisis**

(6) Véase en concreto el apartado A.2.8.

**2.5.3.5.6 Métodos numéricos de análisis no lineal**

Véase en concreto el apartado A.2.6.

**2.5.3.5.7 Análisis de placas pretensadas**

**2.5.3.6 Análisis estructural de muros y losas cargadas en su propio plano**

El análisis de este apartado corresponde a elementos planos sometidos a un estado de tensión plana.

**2.5.3.6.1 Métodos permitidos de análisis**

P(2) En este apartado, el término solicitaciones se emplea con el sentido de esfuerzos internos (axiles, cortantes y momentos).

**2.5.3.6.2 Análisis lineal**

(5) Hay una errata en la referencia, que debe ser al apartado A.2.9.

**2.5.3.6.3 Análisis plástico**

(2) Para una descripción detallada del método de bielas y tirantes, véase el artículo 24.2.2 de esta Instrucción.

(4) Puede emplearse la capacidad resistente de bielas definida en el artículo 40.3 de esta Instrucción para los casos allí contemplados.

**2.5.3.6.4 Análisis no lineal**

(1) Véase en concreto el apartado A.2.7.

**2.5.3.7 Ménsulas cortas, vigas de gran canto y zonas de anclaje para fuerzas de postesado**

**2.5.3.7.1 Generalidades**

**2.5.3.7.2 Ménsulas cortas**

(1) En el artículo 63 de esta Instrucción. se definen diversos modelos de bielas y tirantes para el cálculo de ménsulas cortas.

**2.5.3.7.3 Vigas de gran canto**

Se considera viga de gran canto aquella cuya luz sea inferior al doble de su canto, según se indica en 2.5.2.1.(2). Pueden utilizarse los modelos de bielas y tirantes contenidos en los siguientes artículos de esta Instrucción.

- 62.3 para vigas de gran canto simplemente apoyadas, y
- 62.3 para vigas de gran canto continuas.

**2.5.3.7.4 Zonas sometidas a cargas concentradas**

Pueden utilizarse los modelos de bielas y tirantes contenidos en los siguientes artículos de esta Instrucción:

- 60 para cargas concentradas sobre macizos, y
- 61 para las zonas de anclaje.

**2.5.4 Determinación de los efectos del pretensado**

**2.5.4.0 Notación**

**2.5.4.1 Generalidades**

El artículo 20.3 de esta Instrucción presenta dos métodos para evaluar los efectos estructurales del pretensado, mediante fuerzas equivalentes o deformaciones impuestas. También incluye consideraciones sobre los efectos isostáticos e hiperestáticos del pretensado.

P(2) Los efectos directos son los esfuerzos isostáticos del pretensado y los efectos secundarios indirectos los esfuerzos hiperestáticos.

Se llama la atención sobre el hecho de que en estructuras en las que exista coacción al acortamiento en la dirección en la que se pretensa, por ejemplo, en dinteles de pórticos, además de los momentos y cortantes hiperestáticos aparecen esfuerzos axiles hiperestáticos que reducen el esfuerzo axil de pretensado.

(3) La Parte 1D de esta norma experimental no existe. Las estructuras en las que el pretensado lo proporcionen tendones exteriores o no adherentes se tratan en la UNE ENV 1992-1-5 Experimental.

**2.5.4.2 Determinación de la fuerza de pretensado**

(2) Los valores máximos de la fuerza de pretensado inicial se dan en 4.2.3.5.4 y los métodos para el cálculo de las pérdidas de pretensado, en 4.2.3.5.5. Para las longitudes de transmisión en elementos pretesos y la dispersión del pretensado en elementos postesos, véanse los apartados 4.2.3.5.6 y 4.2.3.5.7, respectivamente.

(7) Véanse además 2.5.4.4.1.(2) para los métodos de análisis lineales, 2.5.4.4.2.(1) para los no lineales o plásticos (este punto remite al Anejo 2, donde el valor de $\gamma_p$ se comenta en A.2.5.1.(2)) y 2.5.4.4.3.(3) para el cálculo de secciones.

P(8) La resistencia característica de un tendón se determinará a partir de la resistencia característica del acero, $f_{kp}$, y de su área nominal.

**2.5.4.3 Efectos del pretensado en condiciones de servicio**

P(1) En este apartado el término solicitaciones isostáticas e hiperestáticas se emplea en el sentido de esfuerzos isostáticos e hiperestáticos del pretensado.

(3) Los valores característicos superior e inferior de la fuerza de pretensado son los dados en {2.20}. Para la comprobación a fatiga, véase el comentario al principio 2.3.2.1.P(5).

**2.5.4.4 Efectos del pretensado en los estados límite últimos**

**2.5.4.4.1 Análisis estructural. Métodos lineales**

P(1) El valor de la fuerza de pretensado en estados límite últimos es el definido en 2.5.4.2.P(6).

2.5.4.4.2 Análisis estructural. Análisis no lineal o métodos plásticos

(1) Más concretamente, véase el apartado A.2.5.

2.5.4.4.3 Cálculo de secciones

(3) $f_{p0,1k}$ se define en el apartado 3.3.0 y $\gamma_m$ (que en el caso del acero se denomina $\gamma_s$), en 2.3.3.2.

(4) En el apartado 4.3.2.4.6.(2) se analiza la influencia de la inclinación de los tendones en el cálculo a cortante de la sección.

(5) Los momentos hiperestáticos del pretensado se considerarán con su valor característico.

2.5.5 Determinación de los efectos de la deformación diferida del hormigón

2.5.5.0 Notación

En la designación del factor de edad, también conocido como coeficiente de envejecimiento hay una errata. En lugar de x (equis) debe figurar $\chi$ (gi).

2.5.5.1 Generalidades

Puede consultarse el artículo 25 de esta Instrucción para el análisis global de una estructura a lo largo del tiempo. En él se plantea un método general paso a paso y el método del coeficiente de envejecimiento, con algunas simplificaciones para casos particulares.

(5) La tercera hipótesis debe entenderse en el sentido de que los efectos de distribuciones no uniformes de humedad o temperatura son despreciables.

P(6) Más precisamente, véase el apartado 4.2.3.5.5.

(7) La función de fluencia $J(t,t_0)$ representa la deformación total en un instante t originada por una tensión unitaria constante aplicada en el instante $t_0$. Según esto, la deformación total debida a una tensión constante $\sigma_0$ aplicada en el instante $t_0$ sería:

$$\varepsilon(t,t_0) = \sigma_0 J(t,t_0)$$

Los valores de los coeficientes finales de fluencia se indican en el apartado 3.1.2.5.5.

(8) Los valores de las deformaciones finales de retracción se indican en el apartado 3.1.2.5.5.

(10) $\chi$ se denomina habitualmente coeficiente de envejecimiento.

(11) Para determinar $\chi$ con mayor precisión puede utilizarse la siguiente expresión, contenida en el Código Modelo de 1990.

$$\chi = \frac{\sqrt{t_0}}{1 + \sqrt{t_0}}$$

## 3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

### 3.1 Hormigón

Las referencias de este apartado se refieren a la UNE ENV 206 Experimental.

#### 3.1.0 Notación

#### 3.1.1 Generalidades

P(1) Las estructuras elaboradas con hormigón de árido ligero de textura cerrada se tratan en la UNE ENV 1992-1-4 Experimental.

P(2) Las reglas generales para las estructuras de hormigón en masa figuran en la UNE ENV 1992-1-6 Experimental.

#### 3.1.2 Hormigón de peso normal

#### 3.1.2.1 Definiciones

#### 3.1.2.2 Resistencia a compresión del hormigón

P(1) La resistencia característica $f_{ck}$ es la correspondiente al percentil del 5%.

#### 3.1.2.3 Resistencia a tracción

(3) Si resulta necesario tener en cuenta la influencia del canto de la probeta en la resistencia a flexotracción, puede sustituirse el factor 0.5 de la expresión {3.1} por el valor dado en la tabla siguiente:

| CANTO DE LA PROBETA (mm) | COEFICIENTE APLICABLE |
|---|---|
| 50 | 0,48 |
| 100 | 0,60 |
| 150 | 0,66 |
| 200 | 0,71 |

#### 3.1.2.4 Tipificación de la resistencia de proyecto del hormigón

(3) La parte 1A no existe; en su lugar debe consultarse la norma UNE ENV 1992-1-6 Experimental.

#### 3.1.2.5 Propiedades de deformación

#### 3.1.2.5.1 Diagrama tensión-deformación

#### 3.1.2.5.2 Módulo de elasticidad

(2) El módulo de deformación longitudinal secante del hormigón $E_{cm}$ es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Dicho coeficiente es prácticamente constante (especialmente después de un primer ciclo de carga-descarga), siempre que las tensiones no sobrepasen el valor de $0,4 \cdot f_{ck}$.

(3) $E_{cm}$ es un valor medio del módulo que, en rigor, depende de la resistencia media del hormigón y no de la característica, por lo que siempre que se conozca la resistencia media real del hormigón, es preferible emplearla para calcular el módulo de deformación. Por homogeneidad con el resto de la norma, en la expresión del articulado figura la resistencia característica $f_{ck}$, que se relaciona con la media según $f_{cm}=f_{ck}+8$ (véase ecuación {4.3}).

Si se desea tener en cuenta la influencia del tipo de árido en el valor del módulo, puede multiplicarse el valor obtenido según el articulado por el factor corrector dado por la tabla siguiente :

| TIPO DE ÁRIDO | | FACTOR |
|---|---|---|
| CUARCITA | | 1,00 |
| ARENISCA | | 0,70 |
| CALIZA | NORMAL | 0,90 |
| | DENSA | 1,20 |
| OFITA, BASALTO Y OTRAS ROCAS VOLCÁNICAS (1) | POROSO | 0,90 |
| | NORMAL | 1,20 |
| GRANITO Y OTRAS ROCAS PLUTÓNICAS (2) | | 1,10 |
| DIABASAS | | 1,30 |

(1) En este grupo se incluyen rocas como la riolita, dacita, andesita y ofita.
(2) En este grupo se incluyen rocas como la sienita y la diorita.

(4) Si se requiere una mayor precisión en la evaluación del módulo de deformación a edades diferentes a los 28 días puede estimarse el valor de $E_{cm}$ a partir de la siguiente expresión: $E_{cm}(t) = E_{cm}(28) \sqrt{e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)}}$

siendo:

$E_{cm}$ (t): Módulo de deformación en el instante t

t: Instante considerado, expresado en días, a partir de la fecha de hormigonado

s: Parámetro función del tipo de cemento.

s=0,20 para cementos de alta resistencia con endurecimiento rápido (clases resistentes 42.5R, 52.5 y 52.5R).

s=0,25 para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal (clases resistentes 32.5R y 42.5).

s=0,38 para cementos con endurecimiento lento (clase resistente 32.5).

En aquellas estructuras en que las deformaciones sean especialmente importantes, bien por su magnitud, como en los casos de estructuras muy esbeltas, o bien por su influencia en los esfuerzos y comportamiento de la propia estructura, como en el caso de construcciones evolutivas, deberían realizarse ensayos de los hormigones a emplear en obra para obtener estimaciones lo más realistas posibles de los módulos de deformación.

3.1.2.5.3 Coeficiente de Poisson

3.1.2.5.4 Coeficiente de dilatación térmica

3.1.2.5.5 Fluencia y retracción

3.2 Acero de armar

En la fecha de redacción del presente documento, existe la UNE ENV 10080 Experimental, titulada "Acero para armaduras de hormigón armado "Acero corrugado soldable B500 - Condiciones técnicas de suministro para barras, rollos y mallas electrosoldadas". Para los temas no tratados por esta norma, véase el apartado de Normativa de Referencia.

3.2.0 Notación

3.2.1 Generalidades

(3) Véase el apartado de Normativa de Referencia.

3.2.2 Clasificación y geometría

3.2.3 Propiedades físicas

3.2.4 Propiedades mecánicas

3.2.4.1 Resistencia

3.2.4.2 Características de ductilidad

(2) Los aceros que cumplan lo establecido en las UNE 36068 para barras corrugadas, UNE 36092 para mallas electrosoldadas y UNE 36099 para alambres, se considerarán incluidos en las siguientes categorías:

- Barras corrugadas laminadas en caliente: Alta ductilidad.
- Alambres y mallas electrosoldadas: Ductilidad normal.

3.2.4.3 Módulo de elasticidad

3.2.4.4 Fatiga

(2) La Parte 1E no existe. Las características de resistencia a fatiga de aceros de armar pueden encontrarse en el apartado 4.3.7.8 de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

3.2.5 Propiedades tecnológicas

3.2.5.1 Adherencia y anclaje

(2) Los valores mínimos del factor de corruga $f_{R,min}$ se dan en el apartado 6.5.2 de la UNE ENV 10080 Experimental.

3.2.5.2 Soldabilidad

3.3 Acero de pretensar

En la fecha de redacción del presente documento, la UNE ENV 10138 Experimental, titulada "Acero para pretensar" aún se encuentra en fase de redacción. Para los temas no tratados por esta norma, véase el apartado de Normativa de Referencia.

3.3.0 Notación

**3.3.1 Generalidades**

**3.3.2 Clasificación y geometría**

P(6) En la figura 4.8 del apartado 4.2.3.4.1 se representan los porcentajes máximos de pérdidas de tensión por relajación para estas tres clases.

**3.3.3 Propiedades físicas**

**3.3.4 Propiedades mecánicas**

**3.3.4.1 Resistencia**

**3.3.4.2 Diagrama tensión deformación**

**3.3.4.3 Características de ductilidad**

**3.3.4.4 Módulo de elasticidad**

**3.3.4.5 Fatiga**

(2) La Parte 1E no existe. Las características de resistencia a fatiga de aceros de pretensar pueden encontrarse en el apartado 4.3.7.7 de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

**3.3.4.6 Tensiones multiaxiales**

(P1) Se provoca un estado de tensiones multiaxial cuando el tendón es desviado. En estos casos, además del esfuerzo de tracción del cable aparecen unas compresiones transversales.

(2) Para asegurar un comportamiento adecuado bajo tensiones multiaxiales normalmente se establecen unos radios de curvatura mínimos.

**3.3.5 Propiedades tecnológicas**

**3.3.5.1 Condiciones superficiales**

**3.3.5.2 Relajación**

P(1) Véase el apartado 4.2.3.4.1.

