

I. Disposiciones generales

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

DECRETO 2987/1968, de 20 de septiembre, por el que se aprueba la instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.

La técnica de la construcción en general y la del hormigón en particular ha experimentado notable evolución en los últimos años. Una corriente renovadora universal, a la cual España contribuye con su propia investigación, ha dado ya lugar a la publicación de documentos básicos, que constituyen una vía unificada por la que habrá de caminar la técnica del hormigón en los años venideros.

La Instrucción para el proyecto de obras de hormigón, hasta ahora vigente en el Ministerio de Obras Públicas, fué promulgada en el año mil novecientos treinta y nueve y revisada y puesta al día en el año mil novecientos cuarenta y cuatro. Las Normas para el cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado de la Dirección General de Arquitectura se remontan al año mil novecientos cuarenta y uno.

La garantía que para la calidad de las obras de hormigón puede conseguirse con la aplicación en su proyecto y construcción de los criterios técnicos contenidos en la Instrucción, justifica que ésta se extienda a toda clase de obras tanto públicas como privadas.

En su virtud, a propuesta de los Ministros de Obras Públicas, Ejército, Industria, Aire y Vivienda y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día trece de septiembre de mil novecientos sesenta y ocho,

DISPONGO:

Artículo primero.—Se aprueba la presente Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado, cuyo ámbito de aplicación se extiende a todas las obras y proyectos que se realicen en el territorio nacional.

Artículo segundo.—Durante el plazo de dos años, a partir de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado», se podrá aplicar indistintamente esta Instrucción o las actualmente vigentes. Pasado dicho plazo, y con las modificaciones a que hubiere lugar, el cumplimiento de la Instrucción será obligatorio.

Artículo tercero.—En el Ministerio de Obras Públicas se constituirá una Comisión Permanente, con representantes de los Ministerios de Obras Públicas, Ejército, Industria, Agricultura, Aire y Vivienda. Esta Comisión podrá ser ampliada por Orden ministerial con representantes de otros Ministerios interesados.

Formará parte también de esta Comisión un especialista en hormigón designado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Artículo cuarto.—Serán funciones de la citada Comisión:

a) Estudiar y recoger, si procede, los nuevos avances de la técnica del hormigón y las sugerencias recibidas como consecuencia de la aplicación de la Instrucción.

b) Ultimear la redacción de la Instrucción, antes de su establecimiento como de cumplimiento obligatorio, teniendo en cuenta los antecedentes recogidos, en los primeros dieciocho meses desde su publicación.

c) Revisar la Instrucción, cada cinco años como máximo, con objeto de proponer las modificaciones que procedan de acuerdo con la experiencia adquirida.

d) Estudiar y proponer normas e instrucciones sobre la técnica del hormigón.

e) Llevar a cabo cuantos trabajos sobre el hormigón le encomiende la superioridad.

Artículo quinto.—Los miembros de la expresada Comisión Permanente percibirán los derechos de asistencia con arreglo a lo determinado en el artículo veintitrés del Reglamento de Dietas y Viáticos de siete de julio de mil novecientos cuarenta y nueve, en la cuantía de ciento veinticinco pesetas el Presi-

dente y el Secretario y de cien pesetas los demás Vocales con cargo a las partidas correspondientes consignadas en los presupuestos de los Ministerios de que dichos miembros dependan.

Artículo sexto.—Pasado el plazo de dos años indicado en el artículo segundo quedarán derogadas las siguientes disposiciones:

Orden dieciocho marzo mil novecientos cuarenta y uno (Ministerio Ejército). Edificaciones militares.

Orden diez septiembre mil novecientos cuarenta y uno (Ministerio Ejército). Normas técnicas de proyecto y construcción de edificios.

Normas para el cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado de la Dirección General de Arquitectura de Noviembre de mil novecientos cuarenta y uno.

Orden treinta noviembre mil novecientos cuarenta y tres (Presidencia). Preferencia de suministro a construcciones con ahorro de hierro.

Orden ministerial veinte marzo mil novecientos cuarenta y cuatro (Ministerio Obras Públicas) Instrucción para el Proyecto de Obras de Hormigón.

Cualesquiera otras disposiciones de igual o inferior rango que se opongan al presente Decreto.

Así lo dispongo por el presente Decreto, dado en Madrid a veinte de septiembre de mil novecientos sesenta y ocho.