**3.3.5.3 Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión**

**3.4 Dispositivos de pretensado**

En la fecha de redacción del presente documento, la norma titulada "Ensayos mecánicos y requerimientos para los sistemas de postesado" aún se encuentra en fase de redacción. Para los temas no tratados por esta norma, véase el apartado de Normativa de Referencia.

**3.4.1 Anclajes y acopladores**

**3.4.1.1 Generalidades**

P(2) Véase el apartado de Normativa de Referencia.

P(4) En concreto, véase 4.2.3.5.6 para las zonas de anclaje de los elementos pretesos, 4.2.3.5.7 para las de los postesos y 5.4.6 en lo relativo a los detalles de armado en los elementos postesos.

**3.4.1.2 Propiedades mecánicas**

**3.4.1.2.1 Tendones anclados**

**3.4.1.2.2 Dispositivos de anclaje y zonas de anclaje**

**3.4.2 Conductos y vainas**

**3.4.2.1 Generalidades**

## 4. CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 4.1 Requisitos de durabilidad

#### 4.1.0 Notación

#### 4.1.1 Generalidades

P(1) En relación a la vida útil de proyecto de las estructuras, puede consultarse el apartado 2.4 de la UNE ENV 1991-1Experimental.

#### 4.1.2 Acciones

#### 4.1.2.1 Generalidades

P(1) Véase el apartado de Normativa de Referencia.

#### 4.1.2.2 Condiciones medioambientales

#### 4.1.2.3 Ataque químico

#### 4.1.2.4 Ataque físico

#### 4.1.2.5 Efectos indirectos derivados

#### 4.1.3 Proyecto

#### 4.1.3.1 Generalidades

(3) En el segundo punto de esta regla, el término revestimiento se usa con el sentido de impermeabilización del hormigón.

#### 4.1.3.2 Criterios de proyecto

#### 4.1.3.3 Recubrimiento de hormigón

P(2) La parte 10 no existe. En su lugar puede consultarse la UNE ENV 1992-1-2 Experimental.

(5) La definición del diámetro equivalente $\emptyset_n$ para grupos de barras figura en la expresión {5.12} del apartado 5.2.7.1.

(8) El recubrimiento que debe satisfacer la estructura es el recubrimiento nominal, cuyo valor es la suma del recubrimiento mínimo (tabla 4.2) más la tolerancia $\Delta h$ definida en este apartado.

(10) Véase la UNE ENV 1992-1-2 Experimental.

#### 4.1.4 Materiales

#### 4.1.5 Construcción

### 4.2 Datos de proyecto

#### 4.2.1 Hormigón

#### 4.2.1.0 Notación

$\alpha$ se denomina también coeficiente de cansancio del hormigón.

#### 4.2.1.1 Generalidades

(6) El hormigón en masa se trata en la UNE ENV 1992-1-6 Experimental y el hormigón elaborado con áridos ligeros de textura cerrada, en la UNE ENV 1992-1-4 Experimental. En lo referente al hormigón de alta resistencia y al hormigón curado al vapor, véase el apartado de Normativa de Referencia.

#### 4.2.1.2 Propiedades físicas

#### 4.2.1.3 Propiedades mecánicas

#### 4.2.1.3.1 Resistencia

#### 4.2.1.3.2 Módulo de elasticidad

**4.2.1.3.3 Diagramas tensión-deformación**

(2) Los diagramas del primer grupo son más complejos y reproducen adecuadamente la deformabilidad del hormigón para cualquier nivel tensional. Los del segundo grupo son diagramas más simples, dado que con ellos sólo se pretende reproducir el bloque de compresiones del hormigón para el cálculo de secciones en estado límite último.

(4) La referencia al apartado 4.3.5 debe entenderse al apartado 4.3.

**4.2.1.4 Comportamiento dependiente del tiempo**

(1) Los valores finales de retracción se incluyen en la tabla 3.4.

**4.2.2 Hormigón armado**

**4.2.2.0 Notación**

**4.2.2.1 Acero de armar. Generalidades**

**4.2.2.2 Propiedades físicas del acero de armar**

**4.2.2.3 Propiedades mecánicas del acero de armar**

**4.2.2.3.1 Resistencia**

P(1) La definición de estos valores figura en 3.2.1.(6).

(2) En la tabla siguiente se dan los valores de estas propiedades para los dos tipos de acero definidos en la UNE 10080 Experimental

| | B500A Baja ductilidad | B500B Alta ductilidad |
|---|---|---|
| $\varepsilon_{uk}$ (%) | 2,5 | 5,0 |
| $f_{yk}$ (N/mm$^2$) | 500 | 500 |
| $(f_t/f_y)_k$ | 1,05 | 1,08 |

**4.2.2.3.2 Diagrama tensión deformación**

(4) Más concretamente, véase el apartado 2.3.3.2.

**4.2.2.3.3 Fatiga**

(1) La Parte 1E no existe. Las características de resistencia a fatiga de aceros de armar pueden encontrarse en el apartado 4.3.7.8 de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

**4.2.2.4 Propiedades tecnológicas del acero de armar**

**4.2.2.4.1 Adherencia y anclaje**

**4.2.2.4.2 Soldabilidad**

**4.2.3 Hormigón pretensado**

**4.2.3.0 Notación**

**4.2.3.1 Acero de pretensado: Generalidades**

**4.2.3.2 Propiedades físicas del acero de pretensado**

**4.2.3.3 Propiedades mecánicas del acero de pretensado**

**4.2.3.3.1 Resistencia**

P(1) La definición de estos valores figura en 3.3.1.(6).

**4.2.3.3.2 Módulo de elasticidad**

**4.2.3.3.3 Diagrama tensión-deformación**

(5) Más concretamente, véase el apartado 2.3.3.2.

**4.2.3.3.4 Ductilidad**

**4.2.3.3.5 Fatiga**

(1) La Parte 1E no existe. Las características de resistencia a fatiga de aceros de pretensar pueden encontrarse en el apartado 4.3.7.7 de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

**4.2.3.3.6 Tensiones multiaxiales**

**4.2.3.3.7 Conjuntos anclaje-tendón y anclaje-acoplador**

**4.2.3.4 Propiedades tecnológicas del acero para pretensado**

**4.2.3.4.1 Relajación**

(2) Si se desea conocer los valores de las pérdidas por relajación para tiempos superiores a las 1000 horas, puede aplicarse la expresión contenida en el artículo 38.9 de esta Instrucción.

**4.2.3.4.2 Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión**

**4.2.3.4.3 Comportamiento en función de la temperatura**

Véase la UNE ENV 1992-1-2 Experimental.

**4.2.3.5 Cálculo de elementos de hormigón pretensado**

**4.2.3.5.1 Generalidades**

P(1) El pretensado con tendones exteriores o no adherentes se trata en la UNE ENV 1992-1-5 Experimental.

**4.2.3.5.2 Tipos o clases de hormigón para su uso en hormigón pretensado**

(1) Véase el apartado 3.1.2.4 para la definición de las clases de hormigón.

**4.2.3.5.3 Número mínimo de unidades de pretensado en elementos estructurales aislados**

**4.2.3.5.4 Fuerza inicial de pretensado**

P(2) La limitación de tensión contenida en este principio corresponde a la máxima tensión que, de forma temporal, puede aplicarse al tendón durante su tesado.

P(3) La limitación de tensión contenida en este principio corresponde a la máxima tensión que puede existir en cualquier punto del tendón después de su anclaje o de la transferencia.

(4) El significado de los términos correspondientes a pérdidas en la expresión {4.7} es el siguiente:

$\Delta P_c$ Pérdidas instantáneas por acortamiento elástico del hormigón

$\Delta P_r$ Pérdida por relajación a corto plazo

$\Delta P_\mu$ Pérdida por rozamiento

(5) El significado de los términos correspondientes a pérdidas en la expresión {4.8} es el siguiente:

$\Delta P_{sl}$ Pérdida por penetración de cuñas

$\Delta P_c$ Pérdidas instantáneas por acortamiento elástico del hormigón

$\Delta P_\mu$ Pérdida por rozamiento

**4.2.3.5.5 Pérdidas de pretensado**

(5) Para la determinación de las pérdidas debidas a la penetración de cuñas puede emplearse lo indicado en el artículo 20.2.2.1.2 de esta Instrucción.

(6) Para la determinación de las pérdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón puede emplearse lo indicado en el artículo 20.2.2.1.3 de esta Instrucción.

(7) Estas pérdidas pueden tener cierta importancia cuando se producen incrementos de temperatura significativos durante el proceso de curado.

(8) En los comentarios al artículo 20.2.2.1.1 de esta Instrucción se dan valores del coeficiente de rozamiento parásito para distintas situaciones.

**4.2.3.5.6 Zonas de anclaje de los elementos pretesos**

(6) Véase figura 4.9 (a).

**4.2.3.5.7 Zonas de anclaje de los elementos postesos**

P(2) La resistencia característica a tracción de un tendón se determinará a partir de la resistencia característica del acero, $f_{kp}$, y de su área nominal.

**4.3 Estados límite últimos**

**4.3.1 Estados límite últimos por flexión y esfuerzos axiles**

**4.3.1.0 Notación**

**4.3.1.1 Generalidades**

(2) Véase el apartado A.2.8 del anejo 2.

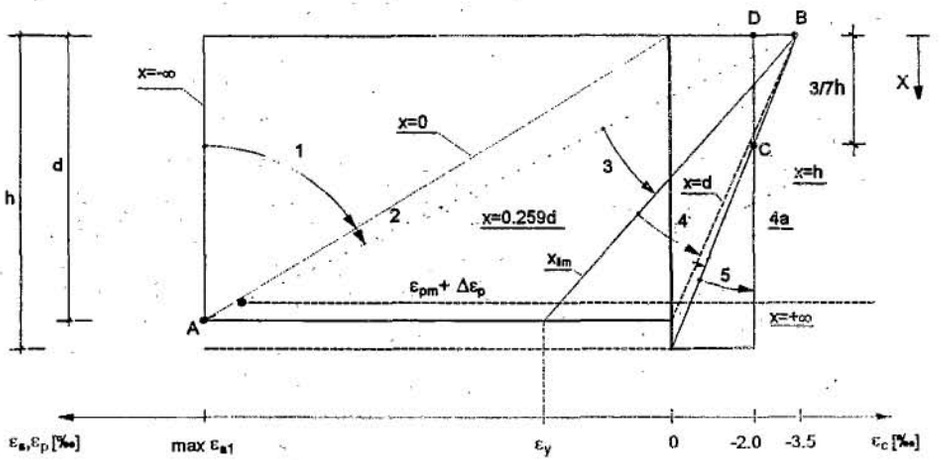
**4.3.1.2 Solicitaciones resistentes de cálculo para vigas sometidas a esfuerzos axiles y momentos flectores**

Una traducción más precisa del título de este apartado sería: Capacidad resistente de cálculo de vigas sometidas a esfuerzos axiles y momentos flectores.

(2) En la figura adjunta se representan una serie de dominios de deformación, que corresponden a todas las solicitaciones normales de una manera continua, desde la flexión simple hasta la compresión simple al variar la profundidad de la fibra neutra x desde $-\infty$ a $+\infty$. Se denomina fibra neutra de una sección a la recta de deformación nula. Su distancia a la fibra más comprimida se designa por x.

El acortamiento máximo del hormigón se fija en el 3,5‰ en flexión y en el 2‰ en compresión simple.

- Dominio 1: Tracción simple o compuesta. La profundidad de la fibra neutra varía desde $x=-\infty$ ($\varepsilon_s=\varepsilon_c=10‰$) hasta $x=0$ ($\varepsilon_s=10‰$, $\varepsilon_c=0$)
- Dominio 2: Flexión simple o compuesta. La profundidad de la fibra neutra varía desde $x=0$ hasta $x=0{,}259.d$, que corresponde al punto crítico en que ambos materiales alcanzan sus deformaciones máximas: $\varepsilon_c=10‰$ y $\varepsilon_c=3{,}5‰$.
- Dominio 3: Flexión simple o compuesta. La profundidad de la fibra neutra varía desde $x=0{,}259.d$ hasta $x=x_{lim}$, profundidad límite en que la armadura pasiva más traccionada alcanza la deformación $\varepsilon_y$ correspondiente a su límite elástico.
- Dominio 4: Flexión simple o compuesta. La profundidad de la fibra neutra varía desde $x=x_{lim}$ hasta $x=d$, en donde la armadura pasiva más traccionada tiene una deformación $\varepsilon_s=0$.
- Dominio 4a: Flexión compuesta. La profundidad de la fibra neutra varía desde $x=d$ hasta $x=h$, en donde todo el hormigón empieza a estar comprimido.
- Dominio 5: Compresión simple o compuesta. La profundidad de la fibra neutra varía desde $x=h$ hasta $x=+\infty$, es decir, hasta la compresión simple.




(4) Como alternativa a los diagramas tensión-deformación del hormigón tipos parábola-rectángulo y bilineal referidos en P(1) (iv), puede utilizarse el diagrama rectangular definido en 4.2.1.3.3.(12)

(5) La parte 1D no existe. En su lugar debe consultarse la UNE ENV 1992-1-5 Experimental.

**4.3.1.3 Rotura frágil e hiperresistencia**

P(1) Cuando se consideren necesarias medidas específicas para evitar la rotura frágil debida a la corrosión bajo tensión del acero de pretensar, podrán utilizarse las reglas contenidas en el apartado 4.3.1.3 de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

(3) Para asegurar que no se produce la rotura frágil de la sección bajo la acción de las cargas exteriores deberá disponerse, como mínimo, la siguiente armadura:

a) Flexión simple o compuesta

La armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir las siguientes limitaciones:

$$A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0{,}25 \cdot \frac{W_1}{h} \cdot f_{cd}$$

donde:

$A_p$ Área de la armadura activa adherente
$A_s$ Área de la armadura pasiva
$f_{pd}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción
$f_{yd}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción
$f_{cd}$ Resistencia de cálculo del hormigón en compresión
$W_1$ Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada
h Canto total de la sección

Con esta armadura se pretende evitar que la pieza pueda romperse sin previo aviso al alcanzar el hormigón su resistencia a tracción. La armadura deberá ser suficiente para resistir el bloque traccionado de la sección antes de producirse la fisuración.

Para secciones de hormigón armado cuando la armadura necesaria por cálculo $A_{s,nec}$ sea inferior a la armadura mínima anteriormente determinada, se dispondrá $\alpha A_{s,nec}$, siendo $\alpha$:

$$\alpha = 1{,}5 - 1{,}95 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot h \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot W_1}$$

b) Tracción simple o compuesta

En el caso de secciones de hormigón sometidas a tracción simple o compuesta, provista de dos armaduras principales, deberá cumplirse:

$$A_p \cdot f_{pd} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0.20 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

**4.3.2 Cortante**

**4.3.2.0 Notación**

La cuantía geométrica de la armadura $A_{sl}$ se denomina $\rho_l$ y no $p_l$

**4.3.2.1 Generalidades**

(6) Veánse también 4.3.2.4.4.(5) a (8).

**4.3.2.2 Métodos para el dimensionamiento a cortante**

Las piezas de formas especiales, cuya sección transversal no sea rectangular, en T o en I, como puede ser el caso de una sección circular, podrán ser asimiladas a piezas ficticias de alguna de aquellas secciones, de forma que se asegure que la resistencia del elemento real sea igual o superior a la del ficticio supuesto. En este caso, las dimensiones de la sección serán las de la sección ficticia considerada.

(1) El término $V_{rd}$ se denomina también colaboración del hormigón a la resistencia a cortante.

(8) Debe tenerse presente que, en situaciones provisionales o definitivas en las que las vainas no se encuentren inyectadas, para obtener la sección resistente de hormigón habrá que deducir de las dimensiones reales de la pieza la totalidad de los huecos correspondientes a los conductos de pretensado.

(11) $l_{b,net}$ se define en el apartado 5.2.2.3 y en la figura 5.2.

**4.3.2.3 Elementos que no requieren armadura de cortante ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)**

(1) Respecto a la determinación del esfuerzo axil total $N_{Sd}$, debe observarse que en algunos casos pueden existir esfuerzos de tracción debidos a acciones reológicas, y concretamente a la retracción del hormigón.

La cuantía geométrica de la armadura $A_{sl}$ se denomina $\rho_l$ y no $P_l$

(3) Cuando la pieza esté sometida a un esfuerzo axil de compresión deberá reducirse $V_{Rd2}$ mediante el factor indicado en la ecuación {4.15}.

Como anchura del alma $b_w$ debe utilizarse la anchura nominal del alma $b_{w,nom}$, según se define en 4.3.2.2.(8).

v es un factor de eficacia que reduce la resistencia a compresión de las bielas por la distribución irregular de la fisuración de cortante y por la aparición de tensiones de tracción transversales en las bielas.

#### 4.3.2.4 Elementos que requieren armadura de cortante ($V_{Sd} > V_{Rd1}$)

##### 4.3.2.4.1 Generalidades

##### 4.3.2.4.2 Piezas de canto constante

##### 4.3.2.4.3 Método normalizado

Este método sólo es aplicable cuando la pieza no está sometida a un estado de torsión. Constituye una particularización del método de las bielas de inclinación variables para un ángulo de inclinación de las mismas de 45 °

(4) Cuando la pieza esté sometida a un esfuerzo axil de compresión deberá reducirse $V_{Rd2}$ mediante el factor indicado en la ecuación {4.15}.

Como anchura del alma $b_w$ debe utilizarse la anchura nominal del alma $b_{w,nom}$, según se define en 4.3.2.2.(8).

$\nu$ es un factor de eficacia, definido por la ecuación {4.21}, que reduce la resistencia a compresión de las bielas por la distribución irregular de la fisuración de cortante y por la aparición de tensiones de tracción transversales en las bielas.

##### 4.3.2.4.4 Método de las bielas de inclinación variable

Este método no considera ninguna colaboración del hormigón en la resistencia a esfuerzo cortante por tracción en el alma $V_{Rd3}$.

(2) y (3) En la tercera expresión que aparece en esta regla de aplicación hay una errata en el denominador del primer miembro. En vez de $b_{ws}$ debe aparecer $b_w.s$, donde s es la separación entre estribos.

Cuando la pieza esté sometida a un esfuerzo axil de compresión deberá reducirse $V_{Rd2}$ mediante el factor indicado en la ecuación {4.15}.

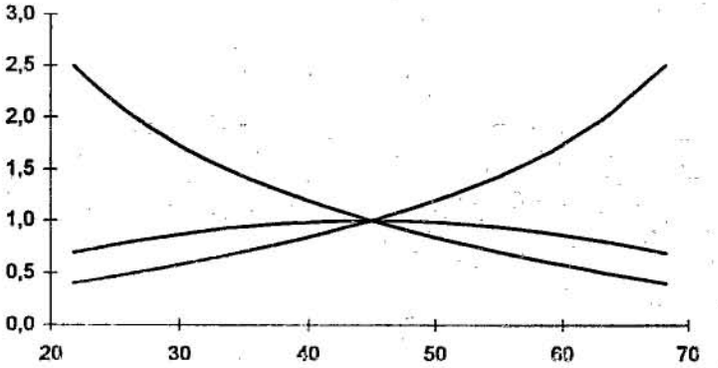
Como anchura del alma $b_w$ debe utilizarse la anchura nominal del alma $b_{w,nom}$, según se define en 4.3.2.2.(8).

$\nu$ es un factor de eficacia, definido por la ecuación {4.21}, que reduce la resistencia a compresión de las bielas por la distribución irregular de la fisuración de cortante y por la aparición de tensiones de tracción transversales en las bielas.

(4) En la figura siguiente se ha representado la resistencia a cortante por compresión de bielas y la armadura de cortante necesaria en función del ángulo $\theta$ de inclinación de bielas. La comparación se realiza para un elemento con armadura de cortante vertical y armadura longitudinal constante. En la figura se han representado las siguientes magnitudes:

Resistencia a compresión: $$k_1 = \frac{2 \cdot V_{Rd2}}{b \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}$$

Armadura necesaria: $$k_2 = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}}{s \cdot V_{Rd3}}$$




Se observa que la máxima resistencia por compresión de bielas se obtiene para $ctg\theta=1$ ($\theta=45°$). En cuanto a la resistencia a tracción del alma, la menor cuantía de armadura se obtiene para el límite inferior del intervalo de ángulos ($ctg\theta=2,5$, $\theta=21,8°$).

(6) En concreto, véase el apartado 5.2.4.1.3.

##### 4.3.2.4.5 Piezas de canto variable

(1) Si el modelo estructural tiene en cuenta la variación de canto mediante la inclinación de la directriz de la pieza, este efecto corrector ($V_{ccd}$, $V_{td}$) ya está considerado en el cortante $V_{Sd}$ resultante, por lo que no debe realizarse dicha corrección.

##### 4.3.2.4.6 Piezas con tendones de pretensado inclinados

(1) Si el efecto estructural del pretensado se determina utilizando un sistema de fuerzas equivalentes, la corrección $V_{pd}$ ya está considerada en el cortante $V_{Sd}$ resultante, por lo que no debe efectuarse dicha corrección.

El efecto de la fuerza de pretensado en la comprobación a cortante es doble, ya que modifica el esfuerzo cortante aplicado al hormigón e introduce tensiones normales de compresión en la sección, que son favorables en cuanto que ayudan a reducir las tensiones principales de tracción.

Se llama la atención sobre el hecho de que en las zonas de una pieza próximas al anclaje de las armaduras activas, particularmente cuando tal anclaje se realiza exclusivamente por adherencia, la fuerza de pretensado crece progresivamente, desde un valor nulo en la sección extrema hasta alcanzar su valor total a una cierta distancia de la misma. También hay que tener en cuenta que es necesaria una longitud hasta que las fuerzas concentradas en los anclajes originan una distribución uniforme de tensiones en la sección.

Es frecuente que las secciones de apoyo se encuentren incluidas en zonas próximas a anclajes, por lo que al comprobarlas a esfuerzo cortante será preciso tener en cuenta el valor real de la fuerza de pretensado en dichas secciones.

#### 4.3.2.5 Cortante entre alma y alas

El cortante entre alma y alas se denomina habitualmente esfuerzo rasante entre alma y alas.

P(1) Para el cálculo de la armadura de unión entre alas y alma de las cabezas de vigas en T, en I, en cajón o similares necesaria para resistir el esfuerzo rasante, se empleará en general el método de bielas y tirantes.

Cuando existe una solicitación tangencial entre las caras de una junta entre hormigones se puede producir el agotamiento por rasante de la misma. Para la comprobación de este estado límite debido al esfuerzo rasante en las juntas se puede consultar el apartado 4.5.3 de la UNE ENV 1992-1-3 Experimental.

### 4.3.3 Torsión

#### 4.3.3.0 Notación

#### 4.3.3.1 Torsión pura

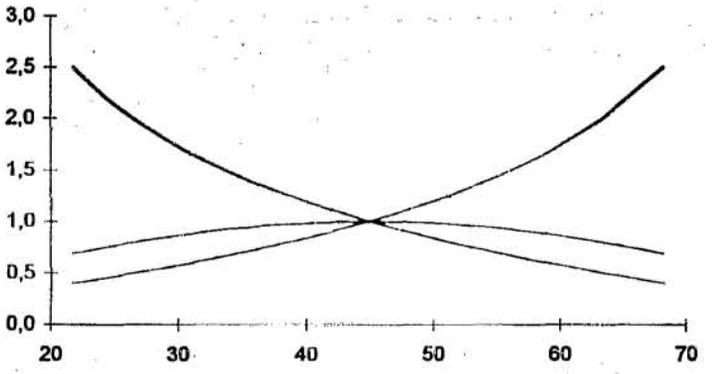
Se recuerda que la existencia de momentos torsores en un elemento impide la utilización del método normalizado en la comprobación del estado límite último de cortante, lo que supone no poder tener en cuenta una cierta colaboración del hormigón en la resistencia al mismo.

(6) y (7) En la figura siguiente se ha representado la resistencia a torsión por compresión de las bielas y las armaduras de torsión necesarias en función del ángulo $\theta$ de inclinación de bielas. En la figura se han representado las siguientes magnitudes:

Resistencia a compresión: $$k_1 = \frac{T_{Rd1}}{t \cdot A_k \cdot V \cdot f_{cd}}$$

Armadura transversal necesaria: $$k_2 = \frac{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s \cdot T_{Rd2}}$$

Armadura longitudinal necesaria: $$k_3 = \frac{2 \cdot A_k \cdot f_{yld} \cdot A_{sl}}{u_k \cdot T_{Rd2}}$$

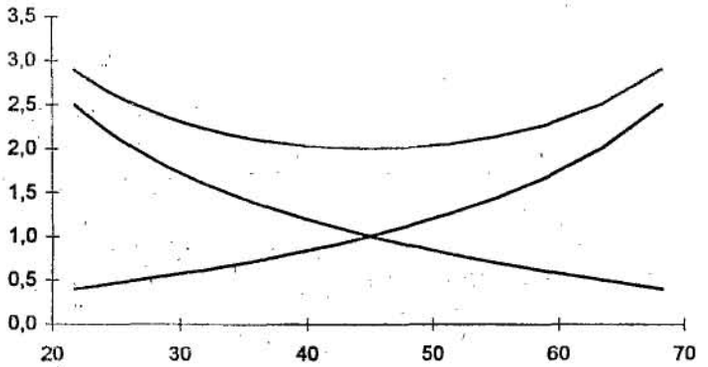



Se observa que la máxima resistencia por compresión de las bielas se obtiene para $ctg\theta=1$ ($\theta=45°$). En cuanto a la armadura transversal necesaria, la menor cuantía se obtiene para el límite inferior del intervalo de ángulos ($ctg\theta=2,5$, $\theta=21,8°$); para la armadura longitudinal, la menor cuantía se obtiene para el límite opuesto ($ctg\theta=0,4$, $\theta=68,2°$).

Suponiendo iguales resistencias para los aceros de ambas armaduras, la cuantía mínima de la armadura total resulta para el valor $ctg\theta=1$ ($\theta=45°$) en la expresión:

$$\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{sl}}{u_k} = \frac{T_{Rd2}}{2 \cdot A_k \cdot f_y} \cdot (tg\,\theta + ctg\,\theta)$$

En la figura siguiente se representa el valor de esta cuantía total, junto a los valores de armadura longitudinal y transversal, en función del ángulo θ de inclinación de bielas.




**4.3.3.2 Efectos combinados de acciones**

**4.3.3.2.1 Procedimiento general**

**4.3.3.2.2 Procedimiento simplificado**

(2) Cuando la torsión se combine con un momento flector importante éste puede dar lugar a una tensión principal crítica en la zona de compresión. La tensión principal de compresión será:

$$\sigma_{Sd,prin} = \frac{\sigma_{Sd}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{Sd}}{2}\right)^2 + \tau_{Sd}^2}$$

donde $\sigma_{Sd}$ es la tensión normal debida a la flexión en el punto considerado.

**4.3.3.3 Alabeo producido por la torsión**

**4.3.4 Punzonamiento**

**4.3.4.0 Notación**

**4.3.4.1 Generalidades**

(9) La exigencia de la cuantía mínima de armadura de tracción longitudinal de un 0,5% no rige para las losas de cimentación de espesor mayor de 0,50 m.

**4.3.4.2 Ámbito y definiciones**

**4.3.4.2.1 Área cargada**

**4.3.4.2.2 Perímetro crítico**

**4.3.4.2.3 Área crítica**

**4.3.4.2.4 Sección crítica**

**4.3.4.3 Métodos de cálculo para la comprobación del cortante debido al punzonamiento**

(3) Si $v_{Sd}$ es mayor que $v_{Rd1}$, deberá disponerse la armadura de cortante necesaria para que se cumpla:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd3}$$

y deberá comprobarse en cualquier caso que:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd2}$$

(4) En el caso de losas $V_{Sd}$ puede obtenerse como la reacción del soporte descontando las cargas exteriores y las fuerzas equivalentes de pretensado que actúan dentro del perímetro situado a una distancia h/2 de la sección del soporte o área cargada.

En el caso de zapatas $V_{Sd}$ puede ser reducida descontando la fuerza neta vertical que actúa en el interior del perímetro crítico. Dicha fuerza es igual a la fuerza ejercida por la presión del terreno menos el peso propio del elemento de cimentación, dentro del perímetro crítico.

**4.3.4.4 Losas de canto variable**

**4.3.4.5 Resistencia a cortante**

**4.3.4.5.1 Losas o zapatas sin armadura de punzonamiento**

(1) Toda la longitud de anclaje de la armadura de tracción considerada en el cálculo de $\rho_l$ debe estar situada fuera del perímetro crítico.