FRANCISCO FRANCO

El Vicepresidente del Gobierno.
LUIS CARRERO BLANCO

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado

PARTE PRIMERA

ARTICULADO

PREAMBULO

CAPITULO PRIMERO

Introducción

Artículo 1.º CAMPO DE APLICACIÓN DE LA INSTRUCCIÓN.

Se refiere la presente Instrucción a las construcciones, estructuras y elementos estructurales de hormigón, en masa o armado, fabricado con cualquiera de los tipos de cemento indicados en el artículo 5.º

Expresamente se excluyen del campo de aplicación de esta Instrucción:

- los hormigones especiales, tales como los ligeros, los pesados, los refractarios y los compuestos con amiantos, serrines u otras sustancias análogas.
- los hormigones fabricados con acero de límite elástico superior a 6.000 kilogramos/centímetro cuadrado.
- los hormigones que hayan de estar expuestos a temperaturas superiores a 70 grados centígrados.
- las estructuras de hormigón pretensado.
- las estructuras mixtas de hormigón y perfiles de acero.

Se puede proyectar y construir con criterios distintos a los utilizados en esta Instrucción siempre que se justifiquen debidamente y se asuma la responsabilidad que de ello pudiera derivarse.

Art. 2.º NOTACIÓN Y UNIDADES.

La notación utilizada en la presente Instrucción cumple las normas generales al efecto establecidas por el Comité Europeo del Hormigón (C. E. B.).

Las unidades adoptadas corresponden a las del sistema metro, kilogramo-fuerza y segundo.

Art. 3.º DEFINICIONES.

Los términos y vocablos de significación dudosa o poco conocida que aparecen a lo largo de la presente Instrucción se interpretarán con el significado que les asigna en la lista de definiciones incluida en el anejo 2.

Art. 4.º DOCUMENTOS DEL PROYECTO

4.1. *Generalidades.*—Para la construcción de toda obra de hormigón en masa o armado se redactará previamente un proyecto, compuesto como mínimo de los siguientes documentos: Memoria, planos, pliego de prescripciones técnicas particulares y presupuesto. Será potestativa la inclusión del programa de ejecución de las obras, si no lo exige otra disposición.

Los cuatro documentos mencionados serán indispensables para los proyectos de obras de carácter oficial. En obras de poco volumen o importancia estos documentos podrán simplificarse, pero deberán contener siempre, aunque sólo sea en forma sumaria, todos los datos necesarios para la ejecución de la obra con arreglo a la presente Instrucción.

Para los proyectos de obras de carácter particular podrá no ser necesaria la redacción de todos los documentos complementarios de todos los elementos de la obra.

4.2. *Memoria.*—En la Memoria se indicarán, ordenadamente, por lo menos los siguientes puntos:

- antecedentes y exigencias primarias que debe satisfacer la obra, detallando, en su caso, las condiciones locales y especiales correspondientes.
- justificación funcional y descripción de la solución adoptada, exponiéndose las razones que motivaron el tipo estructural proyectado; comparándola, si se considera conveniente, con otras soluciones y señalando los criterios que se han seguido para la elección de los materiales.
- cargas consideradas y coeficientes de seguridad adoptados.
- características fundamentales exigidas a los materiales.
- características fundamentales del terreno de cimentación.
- hipótesis y método de cálculo utilizados o, en su caso, justificación de tipo experimental.
- posible proceso de ejecución previsto.

La Memoria irá acompañada de uno o varios anejos, cuyo número y extensión dependerá del tipo de proyecto de que se trate. En particular, cualquiera de los puntos anteriormente señalados podrá constituir un anejo a la Memoria.

En todo caso deberá redactarse un anejo de cálculo en donde se justifique y razone, con arreglo a las normas prescritas en esta Instrucción, tanto las dimensiones de los distintos elementos como el cumplimiento de las condiciones de estabilidad, resistencia, etc., de la estructura en su conjunto y de cada una de las partes en que puede suponerse dividida, con objeto de asegurar el buen servicio de la misma.

La exposición de estos cálculos se hará en forma clara, ordenada y precisa, con el fin de facilitar su ulterior revisión. A tal efecto:

a) Se utilizará precisamente la notación adoptada en esta Instrucción y no otra, completándola, cuando resulte insuficiente, con símbolos que observen las reglas generales dadas en el anejo 1. Estos símbolos adicionales serán los únicos cuyo significado habrá que explicar en el anejo de cálculo.

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

c) Se especificará la procedencia de las cargas, así como la de cualquier valor introducido como resultado de cálculos precedentes.