(2) Toda la longitud de anclaje de la armadura de tracción considerada en el cálculo de $\rho_l$, tanto activa como pasiva, debe estar situada fuera del perímetro crítico.

**4.3.4.5.2 Losas con armadura de punzonamiento**

**4.3.4.5.3 Momentos de cálculo mínimos para conexiones losa-soporte sometidas a cargas excéntricas**

**4.3.5 Estados límite últimos debidos a deformaciones estructurales (pandeo)**

**4.3.5.0 Notación**

**La referencia que aparece en el factor $K_1$ debe ser a las ecuaciones {4.69} a {4.71}.**

**La referencia que aparece en el factor $K_2$ debe ser a las ecuaciones {4.72} y {4.73}.**

La referencia que aparece en la excentricidad equivalente $e_e$ debe ser a las ecuaciones {4.66} y {4.67}.

$l_0$ longitud de pandeo de una pieza aislada.

**4.3.5.1 Ámbito y definiciones**

(5) El incremento de momentos flectores en los soportes por efectos de segundo orden puede determinarse como la diferencia de dos análisis de primer orden; en el primer análisis se considerará la estructura con la geometría inicial y en el segundo con la geometría deformada, determinada modificando la inicial con los movimientos de los nudos del primer análisis.

**4.3.5.2 Procedimientos de cálculo**

P(1) En los comentarios al artículo 43.1.1 de esta Instrucción se encuentra una descripción de los efectos de segundo orden y de las consecuencias que pueden originar en las estructuras.

**4.3.5.3 Clasificación de las estructuras y de los elementos estructurales**

**4.3.5.3.1 Generalidades**

**4.3.5.3.2 Elementos de arriostramiento**

(1) Se considerará como elemento arriostrador aquel cuya rigidez sea tal que absorba al menos el 90% de las cargas horizontales y asegure la estabilidad del subconjunto arriostrado.

Las estructuras arriostradas pueden calcularse suponiendo que la subestructura arriostrada no soporta cargas horizontales.

**4.3.5.3.3 Estructuras intraslacionales**

(1) Las estructuras intraslacionales pueden calcularse en teoría de primer orden.

(3) Los pórticos pueden clasificarse como intraslacionales si los momentos de dos análisis de primer orden no difieren en más del 10%; en el primer análisis se considerará la estructura con la geometría inicial y en el segundo con la geometría deformada, determinada modificando la inicial con los movimientos de los nudos del primer análisis.

**4.3.5.3.4 Soportes aislados**

**4.3.5.3.5 Esbeltez de soportes aislados**

(1) En lugar de los nomogramas de la figura 4.27 pueden emplearse las siguientes fórmulas:

- Para pórticos intraslacionales:

$$\beta = \frac{0{,}64 + 1{,}4 \cdot (k_A + k_n) + 3 \cdot k_A \cdot k_B}{1{,}28 + 2 \cdot (k_A + k_B) + 3 \cdot k_A \cdot k_B}$$

- Para pórticos traslacionales:

$$\beta = \sqrt{\frac{7{,}5 + 4 \cdot (k_A + k_B) + 1{,}6 \cdot k_A \cdot k_B}{7{,}5 + (k_A + k_B)}}$$

Para evitar errores de interpretación en la ecuación {4.60} por el tipo de letra empleado, conviene aclarar que en el numerador del segundo miembro, el segundo término que aparece es el momento de inercia del soporte, y el tercero, que aparece dividiendo, la altura del soporte medida entre ejes de apoyo.

**4.3.5.4 Imperfecciones**

(3) Interesa llamar la atención sobre el hecho de que la excentricidad adicional ea no es un valor mínimo de la excentricidad inicial, sino un valor que debe añadirse en cualquier caso a dicha excentricidad.

**4.3.5.5 Datos específicos para diferentes tipos de estructuras**

**4.3.5.5.1 Pórticos intraslacionales**

**4.3.5.5.2 Pórticos traslacionales**

(1) Más concretamente, véase el apartado A.3.5.

Según lo indicado en A.3.5.(2), en las estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones no fisuradas, no supere 1/750 de la altura total, bastará comprobar cada soporte aisladamente con la longitud de pandeo definida para estructuras traslacionales según 4.3.5.3.5 y con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden.

**4.3.5.5.3 Soportes aislados**

(2) h es el canto de la sección del soporte en la dirección considerada.

**4.3.5.6 Métodos simplificados de cálculo para soportes aislados**

**4.3.5.6.1 Generalidades**

**4.3.5.6.2 Excentricidad total**

**4.3.5.6.3 Método de la columna modelo**

(2) El coeficiente $K_1$ debe expresarse en mayúscula, según se define en el apartado 4.3.5.0 Notación.

(5) El coeficiente $K_2$ debe expresarse en mayúscula, según se define en el apartado 4.3.5.0 Notación.

(6) El coeficiente $K_2$ debe expresarse en mayúscula, según se define en el apartado 4.3.5.0 Notación.

**4.3.5.6.4 Piezas comprimidas con excentricidades biaxiales**

(3) $A_c$ es el área de la sección de hormigón, igual a b·h.

$Z_c$ es el módulo resistente de la sección de hormigón, igual a $b \cdot h^2/6$.

**4.3.5.7 Pandeo lateral de vigas esbeltas**

(2) En el apartado 6.6.3.3.4 del Código Modelo MC-90 del CEB se incluye un método simplificado para la comprobación de vigas frente a pandeo lateral.

**4.4 Estados límite de utilización**

**4.4.0 Generalidades**

**4.4.0.1 Notación**

**4.4.0.2 Ámbito**

P(1) Una traducción más precisa de la primera línea de este principio es: Este capítulo trata los estados límite de utilización más comunes. Estos son:

En aquellos tipos de estructuras en las que las vibraciones pueden afectar al comportamiento en servicio (gimnasios, salas de fiesta y espectáculos, etc.) deberá realizarse una comprobación de la estructura en el estado límite de vibración. Para la comprobación de este estado límite consúltese el artículo 51 de esta Instrucción.

**4.4.1 Limitación de tensiones bajo condiciones de servicio**

**4.4.1.1 Consideraciones básicas**

(2) La combinación rara o poco frecuente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

Para efectuar esta comprobación a una edad t cualquiera del hormigón, puede adoptarse el valor $f_{ck}(t)$ correspondiente. A falta de mayor información, puede suponerse una evolución de la resistencia característica del hormigón dada por:

$$f_{ck}(t) = f_{ck,28}\, e^{s(1-\sqrt{28/t})} \qquad (t \text{ en días})$$

donde:

s: Parámetro función del tipo de cemento.

s=0,20 para cementos de alta resistencia con endurecimiento rápido (clases resistentes 42.5R, 52.5 y 52.5R)

s=0,25 para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal (clases resistentes clases 32.5R y 42.5)

s=0,38 para cementos con endurecimiento lento (clase resistente 32.5)

(3) La combinación casi-permanente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

Si bien es prudente limitar la tensión en servicio para la combinación casi-permanente de acciones al valor indicado, existen modelos que permiten estimar las deformaciones diferidas no lineales del hormigón. Véase, por ejemplo, el apartado 2.1.6.4.3 del Código Modelo de 1990 del CEB.

Para efectuar esta comprobación a una edad t cualquiera del hormigón, puede adoptarse el valor $f_{ck}(t)$ correspondiente (véase comentario a la regla anterior).

(7) La distinción entre acciones directas e indirectas, que se refleja en el distinto valor de la tensión máxima admitida, es debida a que, en el segundo caso, al alcanzar la armadura una tensión igual a $f_{yk}$ se produce una reducción del valor del esfuerzo que indujo tal tensión como consecuencia de la pérdida de rigidez de la sección, disminuyendo la tensión de la armadura.

**4.4.1.2 Métodos para comprobación de tensiones**

(2) En este apartado se eximen de la necesidad del cálculo tensional aquellos elementos que cumplen unas determinadas condiciones (de la a a la d). El comentario final relativo a los elementos parcialmente pretensados se hace en la línea de remarcar la necesidad de una comprobación tensional en estos elementos, por su mayor sensibilidad a la fatiga.

(5) La combinación rara o poco frecuente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

**4.4.2 Estados límite de fisuración**

**4.4.2.1 Consideraciones generales**

(6) Los tipos de exposición ambiental figuran en la tabla 4.1 del apartado 4.1.3.3.

(7) La adopción del criterio de ausencia de tracciones en las fibras extremas de una sección, como criterio de descompresión, siempre queda del lado de la seguridad y puede conducir a simplificaciones en el cálculo.

La combinación frecuente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

P(9) En el apartado a) debe entenderse que la armadura mínima adherente se dispone con el fin de que, una vez fisurada la sección, no se alcance su límite elástico. Como se vio en 4.4.1.1 (7), se trata de que la armadura no plastifique al producirse la fisuración y conduzca a una fisuración incontrolada.

**4.4.2.2 Área mínima de armaduras**

P(1) Se recuerda que, si bien la intención de este apartado es determinar el área mínima de armadura necesaria para controlar la fisuración en piezas sometidas a tensiones de tracción debidas sólo a deformaciones impuestas coartadas, la expresión {4.78} es válida igualmente para obtener la armadura mínima con carácter general, según los criterios de 4.4.1.1. (7).

(3) Como valor de la resistencia efectiva del hormigón a tracción $f_{ct,ef}$ se adoptará:

$$f_{ct,ef}(t) = f_{ctk,0.95}(t) = 0{,}39\left[f_{ck}(t)\right]^{2/3}$$

Tomándose como ley de evolución de $f_{ck}(t)$ la propuesta en el comentario de 4.4.1.1.(2).

(4) La expresión {4.78} que permite deducir la cuantía mínima se basa en una simple consideración de equilibrio entre lo que resistía el hormigón traccionado antes de la fisuración y la fuerza desarrollada por la armadura después. Para reducir la cuantía mínima es preciso determinar la cuantía de armadura necesaria para que el equilibrio sea posible, sustituyendo la resistencia efectiva a tracción $f_{ct,ef}$ por la tracción real que exista en el elemento.

(6) La combinación rara o poco frecuente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

(8) Si se desea evaluar con más precisión las diferencias entre la adherencia de armaduras activas y pasivas, puede consultarse la regla 4.4.2.3.(106) de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

**4.4.2.3 Control de la fisuración sin cálculo directo**

(1) Puede demostrarse que las losas de canto menor que 20 cm, con poca cuantía de armadura (profundidad de la fibra neutra en servicio en sección fisurada en torno al

20% del canto total) y con los criterios de disposición de las armaduras de 5.4.3, presentan aberturas de fisuras menores que 0.3 mm.

(3) Las combinaciones casi-permanente y frecuente de cargas se definen en el apartado 2.3.4.

(4) Véase el apartado 5.4.2.4.

(5) La fisuración debida a esfuerzo torsor se controla adecuadamente siguiendo las indicaciones del artículo 49.4 de esta Instrucción.

**4.4.2.4 Cálculo de la anchura de fisura**

(3) En el caso de cargas de larga duración que originen flexión en elementos armados con barras corrugadas, los valores de las variables intervinientes en la fórmula que proporciona la anchura de fisura son los siguientes:

$$\sigma_{sr} = 0{,}2 \quad \frac{f_{ctm}}{\rho} \qquad\qquad \rho_r = \rho \cdot \frac{h}{2{,}5 \cdot (h - d)}$$

$$\beta = 1{,}7 \qquad \beta_1 = 1{,}0 \qquad \beta_2 = 0{,}5 \qquad K_1 = 0{,}8 \qquad K_2 = 0{,}5$$

Resultando la siguiente expresión para el cálculo de la anchura de fisura:

$$w_k = 0{,}0085 \cdot \left( 200 + \frac{h - d}{h} \cdot \frac{\phi}{\rho} \right) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 50 - \left( \frac{f_{ctm}}{\rho \cdot \sigma_s} \right)^2 \right]$$

x (texto y figura 4.33) es la profundidad de la fibra neutra, esto es, la profundidad del bloque comprimido.

(4) Si se desea evaluar con más precisión las diferencias entre la adherencia de armaduras activas y pasivas, puede consultarse la regla 4.4.2.3.(106) de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

**4.4.3 Estados límite de deformación**

**4.4.3.1 Consideraciones básicas**

P(1) El estado límite de deformación es un estado límite de utilización que se satisface si los movimientos (flechas o giros) de la estructura o elemento estructural son menores que unos valores límite máximos.

(5) y (6) En el caso de piezas que soportan elementos no estructurales o que se apoyan en los mismos, deberá considerarse que la necesidad de evitar daños en tales elementos puede ser más limitativa, en cuanto a deformaciones de la estructura, que la consideración de ésta como una estructura aislada. Tal es el caso de tabiques y cerramientos que descansan sobre forjados y vigas de hormigón.

Debe distinguirse entre:

- Flecha total a plazo infinito, debida a la totalidad de las cargas actuantes en la combinación casi-permanente. Su valor se limita en la regla (5). Está formada por la flecha instantánea producida por todas las cargas más la flecha diferida debida a las cargas permanentes.
- Flecha activa respecto a un elemento dañable, producida a partir del instante en que se construye dicho elemento. Su valor es igual, por tanto, a la flecha total menos la que ya se ha producido hasta el instante en que se construye el elemento. Su valor se limita en la regla (6).

(5) La combinación casi-permanente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

(6) Si existen tabiquerías, para evitar problemas de fisuración, la flecha activa no debería ser superior a 1 cm.

**4.4.3.2 Casos en los que los cálculos pueden omitirse**

(2) La tabla 4.14 indica los valores máximos de la relación luz/canto útil en piezas de hormigón armado sin esfuerzo axil de compresión que garantizan únicamente el cumplimiento de la limitación de flecha total de 4.4.3.1.(5).

Si además es necesario cumplir la limitación de flecha activa de 4.4.3.1.(6), los valores máximos de la relación luz/canto útil son los definidos en la siguiente tabla:

| Sistema estructural | Hormigón muy solicitado | Hormigón poco solicitado |
|---|---|---|
| 1. Viga simplemente apoyada, losas simplemente apoyadas en una o dos direcciones | 10 | 16 |
| 2. Vano extremo de una viga continua, o de una losa unidireccional continua o de una losa bidireccional continua en su lado mayor | 13 | 20 |
| 3. Vano interior de una viga o de una losa con vanos en una o dos direcciones | 14 | 24 |
| 4. Losa apoyada en soportes sin vigas (basada en su luz mayor) | 12 | 18 |
| 5. Voladizo | 4 | 7 |

Las reglas de aplicación (3), (4) y (5) de este apartado también son aplicables a la tabla anterior.