Los cálculos podrán ser total o parcialmente sustituidos por estudios experimentales sobre modelo, realizados de acuerdo con técnicas apropiadas y por personal especializado. En este caso se detallarán dichos estudios en el anejo correspondiente.

4.3. *Planos.*—Los planos contendrán las cotas necesarias para definir las dimensiones de los elementos de un modo geométrico. Cualquiera que sea su valor absoluto, las dimensiones en todos los planos se acotarán en metros y con dos cifras decimales por lo menos. Como única excepción, los diámetros de barras, tuberías, orificios, etc., se expresarán en milímetros, colocando detrás del símbolo \varnothing la cifra que corresponda.

Salvo en casos especiales, deberán poder desarrollarse 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 complementarias que las definan inequívocamente.

Se detallarán igualmente los dispositivos de apoyo o de enlace, tanto entre elementos de la propia estructura como entre ésta y su cimentación.

En los planos deberá indicarse asimismo:

- las contraflechas que convengan establecer en los encofrados para evitar posibles efectos perjudiciales o antiestéticos (véase comentario al artículo 11 de esta Instrucción);
 - el trazado de las superficies que habrán de constituir las juntas de hormigonado;
 - la posición y tipo de los empalmes de las armaduras,
- si bien puede prescindirse de estas prescripciones en estructuras de edificación de tipo corriente y casos análogos.

Por último en cada plano figurará, en la esquina inferior derecha del mismo, y sobre el sello propio del plano, un cuadro con las características resistentes del hormigón y del acero empleados en los elementos que ese plano define.

4.4. *Pliego de prescripciones técnicas particulares.*—El pliego de prescripciones técnicas particulares definirá de un modo preciso, como mínimo, las características exigidas a los materiales, los detalles de ejecución y, si procede, el programa de pruebas a las que haya de someterse la obra.

Para todo ello bastará normalmente con hacer referencia a los correspondientes artículos de la presente Instrucción, completándolos cuando sea necesario con aquellas condiciones particulares que se estime oportuno establecer. Bien entendido que en ningún caso dichas condiciones particulares podrán resultar incompatibles con lo prescrito en esta Instrucción, salvo clara, razonada y excepcional justificación en contrario.

En el pliego de prescripciones técnicas particulares deberán establecerse también las condiciones relativas a la cimentación y la forma de medir y valorar las distintas unidades de obra.

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

En cualquier caso, el pliego de prescripciones técnicas particulares establecerá específicamente los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse:

- tipo, clase y categoría del cemento.
- tipo de acero.
- resistencia característica exigida al hormigón (véase artículo 10 de esta Instrucción).

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.

En definitiva, el pliego de prescripciones técnicas particulares deberá incluir cuantas prescripciones se estimen convenientes para conseguir que la obra terminada se ajuste en todo a lo proyectado.

4.5. *Presupuesto.*—En el presupuesto se incluirán las mediciones, los cuadros de precios los presupuestos parciales y el presupuesto general.

Se realizarán las mediciones expresándose las excavaciones en metros cúbicos, los encofrados en metros cuadrados, las armaduras en kilogramos, los hormigones en metros cúbicos y en la unidad que se convenga, o por partida alzada, las cimbras o elementos auxiliares que se requieran, de acuerdo con el proceso de construcción previsto. Las mediciones irán detalladas por elementos y claramente referidas a los planos en cada una de sus partidas, de forma que puedan revisarse fácil y rápidamente.

En los cuadros de precios aparecerán los precios contractuales de las unidades de obra terminadas y de las inconclusas. Si se prevén encofrados, armaduras, hormigones u otros elementos de diferentes calidades o costos, se indicarán separadamente los correspondientes precios, de acuerdo con las distinciones que se establezcan en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Tanto los presupuestos parciales como el general, se formularán a base de los cuadros de precios unitarios y de las mediciones de las distintas partes de la obra.

Siempre que la estructura, por su tipo y ubicación, permita establecer justificadamente unos precios unitarios por comparación con otras obras realizadas, podrá suprimirse la descomposición de precios antes citada, pero en todo caso deberán indicarse por separado los precios totales de excavación, encofrado, armaduras y hormigón en las unidades antedichas.

4.6. *Modificaciones.*—En los casos en que el proyecto experimente modificaciones a lo largo de la ejecución de la obra, se rectificarán convenientemente 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 rectificadas finales.

4.7. *Anteproyectos.*—Un anteproyecto constará de los mismos documentos que un proyecto, convenientemente simplificados, es decir, reduciendo los cálculos a tanteos aproximados, indicando en los planos solamente las dimensiones generales sin detalle de armaduras e incluyendo unas mediciones y presupuestos también aproximados. Se prescindirá del pliego de prescripciones técnicas particulares, pero se insistirá especialmente en la justificación de la solución adoptada en la disposición y dimensiones aproximadas de sus elementos principales y en su posible proceso constructivo.

TITULO PRIMERO

De la realización de la obra

CAPITULO II

Materiales

Art. 5.º CEMENTO.

5.1. *Cementos utilizables.*—El cemento empleado podrá ser cualquiera de los que se definen en el vigente pliego de condiciones para la recepción de conglomerantes hidráulicos, con tal de que sea de una categoría no inferior a la 250 y satisfaga las condiciones que en dicho pliego se prescriben. Además, el cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que a éste se exigen en el artículo 10 de la presente Instrucción.

El empleo del cemento aluminoso deberá ser objeto, en cada caso, de justificación especial.

En los documentos de origen figurará el tipo, clase y categoría a que pertenece el conglomerante. Conviene que en dichos documentos se incluyan, asimismo, los resultados de los ensayos que previene el citado pliego, obtenidos en un laboratorio oficial.

5.2. *Suministro y almacenamiento.*—El cemento no llegará a obra excesivamente caliente. Si su manipulación se va a realizar por medios mecánicos, su temperatura no excederá de setenta grados centígrados; y si se va a realizar a mano, no excederá del mayor de los dos límites siguientes:

- a) Cuarenta grados centígrados.
- b) Temperatura ambiente más cinco grados centígrados.

Quando el suministro se realice en sacos, el cemento se recibirá en obra en los mismos envases cerrados en que fué expedido de fábrica y se almacenará 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 aislen de la humedad.

Si el período de almacenamiento ha sido superior a un mes, 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 fraguado y resistencias mecánicas a tres y siete días, 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 conglomerante en el momento de su utilización vendrá dada por los resultados que se obtengan al determinar, de acuerdo con lo prescrito en el apartado 23.3, la resistencia mecánica a veintiocho días del hormigón con él fabricado.

Art. 6.º AGUA.

En general podrán ser utilizadas, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas sancionadas como aceptables por la práctica.

Quando 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 rechazarse todas las que tengan un pH inferior a 5, las que posean un total de sustancias disueltas superior a los 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.), aquéllas cuyo contenido en sulfatos, expresado en SO₄, re-

base 1 gramo por litro (1.000 p.p.m.), las que contengan ion cloro en proporción superior a 6 gramos por litro (6.000 p.p.m.), las aguas en las que se aprecie la presencia de hidratos de carbono y, finalmente, las que contengan sustancias orgánicas solubles en éter, en cantidad igual o superior a 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.).

Podrán sin embargo emplearse aguas de mar o aguas salinas análogas para amasar hormigones corrientes que no vayan armados.

La toma de muestras y los análisis anteriormente prescritos deberán realizarse en la forma indicada en los métodos de ensayo UNE 7236, UNE 7234, UNE 7130, UNE 7131, UNE 7178, UNE 7132 y UNE 7235.

Art. 7.º ARIDOS.

7.1. *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, escorias siderúrgicas apropiadas u otros productos cuyo empleo se encuentre sancionado por la práctica, o resulte aconsejable como consecuencia de estudios realizados en un laboratorio oficial.

Quando no se tengan antecedentes sobre la utilización de los áridos disponibles, o en caso de duda, deberá comprobarse que cumplen las condiciones de los apartados 7.3 y 7.4 de este artículo.

Se entiende por «arena» o «árido fino» el árido o fracción del mismo que pasa por un tamiz de 5 mm. de luz de malla (tamiz 5 UNE 7050); 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) aquél 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.

7.2. *Limitación de tamaño.*—Al menos el 85 por 100 del árido total será de dimensión menor que las dos siguientes:

- a) Los cinco sextos de la distancia libre horizontal entre armaduras.
- b) La cuarta parte de la anchura, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigona.

La totalidad del árido será de dimensión menor que el doble de los límites a) y b) anteriores.

7.3. *Arena.*—La cantidad de sustancias perjudiciales que puede presentar la arena o árido fino no excederá de los límites que se indican en el cuadro adjunto:

	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra
Terrones de arcilla.....	1,00
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7133.	
Finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7050	5,00
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7135.	
Material retenido por el tamiz 0,063 UNE 7050 y que flota en un líquido de peso específico 2,0 ...	0,50
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7244.	
Compuestos de azufre, expresados en SO ₄ y referidos al árido seco	1,20
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7245.	