Cuando las flechas máximas sean más restrictivas que las consideradas en las reglas (5) y (6) de 4.4.3.1, las esbelteces de la tabla anterior y de la tabla 4.14 deberán corregirse con el siguiente factor:

Si se limita la flecha total relativa a un valor (luz/k) distinto de (luz/250), se adoptará el factor 250/k.

- Si se limita la flecha activa relativa a un valor (luz/k) distinto de (luz/500), se adoptará el factor 500/k.

(3) Para la determinación de $l_{eff}$, luz eficaz de vigas y losas, véase el apartado 2.5.2.2.2.

(4) La combinación frecuente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

(5) En la definición de piezas con hormigón muy solicitado y con hormigón poco solicitado, debe tomarse para $A_s$ el valor de la armadura estrictamente necesaria, $A_{s,req}$.

**4.4.3.3 Comprobación mediante cálculos de flechas**

**5. DETALLES**

**5.0 Notación**

**5.1 Generalidades**

(2) Se sustituye esta regla de aplicación por: Para hormigones de áridos ligeros, las prescripciones suplementarias se dan en la UNE ENV 1992-1-4 Experimental.

(3) Se sustituye esta regla de aplicación por: Para estructuras sometidas a cargas de fatiga, véase el apartado 4.3.7 de la UNE ENV 1992-2 Experimental.

**5.2 Acero para hormigón armado**

**5.2.1 Detalles generales de colocación**

**5.2.1.1 Separación de las barras**

(2) En el artículo 28.2 de esta Instrucción se establecen los valores del tamaño máximo del árido que permiten una adecuada compactación del hormigón alrededor de las barras.

**5.2.1.2 Curvaturas permisibles**

**5.2.2 Adherencia**

**5.2.2.1 Condiciones de adherencia**

**5.2.2.2 Tensión última de adherencia**

(3) Hay una errata en la expresión contenida en esta regla. Donde dice 0.4p debe decir 0.04p.

**5.2.2.3 Longitud básica de anclaje**

**5.2.3 Anclaje**

5.2.3.1 Generalidades

5.2.3.2 Métodos de anclaje

5.2.3.3 Armaduras transversales paralelas a la superficie del hormigón

5.2.3.4 Longitud de anclaje necesaria

5.2.3.4.1 Barras y alambres

5.2.3.4.2 Mallas soldadas fabricadas con alambres de alta adherencia

(2) Si la malla se dobla en la zona de anclaje, se verificará que el proceso de doblado no altera la resistencia de las uniones soldadas.

5.2.3.4.3 Mallas soldadas fabricadas con alambres lisos

5.2.3.5 Anclaje por dispositivos mecánicos

5.2.4 Empalmes

Los empalmes por soldadura y los empalmes mecánicos se tratan, respectivamente, en los artículos 66.6.5 y 66.6.6 de esta Instrucción.

5.2.4.1 Empalmes por solapo para barras y alambres

5.2.4.1.1 Disposición de empalmes por solapo

5.2.4.1.2 Armadura transversal

5.2.4.1.3 Longitud de solapo

5.2.4.2 Solapos para mallas soldadas fabricadas con alambres de alta adherencia

5.2.4.2.1 Solapos de la armadura principal

(2) La combinación rara o poco frecuente de cargas se define en el apartado 2.3.4.

5.2.4.2.2 Solapos de la armadura transversal

5.2.5 Anclaje de cercos y armaduras de cortante

5.2.6 Reglas adicionales para barras de alta adherencia cuyo diámetro exceda los |32 mm|

5.2.6.1 Detalles de construcción

5.2.6.2 Adherencia

5.2.6.3 Anclajes y empalmes

5.2.7 Grupos de barras de alta adherencia

5.2.7.1 Generalidades

5.2.7.2 Anclaje y empalmes

5.3 Elementos de pretensado

5.3.1 Disposición de los elementos de pretensado

5.3.2 Recubrimiento de hormigón

5.3.3 Separación horizontal y vertical

5.3.3.1 Elementos pretesos

5.3.3.2 Elementos postesos

(1) En el caso de que se utilicen vainas no circulares, se deberá tomar para $\phi_{duct}$ los siguientes valores:

- Para la distancia vertical, la dimensión vertical de la vaina;
- Para la distancia horizontal, la dimensión horizontal de la vaina.

5.3.4 Anclajes y acopladores para tendones de pretensado

## 5.4 Elementos estructurales

Las reglas relativas a los detalles en las láminas pueden consultarse en el artículo 58 de esta Instrucción.

En la tabla siguiente se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas y máximas que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales de hormigón armado, siempre que dichos valores resulten más exigentes.

| Tipo de elemento estructural | | Cuantía mínima | Cuantía máxima |
|---|---|---|---|
| Soportes[1] | | 0,0040 | 0,08 |
| Vigas[2] | | 0,0028 | 0,04 |
| Losas | | 0,0018[3] | 0,04[4] |
| Muros[5] | A. vertical | 0,0040 | 0,04 |
| | A. horizontal | 0,0032 | 0,04 |

1) Las cuantías corresponden a armadura longitudinal total en el soporte. La máxima se refiere a zonas de empalme por solapo.
2) La cuantía mínima de vigas corresponde a la armadura traccionada. La máxima corresponde tanto a la armadura traccionada como a la comprimida, excepto en las zonas de solapo.
3) Esta cuantía mínima corresponde a cada una de las armaduras, tanto longitudinal como transversal, repartida en las dos caras.
4) Esta cuantía se refiere a cada una de las familias de armaduras, longitudinal y transversal, en cada una de las caras. No se aplica en las zonas de solapo.
5) Todas las cuantías se corresponden a la suma de armaduras en ambas caras.

### 5.4.1 Soportes

Las especificaciones que se expresan son aplicables a los soportes propiamente dichos y a los elementos que se comportan básicamente como tales, como los montantes y diagonales a compresión de cerchas de hormigón.

#### 5.4.1.1 Dimensiones mínimas

(1) En los soportes de pórticos ejecutados en obra, la menor dimensión transversal de la sección recta no debe ser inferior a 250 mm.

#### 5.4.1.2 Armaduras longitudinales y transversales

##### 5.4.1.2.1 Armaduras longitudinales

(2) La cuantía mínima de armadura longitudinal no será inferior a $0{,}004 \cdot A_c$.

En el caso de soportes armados con barras lisas, salvo justificación especial, la cuantía mínima de la armadura longitudinal deberá ser de $0{,}008 \cdot A_c$.

(3) El área de armadura a que se refiere este apartado es la suma de las áreas de las barras que aparecen en la misma sección, esto es, teniendo en cuenta que las barras que solapan están duplicadas.

##### 5.4.1.2.2 Armaduras transversales

(1) Se tendrán en cuenta además las especificaciones respecto a la disposición de las armaduras transversales recomendadas en el comentario al artículo 42.3.1 de esta Instrucción.

(3) Con la disposición de estribos indicada en el comentario anterior, la separación entre planos de estribos puede aumentarse hasta el menor de los valores siguientes:

- $15 \cdot \phi_{min}$, siendo $\phi_{min}$ el diámetro mínimo de las barras longitudinales
- Menor dimensión del soporte
- 300 mm

Además, en este caso, si la separación $s_t$ entre cercos es inferior a $15\ \phi_{min}$, su diámetro $\phi_t$ podrá disminuirse de tal forma que la relación entre el área de la sección del cerco y la separación entre ellos, $s_t$ siga siendo la misma que cuando se adopta

$$\phi_t = \frac{1}{4} \cdot \phi_{máx} \qquad y \qquad s_t = 15 \cdot \phi_{min}$$

(4) En el caso de que se garantice la homogeneidad de la calidad del hormigón en relación al hormigonado vertical y con los esquemas de armado indicados en el comentario a la regla 2 anterior, podrá prescindirse de la reducción de la separación indicada en esta regla, siempre que no resulte obligada por otro tipo de circunstancias (distancia mínima de estribos en zonas de solapo, ubicación de la estructura en zona sísmica, etc.)

### 5.4.2 Vigas

**5.4.2.1 Armadura longitudinal**

**5.4.2.1.1 Mínimo y máximo porcentaje de armadura**

(1) Se recuerda que en el caso de piezas pretensadas, este valor de la armadura mínima para controlar la fisuración puede reducirse o incluso llegar a anularse en las zonas en que el hormigón permanece comprimido o con tracciones muy reducidas. (Véase el apartado 4.4.2.2).

En vigas de hormigón armado la armadura longitudinal de tracción no será inferior a $0,0028 \cdot b_t \cdot d$.

Deben tenerse también en cuenta los requerimientos de armadura de fragilidad contenidos en los comentarios al apartado 4.3.1.3.

**5.4.2.1.2 Otras disposiciones de detalle**

(2) Para asegurar el correcto funcionamiento de esta disposición es fundamental realizar la comprobación a rasante entre alas y alma (véase el apartado 4.3.2.5).

**5.4.2.1.3 Longitud de la armadura longitudinal de tracción**

**5.4.2.1.4 Anclaje de la armadura inferior en un apoyo extremo**

**5.4.2.1.5 Anclaje de la armadura inferior en un apoyo intermedio**

**5.4.2.2 Armadura de cortante**

(4) Al menos un 33% de la armadura necesaria a cortante deberá ser en forma de cercos.

(5) Existe una errata en la ecuación {5.16}. Su expresión correcta es:

$$\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha)$$

Tabla 5.5. Para la tipificación de las clases de hormigón, véase el apartado 3.1.2.4.

(6) El diámetro de la armadura de cortante no excederá de 12 mm si está formada por barras lisas, con excepción de las armaduras de cortante constituidas por barras levantadas.

(9) Las vigas planas, esto es, aquellas cuyo ancho es superior a su canto útil, representan un caso intermedio entre una viga de canto y la banda de pilares en una placa sobre apoyos puntuales, a efectos de comportamiento frente a esfuerzo cortante.

Para este tipo de vigas, no tratadas específicamente en la UNE ENV 1992-1-1Experimental, la limitación de la distancia entre ramas de estribos en sentido transversal que establece este apartado resulta excesivamente estricta, dado que no se fija limitación alguna en este sentido para las bandas de soporte en losas.

Se adoptará el valor de $0,85 \cdot d$ para la distancia entre ramas de estribos en sentido transversal, cualquiera que sea la relación $V_{Sd}/V_{Rd2}$, valor que en base a la experiencia existente, queda del lado de la seguridad.

**5.4.2.3 Armadura de torsión**

(1) Se admite también el empalme por soldadura con soldadura de taller de resistencia no inferior a la del redondo del cerco. Véase el comentario al apartado 5.2.4.

**5.4.2.4 Armadura de piel**

(6) Si la armadura de piel ha sido colocada debido al espesor del recubrimiento exigido por condicionantes de resistencia al fuego no podrá tenerse en cuenta su colaboración, en general, en la hipótesis de actuación del fuego (véase UNE ENV 1992-1-2 Experimental).

**5.4.3 Losas macizas hormigonadas in situ**

**5.4.3.1 Espesor mínimo**

**5.4.3.2 Armaduras de flexión**

**5.4.3.2.1 Generalidades**

(3) La cuantía mínima de cada una de las armaduras, tanto longitudinal como transversal, repartida en las dos caras no será inferior al 1,8‰ de la sección total de hormigón.

(4) En el caso en que existan cargas concentradas, se recomienda no sobrepasar una distancia entre barras de la armadura principal de 250 mm y entre barras de la armadura secundaria, de 330 mm.

**5.4.3.2.2 Armadura de losas en las proximidades de los apoyos**

5.4.3.2.3 Armadura de esquina

(1) En las placas con dos bordes adyacentes simplemente apoyados, si se impide el levantamiento de la esquina, ésta deberá armarse de modo adecuado para absorber los esfuerzos correspondientes. A tal efecto se suplementarán las armaduras deducidas para los momentos flectores principales, de manera que, en la esquina, una zona cuadrada de lado igual a la quinta parte del lado menor de la placa resulte uniformemente armada con dos mallas ortogonales iguales, colocada una en la cara superior y otra en la inferior, debiendo ser la cuantía de las barras de cada una de estas mallas, en cada dirección, igual o superior al 75% de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa.

5.4.3.2.4 Armadura en los bordes libres

5.4.3.3 Armaduras de cortante

(1) Una losa en la cual se disponga armadura de cortante ha de tener, al menos, un canto de:

- 200 mm para losas hormigonadas in situ y
- 150 mm para losas prefabricadas.

5.4.4 Ménsulas cortas

Para los casos en que se transmite a la ménsula corta una carga colgada a través de una viga, puede consultarse el artículo 63.3 de esta Instrucción.

(1) $l_{b,net}$ se define mediante la ecuación {5.4} del apartado 5.2.3.4.1.

Pueden encontrarse detalles de anclaje en el artículo 63 de esta Instrucción.

(2) $h_c$ es el canto de la ménsula corta en su unión con el soporte. Véase la figura 2.5.

5.4.5 Vigas de gran canto

(1) Véase el apartado 2.5.3.7.3.

$l_{b,net}$ se define mediante la ecuación {5.4} del apartado 5.2.3.4.1.

Pueden encontrarse detalles de anclaje en el artículo 62 de esta Instrucción.

**5.4.6 Zonas de anclaje para fuerzas de postensado**

**5.4.7 Muros de hormigón armado**

**5.4.7.1 Generalidades**

**5.4.7.2 Armadura vertical**

**5.4.7.3 Armadura horizontal**

(1) La cuantía de armadura horizontal tampoco será inferior al 3,2‰ de la sección total de hormigón.

5.4.7.4 Armadura transversal

**5.4.8 Casos particulares**

**5.4.8.1 Fuerzas concentradas**

(1) Si no se realiza un cálculo exacto de la distribución de tensiones transversales, pueden determinarse las armaduras transversales según se indica en el artículo 60.2.2 y disponerse según los criterios recogidos en 60.3 de esta Instrucción.

5.4.8.2 Fuerzas asociadas con cambio de dirección

P(1) En aquellos elementos en los que se produce un cambio en la dirección de las fuerzas debido a la geometría del elemento, pueden aparecer tracciones transversales que es necesario absorber con armadura para evitar la rotura del recubrimiento (empuje al vacío). En el artículo 64 de esta Instrucción se dan reglas para estos elementos.

**5.4.8.3 Apoyos indirectos**

**5.5 Limitación del daño originado por acciones accidentales**

5.5.1 Sistema de atado

**5.5.2 Dimensionado de los sistemas de atado**

(1) La UNE ENV 1991-2-7 Experimental se ocupa específicamente de las acciones accidentales.

**5.5.3 Continuidad y anclaje**

(2) $l_b$ se define mediante la ecuación {5.3} del apartado 5.2.2.3.

## 6. CONSTRUCCIÓN Y ACABADO

En este capítulo se incluyen referencias a la normativa española relativa a la ejecución de obras de hormigón armado y pretensado, que se utilizarán en aquellos temas en los que aún no exista norma europea aplicable.

**6.1 Objetivos**

**6.2 Tolerancias**

**6.2.1 Tolerancias - Generalidades**

Las tolerancias se deberán especificar en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, según establece el artículo 4.4 de esta Instrucción "Documentos del Proyecto. Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares". Las tolerancias se tratan en el artículo 96 de esta Instrucción.

**6.2.2 Tolerancias en relación a la seguridad estructural**

**6.2.3 Tolerancias para el recubrimiento del hormigón**

**6.2.4 Tolerancias relativas a la construcción**

**6.3 Reglas de construcción**

**6.3.1 Hormigón**

**6.3.2 Encofrados y cimbras**

Cuando el proceso de ejecución de la obra requiera condiciones especiales, con disposición de cimbras y encofrados no usuales, éstas deben ser especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, tal y como se establece en el artículo 4.4 de esta Instrucción.

**6.3.2.1 Requisitos básicos**

**6.3.2.2 Acabado superficial**

En el artículo 76 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas al acabado superficial.

6.3.2.3 Inserción de elementos auxiliares

6.3.2.4 Retirada de encofrados y cimbras

En los siguientes artículos de esta Instrucción se abordan los temas relativos al curado y descimbrado del hormigón:

- Artículo 74 Curado del hormigón
- Artículo 75 Descimbrado, desencofrado y desmoldeo

6.3.3 Acero para armaduras

En los artículos 66.1 a 66.3 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas a la ejecución y puesta en obra de las armaduras pasivas.

**6.3.3.1 Requisitos básicos**

P(1) En el artículo 31 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas a las armaduras pasivas. Véase además el apartado de Normativa de Referencia.

6.3.3.2 Transporte, almacenamiento y montaje de armaduras

6.3.3.3 Soldadura

En el artículo 66.6.5 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas a la soldadura de armaduras pasivas.

**6.3.3.4 Empalmes**

6.3.3.5 Ferrallado, ensambiaje y colocación de la armadura

P(5) Véase el apartado 5.2.1.1.

**6.3.4 Acero para pretensado**

En los artículos 67.1, 67.2 y 67.4 a 67.8 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas a la ejecución y puesta en obra de las armaduras activas.

**6.3.4.1 Requisitos básicos**

P(1) y P(2) En los artículos 32 a 36 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas a las armaduras activas y a los dispositivos de pretensado. Véase además el apartado de Normativa de Referencia.

6.3.4.2 Transporte y almacenamiento de los tendones

**6.3.4.3 Fabricación de tendones**

**6.3.4.4 Colocación de los tendones**

P(1) En lo relativo a recubrimientos, véase el apartado 4.1.3.3; las separaciones entre tendones se indican en 5.3.3.

6.3.4.5 Tesado de los tendones

6.3.4.5.1 Pretensado con armaduras pretesas

6.3.4.5.2 Pretensado con armaduras postesas

**6.3.4.6 Inyección de lechada y otras medidas protectoras**

En el artículo 78 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas a la ejecución de la inyección de las armaduras activas.

6.3.4.6.1 Generalidades

El plazo máximo aconsejable desde que se concluye el tesado hasta que se efectúa la inyección es un mes.

**6.3.4.6.2 Lechada de cemento**

P(3) Para los diversos materiales que constituyen la lechada de cemento se utilizarán las limitaciones al contenido de cloruros que se establecen en los siguientes artículos de esta Instrucción para hormigón pretensado.

- Artículo 26 Cementos
- Artículo 27 Agua
- Artículo 28 Áridos
- Artículo 29 Otros componentes del hormigón
- Artículo 36 Productos de inyección

**6.3.4.6.3 Instrucciones en obra**

**6.3.4.6.4 Operaciones de inyección**

**6.3.4.6.5 Sellado**

P(1) En todos los casos, una vez terminada la inyección deben obturarse herméticamente los orificios y tubos de purga, de modo que se evite la penetración en los conductos, de agua o cualquier otro agente corrosivo para las armaduras.

**6.3.4.6.6 Otras protecciones**

## 7. CONTROL DE CALIDAD

En los requisitos fundamentales de las bases del proyecto, se establece la necesidad de mencionar explícitamente los procedimientos de control de producción, proyecto, ejecución y uso aplicables al proyecto concreto, en el principio 2.1.P(4).

El capítulo 7 de la UNE ENv 1992-1-1 Experimental recoge un conjunto de medidas mínimas de control sobre el proyecto y construcción de estructuras de hormigón, que garanticen el cumplimiento de todos los requisitos especificados, distinguiendo tres sistemas básicos de control: control interno, control externo y control de conformidad.

**7.1 Alcance y objetivos**

**7.2 Clasificación de las medidas de control**

**7.2.1 Generalidades**

**7.2.2 Control interno**

**7.2.3 Control externo**

**7.2.4 Control de conformidad**

**7.3 Sistemas de verificación**

7.4 Control de las diferentes etapas del proceso de construcción

7.5 Control de proyecto

P(1) En el artículo 4 de esta Instrucción se incluyen reglas adicionales relativas al control del proyecto.

**7.6 Control de producción y ejecución**

En los artículos 80 a 99 de esta Instrucción se dan reglas adicionales relativas al control de calidad de los materiales y de la ejecución.

**7.6.1 Objetivos**

**7.6.2 Objetivos del control de producción y de la ejecución**

**7.6.3 Elementos del control de la producción y de la ejecución**

**7.6.4 Ensayos iniciales**

**En los siguientes artículos de esta Instrucción se dan reglas adicionales relativas a los ensayos iniciales**

- Artículo 86 Ensayos previos del hormigón
- Artículo 87 Ensayos característicos del hormigón

**7.6.5 Verificaciones durante la construcción**

**7.6.5.1 Requisitos generales**

**(6) Véase el apartado de Normativa de Referencia.**

**7.6.5.2 Controles de recepción en obra**

(1) Toda carga de hormigón fabricado en central debe ir acompañada de una hoja de suministro, según se establece en el artículo 69.2.9 de esta Instrucción.

**7.6.5.3 Controles previos al hormigonado y durante el tesado**

**7.6.6 Controles de conformidad**

**7.7 Control y mantenimiento de la estructura finalizada**

# ANEXOS

## ANEXO 1 PRESCRIPCIONES ADICIONALES PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS EFECTOS DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS DEL HORMIGÓN

### A.1.0 Notación

### A.1.1 Datos de los efectos diferidos

#### A.1.1.1 Generalidades

(1) Donde dice 2.5.5 (5) debería decir 2.5.5.1.(5). Donde dice 2.5.5 (7) debería decir 2.5.5.1.(7).

#### A.1.1.2 Fluencia

(1) La resistencia media del hormigón $f_{cm}$ se obtiene a partir de la resistencia característica $f_{ck}$ mediante la expresión {4.3}.

(2) Se considerarán cementos de endurecimiento lento los pertenecientes a la clase resistente 32.5, de endurecimiento normal o rápido los de las clases 32.5R y 42.5 y de alta resistencia y endurecimiento rápido a los de las clases 42.5R, 52.5 y 52.5R.

(4) El módulo de elasticidad secante $E_{cm}$ está dado por la ecuación {3.5}.

#### A.1.1.3 Retracción

En la expresión A.1.16, donde dice $\beta_s(t-t_0)$ debe decir $\beta_s(t-t_s)$.

(1) Para la determinación de los tipos de cementos véase el comentario a la regla A.1.1.2.(2).

En la expresión {A.1.16} la duración $(t-t_s)$ debe ser la real, sin ajustar.

### A.1.2 Procedimientos de cálculo adicionales

(1) Donde dice 2.5.5 debe decir 2.5.5.1.

No debe olvidarse que la formulación de fluencia tiene un coeficiente medio de variación del 20% con respecto al banco de datos empleado para su calibración, y la de retracción del 35%.

## ANEXO 2 ANÁLISIS NO LINEAL

### A.2.0 Notación

### A.2.1 Generalidades

### A.2.2 Método afinado para piezas sometidas a flexión con o sin esfuerzo axil

(2) El diagrama de cálculo para el hormigón se define en 4.2.1.3.3.(3), para el acero de armar en 4.2.2.3.2 y para el acero de pretensar en 4.2.3.3.3.

(3) $\sigma_{sr}$ es la tensión del acero calculada en base a sección fisurada bajo la acción de la carga de fisuración.

### A.2.3 Métodos simplificados (piezas lineales)

### A.2.4 Análisis plástico (piezas lineales)

### A.2.5 Aproximaciones no lineales y plásticas para piezas lineales pretensadas

#### A.2.5.1 Métodos no lineales

#### A.2.5.2 Métodos plásticos

### A.2.6 Métodos numéricos para el análisis de losas

El análisis de losas corresponde a elementos planos sometidos a flexión bidimensional.

(3) Esta regla se omitió en la traducción al castellano: Los resultados del análisis se utilizarán para calcular las áreas de armadura necesarias siguiendo las normas dadas en A.2.8.

### A.2.7 Análisis no lineal de muros y placas cargados en su propio plano

El análisis de este apartado corresponde a elementos planos sometidos a un estado de tensión plana.

(3) Hay una errata en la referencia de esta regla, que debe ser a A.2.9.

### A.2.8 Armado de losas

A.2.9 Armaduras en elementos planos (muros)

## ANEXO 3 INFORMACIÓN SUPLEMENTARIA ACERCA DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS INDUCIDOS POR DEFORMACIONES ESTRUCTURALES

A.3.0 Notación

A.3.1 Procedimientos de cálculo

A.3.2 Estructuras intraslacionales

A.3.3 Elementos de arriostramiento en estructuras arriostradas

A.3.4 Datos específicos

A.3.5 Pórticos traslacionales

(2) Para las estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones no fisuradas, no supere 1/750 de la altura total, bastará comprobar cada soporte aisladamente con la longitud de pandeo definida para estructuras traslacionales según 4.3.5.3.5 y con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden.

## ANEXO 4 COMPROBACIÓN DE DEFORMACIONES MEDIANTE CÁLCULOS

### A.4.0 Notación

### A.4.1 Generalidades

P(2) La deformación del elemento es función de las características de los materiales, de las acciones y del comportamiento de la pieza. Entre los factores que influyen están: geometría longitudinal y transversal, cuantía de armaduras activas y pasivas, fuerza de pretensado, grado de fisuración, retracción, fluencia, temperatura de curado y ambiente, humedad, edad, fechas de descimbrado y puesta en carga, condiciones de adherencia de las armaduras, etc.

Todo ello hace que la estimación de las deformaciones sea tarea compleja y que éstas sean evaluadas de una manera aproximada.

### A.4.2 Requisitos para el cálculo de deformaciones

P(2) La consideración de la fluencia y de la retracción del hormigón permite tener en cuenta muchos de los factores que influyen en la deformabilidad diferida, como son la edad en el instante de carga, la duración de la carga, la temperatura y humedad ambientales, el tipo de cemento, la dosificación del hormigón, etc.

Puede emplearse el factor corrector dado en 3.1.2.5.2.(3) para tener en cuenta el tipo de áridos y la expresión dada en 3.1.2.5.2.(4) del presente D.N.A. para considerar la edad del hormigón en el módulo de elasticidad.

(6) El giro de piezas o elementos lineales sometidos a torsión podrá deducirse según el artículo 50.3 de esta Instrucción. Igualmente para conocer las deformaciones en elementos sometidos a tracción pura se consultará el artículo 50.4 de esta Instrucción.

### A.4.3 Método de cálculo

(2) El valor de $f_{ctm}$ puede obtenerse también mediante la ecuación {3.2}.

El valor de $E_{cm}$ puede obtenerse también mediante la ecuación {3.5}.

El valor del coeficiente de fluencia puede obtenerse también con las expresiones del apartado A.1.1.2 de la UNE ENV 1992-1-1Experimental.

## ANEXO A VALORES DE LAS ACCIONES

### A.1 Acciones gravitatorias

Se aplicará el artículo 2 de la Norma Básica NBE-AE-88, con las modificaciones que se indican a continuación:

### A.1.1 Pesos específicos

Cuando se determinen los pesos propios, tanto de los materiales que constituyen la construcción como de los almacenados, a partir de las tablas 2.1, 2.2 y 2.3 de pesos específicos de la Norma Básica NBE-AE-88, se sustituirán los valores de dichas tablas por los indicados en la tabla A.1 en los siguientes casos:

**Tabla A.1**
**Peso específico de materiales**

| MATERIAL | Peso específico aparente kN/m$^3$ |
|---|---|
| Cal | 13 |
| Cascote o polvo de ladrillo | 15 |
| Cemento en polvo | 15 |
| Yeso y escayola | 15 |
| Alquitrán | 14 |
| Asfalto | 25 (microaglomerado)<br>18 (mástic asfáltico)<br>23 (asfalto extendido en caliente) |
| Coque de hulla | 6,5 |
| Leña troceada | 5,4 |
| Serrín de madera asentado | 3,0 |
| Serrín de madera suelto | 2,5 |
| Azúcar | 9,5 |
| Harina y salvado | 6,0 |
| Heno prensado | 2,0 |
| Malta triturada | 5,0 |
| Petróleo | 11,3 |

### A.1.2 Movilidad de las cargas permanentes

La carga de peso propio de la tabiquería, la maquinaria o los servicios se considerará en general como sobrecarga variable, salvo que exista la certeza de que no va a cambiar su posición en el edificio a lo largo del tiempo.

Se aplicará el mismo criterio en el caso de las tierras colocadas sobre garajes o terrazas.

## A.2 Sobrecargas de uso

Para la determinación de las sobrecargas de uso se aplicará el artículo 3 de la Norma Básica NBE-AE-88, con las siguientes modificaciones:

### A.2.1 Sobrecarga en calzadas y garajes

En zonas con tráfico rodado y garajes de edificios se empleará la sobrecarga de uso definida en el Eurocódigo 1, que consta de una sobrecarga uniformemente repartida y dos cargas puntuales con el valor siguiente:

- Áreas sometidas a tráfico con peso de vehículos ≤ 30 kN
  Sobrecarga superficial: $q_k = 2$ kN/m$^2$
  Sobrecarga puntual: $Q_k = 10$ kN
- Áreas sometidas a tráfico con peso de vehículos > 30 kN y ≤ 160 kN
  Sobrecarga superficial: $q_k = 5$ kN/m$^2$
  Sobrecarga puntual: $Q_k = 45$ kN

Se supondrá que la carga uniformemente distribuida $q_k$ y las cargas puntuales $Q_k$ actúan simultáneamente.

Las cargas puntuales $Q_k$ tendrán la distribución indicada en la figura A.1 y actuarán en la posición más desfavorable.

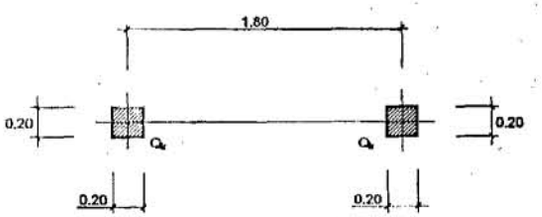



**Fig. A.1 - Dimensiones de la carga puntual**

Las áreas sometidas al tráfico pesado con un peso por vehículo superior a 160 kN se analizarán mediante un modelo de carga adaptado al caso estudiado o mediante el modelo de cargas de tráfico de puentes de carretera.

Del mismo modo se analizará la posibilidad de acceso de un vehículo pesado en caso de incendio, si éste supera los 160 kN.

### A.2.2 Sobrecargas puntuales

Para verificaciones de efectos locales, se considerará la acción de una sobrecarga puntual aislada. Esta no actuará simultáneamente con la sobrecarga uniforme de uso definida según el apartado 3.2 de la Norma Básica NBE-AE-88. En la tabla A.2 se indican valores característicos para la sobrecarga puntual en función del uso de la obra correspondiente. Su área de aplicación será de 50 mm x 50 mm.

**Tabla A.2**
**Sobrecarga puntual aislada**
**en función del uso de la obra**

| Uso | Sobrecarga puntual kN |
|---|---|
| Viviendas y hoteles | 2,0 |
| Oficinas | 2,0 |
| Locales de reunión | 4,0 |
| Tiendas | 4,0 |
| Galerías Comerciales | 7,0 |
| Almacenes | 7,0 |
| Cubiertas y tejados | 1,5 |

### A.2.3 Sobrecargas horizontales en barandillas y petos

Las fuerzas horizontales sobre barandillas se considerarán como cargas estáticas lineales actuando perpendicularmente a dicho elemento en un plano horizontal. Se aplicarán a la altura del pasamanos, pero la altura máxima de actuación será de 1,20 m. En la tabla A.3 se indican valores característicos para las cargas horizontales en función del uso de la obra correspondiente.

**Tabla A.3**
**Cargas horizontales sobre barandillas**
**y petos en función del uso de la obra**

| Uso | Sobrecarga horizontal kN/m |
|---|---|
| Viviendas, hoteles, hospitales | 0,5 |
| Oficinas y locales públicos con mesas | 1,0 |
| Locales donde se pueden producir grandes aglomeraciones (estadios, salas de conciertos,...) | 3,0 |
| Resto de locales públicos | 1,5 |

### A.2.4 Coeficientes de combinación ψ

En la tabla A.4 figuran los coeficientes de combinación que se aplicarán a las sobrecargas de uso, en función del uso del elemento.

**Tabla A.4**
**Coeficientes de combinación ψ**

| USO DEL ELEMENTO | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|---|---|---|---|
| **SOBRECARGAS DE USO EN EDIFICIOS** | | | |
| **A. AZOTEAS** | | | |
| No accesibles o sólo para conservación | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Accesibles | s/uso | s/uso | s/uso |
| **B. VIVIENDAS** | | | |
| Habitaciones | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Escaleras y accesos públicos | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Balcones volados | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| **C. HOTELES, HOSPITALES, CÁRCELES, ETC.** | | | |
| Zonas de dormitorios | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Zonas públicas, escaleras, accesos | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Locales de reunión y de espectáculo | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Balcones volados | s/uso | s/uso | s/uso |
| **D. OFICINAS Y COMERCIOS** | | | |
| Locales privados | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Oficinas públicas | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Tiendas | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Galerías comerciales, escaleras y accesos | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Locales de almacén | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Balcones volados | s/uso | s/uso | s/uso |
| **E. EDIFICIOS DOCENTES** | | | |
| Aulas, despachos y comedores | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Escaleras y accesos | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Balcones volados | s/uso | s/uso | s/uso |
| **F. IGLESIAS, EDIFICIOS DE REUNIÓN Y DE ESPECTÁCULOS** | | | |
| Locales con asientos fijos | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Locales sin asientos fijos, tribunas, escaleras | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Balcones volados | s/uso | s/uso | s/uso |
| **SOBRECARGAS DE USO EN CALZADAS Y GARAJES** | | | |
| **G. CALZADAS Y GARAJES** | | | |
| Áreas con vehículos de peso ≤ 30 kN | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Áreas con vehículos de peso > 30 kN y ≤ 160 kN | 0,7 | 0,5 | 0,3 |

## A.3 Sobrecarga de nieve

### A.3.1 Generalidades

La sobrecarga de nieve en superficies de cubiertas depende de factores climatológicos, de la topografía, de la forma y el emplazamiento de la obra, de efectos del viento, de las características de la cubierta y de los intercambios térmicos en la superficie de la cubierta. En este D.N.A. se tienen en cuenta la altitud, el clima regional y la forma de la cubierta.

El valor de la sobrecarga de nieve estará basado en datos experimentales, tomados en el lugar de emplazamiento de la futura construcción durante un periodo de varios años. El resultado de un análisis estadístico de estos datos será el valor característico de la sobrecarga de nieve, definido como el valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es de 0,02.

Cuando no se disponga de los datos experimentales necesarios, se podrá determinar la sobrecarga de nieve según lo especificado a continuación, teniendo en cuenta que las especificaciones no son de aplicación a obras situadas en lugares conocidos por sus condiciones extremas de nevada o de viento, ni tampoco a las que se encuentren en altitudes superiores a 2000 m.

### A.3.2 Sobrecarga de nieve en superficies de cubiertas

Como valor característico de la sobrecarga de nieve en superficies de cubiertas, se podrá tomar el valor nominal definido por: $q = s \cdot \mu$

donde: s es la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal según el apartado A.3.3.
$\mu$ es el coeficiente de forma de la cubierta según el apartado A.3.4.

La sobrecarga determinada en este apartado no tiene en cuenta acumulaciones eventuales de nieve, debidas a redistribuciones artificiales (quitanieves) de la misma. En estos casos se deberá considerar una distribución adecuada de la nieve. Cuando la superficie de cubierta tenga un peto u otros obstáculos que impidan el deslizamiento de la nieve, la sobrecarga de nieve se calculará a partir del espesor de la capa de nieve, conservadoramente estimado, y del peso específico, determinado según el apartado A.3.5.

### A.3.3 Sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal

En la tabla A.5 se indica la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en función de la altitud del lugar, si ésta es inferior a 2000 m. La influencia del clima regional se tiene en cuenta, dividiendo España en cuatro zonas según la figura A.2. Los valores indicados no son de aplicación en lugares con condiciones extremas de nevada o de viento.

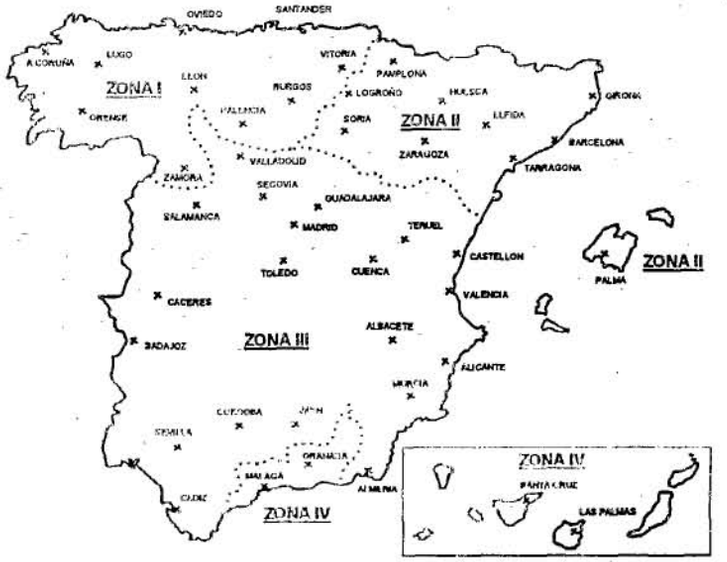



**Fig. A.2 – Zonas para la determinación de la sobrecarga de nieve**

**Tabla A.5[1)]**

**Sobrecarga de nieve s sobre un terreno horizontal [kN/m²]**

| Altitud [m] | Zona I Norte-Atlántica | Zona II Norte-Mediterránea | Zona III Sur-peninsular | Zona IV Penibética |
|---|---|---|---|---|
| 2000 | 7,4 | 6,2 | 4,8 | 4,8 |
| 1900 | 6,3 | 5,6 | 4,1 | 4,1 |
| 1800 | 5,3 | 5,0 | 3,5 | 3,5 |
| 1700 | 4,5 | 4,5 | 3,0 | 3,0 |
| 1600 | 3,8 | 4,0 | 2,6 | 2,6 |
| 1500 | 3,2 | 3,6 | 2,2 | 2,2 |
| 1400 | 2,2 | 2,6 | 1,6 | 1,6 |
| 1300 | 1,9 | 2,4 | 1,4 | 1,4 |
| 1200 | 1,8 | 2,1 | 1,2 | 1,2 |
| 1100 | 1,6 | 1,9 | 1,0 | 1,0 |
| 1000 | 1,1 | 1,7 | 0,9 | 0,9 |
| 900 | 0,7 | 1,1 | 0,6 | 0,0 |
| 800 | 0,6 | 1,0 | 0,5 | 0,0 |
| 700 | 0,5 | 0,7 | 0,3 | 0,0 |
| 600 | 0,3 | 0,6 | 0,3 | 0,0 |
| 500 | 0,3 | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| 400 | 0,2 | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| 200 | 0,2 | 0,4 | 0,2 | 0,0 |

1) *La información contenida en la figura A.2 y en la tabla A.5 se ha tomado de "Notas para una climatología de la nieve y bases para un estudio de la cobertura nivosa invernal en España", publicado por el Instituto Nacional de Meteorología en el año 1984. Los datos están pendientes de una revisión de acuerdo con los principios de la UNE ENV 1991 Experimental.*

### A.3.4 Coeficientes de forma de cubiertas

En general, se pueden identificar tres situaciones de carga de nieve, tal y como se especifica a continuación. En casos normales, las tres están cubiertas mediante los coeficientes de forma de la figura A.3. Las tres situaciones son las siguientes:

- la que resulta de una capa de nieve uniforme sobre la cubierta completa (lo que ocurre cuando la nevada está acompañada de un viento moderado);
- la que resulta de una distribución inicial no uniforme, o de una redistribución debida al viento (de la vertiente de barlovento a la vertiente de sotavento; en el caso de cubiertas no simétricas de dos aguas se deberán tener en cuenta dos distribuciones de la nieve según la figura A.3, ya que la dirección del viento no es constante);
- la que resulta de una redistribución de la nieve de la parte superior de un edificio debida a deslizamientos.

Para dimensionar los elementos volados de una cubierta se tendrá en cuenta, además, una carga lineal en el borde de la cubierta debida a la nieve colgada. Dicha carga tendrá el valor:

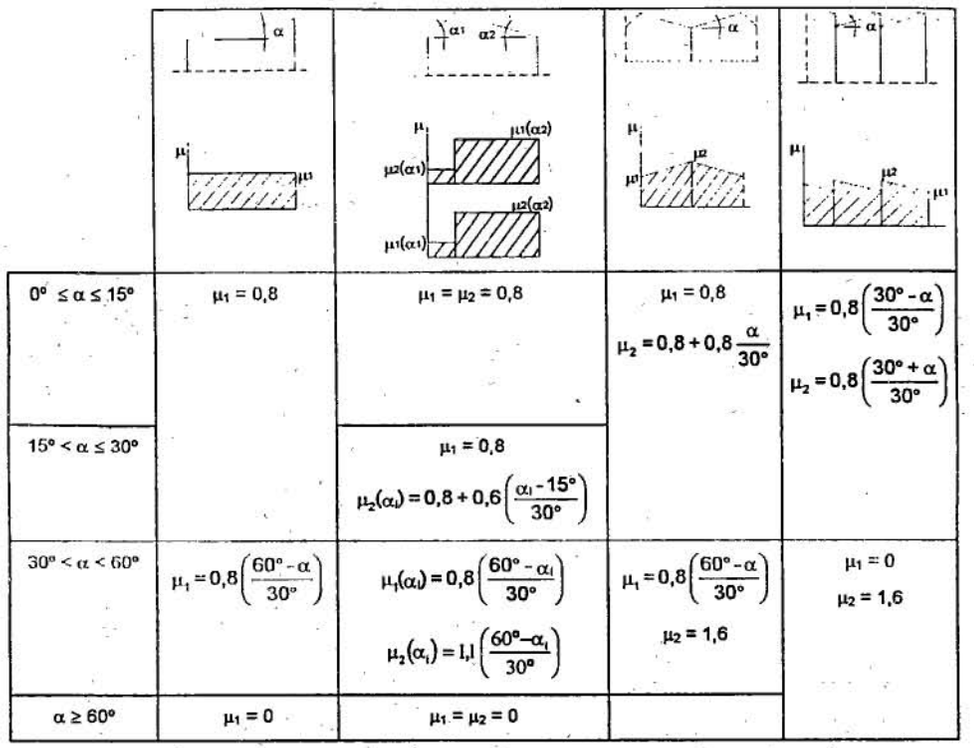
$$s_e = \frac{1}{4}\left(\frac{q^2}{\gamma}\right)$$

donde

q es la sobrecarga de nieve en superficies de cubiertas según el apartado A.3.2;

γ es el peso específico de la nieve según el apartado A.3.5.

En estructuras portantes sensibles a efectos de acciones disimétricas se estudiará especialmente la distribución no uniforme de la nieve.




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $0° \le \alpha \le 15°$ | $\mu_1 = 0,8$ | $\mu_1 = \mu_2 = 0,8$ | $\mu_1 = 0,8$<br>$\mu_2 = 0,8 + 0,8\frac{\alpha}{30°}$ | $\mu_1 = 0,8\left(\frac{30° - \alpha}{30°}\right)$<br>$\mu_2 = 0,8\left(\frac{30° + \alpha}{30°}\right)$ |
| $15° < \alpha \le 30°$ | | $\mu_1 = 0,8$<br>$\mu_2(\alpha_1) = 0,8 + 0,6\left(\frac{\alpha_1 - 15°}{30°}\right)$ | | |
| $30° < \alpha < 60°$ | $\mu_1 = 0,8\left(\frac{60° - \alpha}{30°}\right)$ | $\mu_1(\alpha_1) = 0,8\left(\frac{60° - \alpha_1}{30°}\right)$<br>$\mu_2(\alpha_1) = 1,1\left(\frac{60° - \alpha_1}{30°}\right)$ | $\mu_1 = 0,8\left(\frac{60° - \alpha}{30°}\right)$<br>$\mu_2 = 1,6$ | $\mu_1 = 0$<br>$\mu_2 = 1,6$ |
| $\alpha \ge 60°$ | $\mu_1 = 0$ | $\mu_1 = \mu_2 = 0$ | | |

**Fig. A.3 - Coeficientes de forma en cubiertas**

### A.3.5 Peso específico de la nieve

El peso específico de la nieve es variable; en general aumenta con el tiempo transcurrido desde la nevada y depende del lugar y de la altitud.

Para el peso específico medio de la nieve durante el periodo en que la sobrecarga de nieve es máxima, se podrán tomar los valores indicativos en función de la altitud H [m] según la tabla A.6.

**Tabla A.6**
**Peso específico medio de la nieve durante el periodo en que la sobrecarga de nieve es máxima**

| H<br>m | γ<br>kN/m³ |
|---|---|
| $2000 \ge H \ge 1500$ | 3,3 |
| $1500 > H \ge 1000$ | 2,7 |
| $1000 > H \ge 800$ | 2,0 |
| $H < 800$ | 1,5 |

Para altitudes superiores a 2000 m los valores correspondientes serán, normalmente, superiores.

### A.3.6 Coeficientes de combinación ψ

En la tabla A.7 figuran los coeficientes de combinación que se aplicarán a la sobrecarga de nieve.

**Tabla A.7**
**Coeficientes de combinación ψ**

| $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|---|---|---|
| 0,6 | 0,2 | 0,0 |

## A.4 Acción del viento

### A.4.1 Principios

La distribución y el valor de las presiones debidas al viento y de las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la obra, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y de las ráfagas del viento.

Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considera en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables. Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en

dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales se considerará que la dirección del viento forma un ángulo de ± 10° con la horizontal.

Las indicaciones presentadas en este documento constituyen solamente una esquematización de los fenómenos del viento con el objeto de facilitar los cálculos. En el caso de construcciones de geometrías especiales o expuestas a condiciones particulares (en una cima, en una ladera montañosa, en una vaguada, etc.) conviene consultar a un especialista o efectuar estudios experimentales. Las siguientes especificaciones tampoco son de aplicación en obras situadas en lugares conocidos por sus condiciones extremas de viento, ni tampoco en las que se encuentren en altitudes superiores a 2000 m.

Las ráfagas de viento y los efectos dinámicos resultantes en la estructura se tienen en cuenta mediante las fuerzas estáticas correspondientes.

### A.4.2 Criterios para la aplicación del método

El procedimiento simplificado recogido en este DNA se podrá aplicar a edificios cuya altura sea inferior a 100 m.

En los casos en que no se cumpla esta limitación de altura, se deberán efectuar estudios más detallados. Cuando el coste y la particularidad de una estructura lo justifiquen, se recomienda efectuar un estudio en túnel de viento.

En el caso de estructuras esbeltas tales como torres, mástiles, chimeneas y antenas, normalmente será necesario efectuar un cálculo dinámico.

### A.4.3 Fuerzas globales de viento y presiones locales

Las fuerzas globales debidas al viento actuando sobre una estructura se pueden determinar de dos maneras:

- calculando directamente las fuerzas globales a partir de tablas;
- como suma de las presiones locales que actúan sobre las diferentes zonas de la superficie (presiones interiores y exteriores, tanto en superficies a barlovento como a sotavento, actuando simultáneamente).

En este documento se considera el segundo de los dos métodos.

Las presiones locales se definen de la siguiente manera (una presión positiva supone una fuerza dirigida contra la superficie):

- presión exterior $q_e = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_{pe}$
- presión interior $q_i = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_{pi}$

donde

$q_{ref}$ es la presión de referencia deducida de la velocidad de referencia del viento según el apartado A.4.4;

$c_e(z)$ es el coeficiente de exposición según el apartado A.4.5;

$z$ es la altura del punto de aplicación de la presión respecto al suelo;

$c_{pe}$ es el coeficiente de presión exterior según el apartado A.4.6;

$c_{pi}$ es el coeficiente de presión interior según el apartado A.4.6.

Si la acumulación de nieve sobre cubiertas u otros efectos provocan un aumento significativo de la superficie de aplicación del viento, se tendrá en cuenta dicho aumento en la determinación de las fuerzas globales de viento.

A falta de datos más precisos, los esfuerzos de torsión se determinarán aplicando las fuerzas globales de viento con una excentricidad del 10% de la dimensión correspondiente de la estructura.

En estructuras con grandes áreas paralelas a la dirección del viento, el efecto de rozamiento puede ser importante. La fuerza de rozamiento actuando tangencialmente a la superficie se obtendrá multiplicando el área de la superficie por el valor:

$$q_{roz} = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_{roz}$$

donde

$c_{roz}$ es el coeficiente de rozamiento según el apartado A.4.6.

### A.4.4 Viento de referencia

La presión de referencia debida a la velocidad de referencia del viento se determinará según la fórmula:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2$$

donde

$q_{ref}$ es la presión de referencia en [N/m$^2$];

$v_{ref}$ es la velocidad de referencia del viento en [m/s], definida a continuación;

$\rho$ es la densidad del aire en [kg/m$^3$], cuyo valor se indica a continuación.

La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud y de la temperatura ambiental. Normalmente se podrá calcular con el valor $\rho$ = 1,25 kg/m$^3$.

La velocidad de referencia del viento $v_{ref}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento (categoría II según el

apartado A.4.5) a una altura de 10 m sobre el suelo, con una probabilidad anual de ser sobrepasada de 0,02 (periodo de retorno de 50 años).

A falta de datos más precisos, determinados experimentalmente en el emplazamiento de la futura construcción, se podrán utilizar para $v_{ref}$ los valores determinados a partir del mapa de la figura A.4, teniendo en cuenta las limitaciones de aplicación mencionadas en el apartado A.4.1.

### A.4.5 Coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición $c_e(z)$ tiene en cuenta la rugosidad del terreno, la topografía, la altura sobre el suelo y la distribución de ráfagas. En la figura A.5 se representa $c_e$ en función de la altura sobre el suelo z y de la categoría del terreno, que se define en la tabla A.8.

En obras situadas en zonas con cambios bruscos de la topografía, la velocidad del viento es más elevada. Consecuentemente, las obras en dichas zonas están expuestas a presiones dinámicas más grandes que las que se tienen en cuenta a través del coeficiente de exposición dado en la figura A.5. En estos casos se deberá efectuar un análisis más detallado.

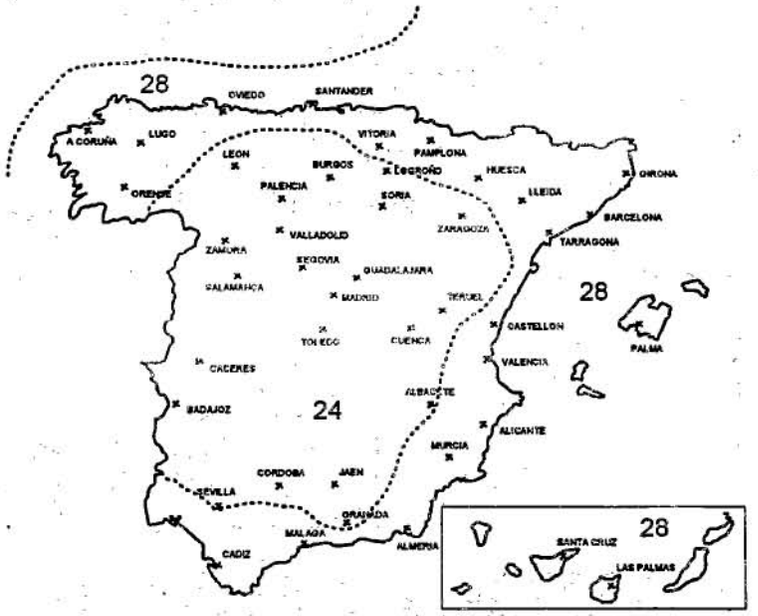



**Fig. A.4 - Velocidad de referencia del viento $v_{ref}$ en [m/s][2)]**

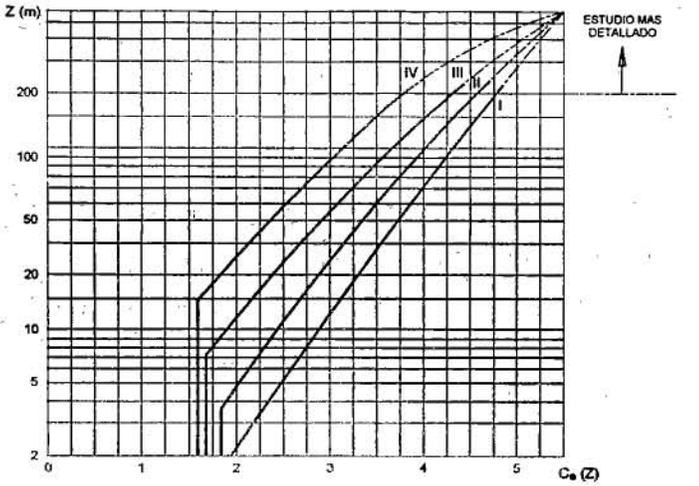



**Fig. A.5 – Coeficiente de exposición $c_e(z)$ en función de la altura sobre el terreno y de la categoría del terreno**

**Tabla A.8**
**Definición de las categorías de terreno**

| Categoría | Definición |
|---|---|
| I | Borde del mar, zonas costeras y terrenos llanos sin obstáculos |
| II | Zona rural con algunos obstáculos aislados tales como árboles o construcciones de pequeñas dimensiones |
| III | Zona suburbana, forestal o industrial |
| IV | Zona urbana donde al menos un 15% de la superficie está cubierta por edificios cuya altura media sea mayor de 15 m |

### A.4.6 Coeficientes de presión

Para construcciones cerradas y abiertas se podrán emplear los valores indicados en los apartados 5.4 y 5.6, respectivamente, de la Norma Básica NBE-AE-88. Para superficies localizadas, estos valores pueden ser sensiblemente superiores. Consecuentemente, los coeficientes mencionados no se podrán emplear en el cálculo de elementos de fachadas, cubiertas, vidrios o fijaciones, que no sean los elementos portantes propiamente dichos.

---

*2) La información contenida en la figura A.4 se ha tomado de "CECM nº 52. Recomendaciones para el cálculo de los efectos del viento sobre las construcciones. Segunda edición 1987. Los datos están pendientes de revisión.*

El coeficiente de rozamiento depende de las características de la superficie expuesta al viento. A falta de valores más precisos se podrán emplear los indicados en la tabla A.9.

**Tabla A.9**

**Coeficiente de rozamiento $c_{roz}$ para superficies de paredes y cubiertas**

| Superficie | Coeficiente de rozamiento $c_{roz}$ |
|---|---|
| lisa (acero, hormigón liso, etc.) | 0,01 |
| rugosa (hormigón rugoso, alquitrán, etc.) | 0,02 |
| muy rugosa (superficie nervada, etc.) | 0,04 |

### A.4.7 Coeficientes de combinación ψ

En la tabla A.10 figuran los coeficientes de combinación que se aplicarán a la acción del viento.

**Tabla A.10**

**Coeficientes de combinación ψ**

| $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|---|---|---|
| 0,6 | 0,5 | 0,0 |

## A.5 Acciones térmicas

### A.5.1 Principios,

Las estructuras y sus elementos portantes están sometidas a acciones provocadas por las variaciones de temperatura. Cualquier variación de temperatura en una sección se puede descomponer en tres partes:

- variación uniforme de la temperatura;
- gradiente de temperatura;
- distribución no lineal de la temperatura.

En general, no se tendrá en cuenta la distribución no lineal de la temperatura.

La variación uniforme de la temperatura se refiere a la temperatura media del emplazamiento de la futura construcción.

Los valores característicos de las acciones térmicas se obtendrán a partir del coeficiente de dilatación térmica $\alpha = 10^{-5}$, considerando una variación de la temperatura positiva y negativa $\pm\Delta T$, expresada en grados centígrados, de acuerdo con lo que a continuación se indica:

En estructuras a la intemperie: $\Delta T \geq 20 - 0{,}75 \cdot \sqrt{e} \neq 0$

En estructuras abrigadas: $\Delta T \geq 10 - 0{,}38 \cdot \sqrt{e} \neq 0$

En elementos de pequeño espesor, sometidos a soleamiento por alguna de sus caras, o cuando vayan a estar sometidos a caldeamiento o refrigeración artificial por alguna de sus caras, se recomienda estudiar los efectos del gradiente de temperaturas producido.

En las expresiones anteriores, e es el espesor del elemento expresado en centímetros, y en obras enterradas puede incluirse en este espesor el correspondiente a la capa de tierra que lo recubre y lo aísla del exterior.

### A.5.2 Coeficientes de combinación ψ

En la tabla A.11 figuran los coeficientes de combinación que se aplicarán a la acción térmica.

**Tabla A.11**

**Coeficientes de combinación ψ**

| $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|---|---|---|
| 0,6 | 0,5 | 0,0 |