El árido fino estará exento de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento. Su determinación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7137.

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

comprobación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7243.

No se utilizarán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo al método de ensayo UNE 7082, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

Cuando así lo indique el pliego de condiciones facultativas, deberá comprobarse también que el árido fino no presenta una pérdida de peso superior al 10 o al 15 por 100 al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico, respectivamente, de acuerdo con el método de ensayo UNE 7136.

7.4. Grava.—La cantidad de sustancias perjudiciales que pueden presentar la grava o árido grueso no excederá de los límites que se indican en el cuadro adjunto.

	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra
Terrones de arcilla Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7133.	0,25
Partículas blandas Determinadas con arreglo al método de ensayo UNE 7134.	5,00
Finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7050 Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7135.	1,00
Material que flota en un líquido de peso específico 2,0 Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7244.	1,00
Compuestos de azufre, expresados en SO ₄ , y re- feridos al ácido seco Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7245.	1,20

El árido grueso estará exento de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento. Su determinación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7137.

En el caso de utilizar las escorias siderúrgicas como árido grueso, se comprobará previamente que son estables, es decir, que no contienen silicatos inestables ni compuestos ferrosos. Esta comprobación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7243.

Cuando así lo indique el pliego de prescripciones técnicas particulares, deberá comprobarse también que el árido grueso no presenta una pérdida de peso superior al 12 ó al 18 por 100 al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico, respectivamente, de acuerdo con el método de ensayo UNE 7136.

El coeficiente de forma del árido grueso, determinado con arreglo al método de ensayo UNE 7238, no debe ser inferior a 0,15; en caso contrario, el empleo de ese árido vendrá supeditado a la realización de ensayos previos en laboratorio. Se entiende por coeficiente de forma, α , de un árido el obtenido, a partir de un conjunto de n granos representativos de dicho árido, mediante la expresión:

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

en la que:

- α = 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.

Art. 8.º PRODUCTOS DE ADICIÓN.

Podrá autorizarse el empleo de todo tipo de productos de adición, siempre que se justifique, mediante los oportunos ensayos, que la sustancia agregada en las proporciones previstas,

produce el efecto deseado sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón, ni representar un peligro para las armaduras.

Art. 9.º ARMADURAS.

9.1. Generalidades.—Las armaduras del hormigón estarán constituidas por barras de acero de alguno de los tipos que se indican a continuación:

- barras lisas de acero ordinario.
- barras de alta adherencia, de acero especial (acero de dureza natural o acero endurecido por deformación en frío).
- mallas electrosoldadas de acero especial.

Para poder utilizar armaduras de otros tipos (perfiles laminados, chapas, etc.) será preciso una justificación especial, salvo en el caso de soportes compuestos previsto en el artículo 57 de esta Instrucción.

Las barras no presentarán grietas, sopladuras ni mermas de sección superiores al 5 por 100.

9.2. Acero ordinario.—Es aquel cuyas características cumplen las limitaciones siguientes, que serán garantizadas por el fabricante:

- tensión de rotura σ_{ar} comprendida entre 3.700 y 4.500 kilogramos/cm².
- límite elástico aparente σ_e igual o superior a:
2.400 kg/cm² para $\varnothing \leq 16$ mm.
2.300 kg/cm² para $\varnothing > 16$ mm.
- alargamiento de rotura ϵ_{ar} , medido sobre base de cinco diámetros, igual o superior a 26 por 100.

Los valores citados se obtendrán de acuerdo con el método de ensayo UNE 7010.

El fabricante garantizará también el cumplimiento del ensayo de plegado a 180º efectuado a 20º C, sobre un mandril de diámetro igual al de la barra, según el método de ensayo UNE 7051.

Con objeto de normalizar los diámetros de las barras, se recomienda utilizar la serie siguiente:

- 5, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32, 40 mm., pudiendo utilizarse también el diámetro de 14 mm.

9.3. Barras de alta adherencia.—Barras de alta adherencia son barras de acero que cumplen las siguientes condiciones, garantizadas por su fabricante:

- llevar grabada marca de fábrica y poseer aspecto definido, por los que se reconozca su tipo límite elástico σ_e , aparente o convencional, según el caso establecido por el fabricante, no menor de 1,15 σ_e .
- resistencia a tracción σ_{ar} , no menor de 1,15 σ_e .
- alargamiento de rotura ϵ_{ar} establecido por el fabricante y medido sobre base de cinco diámetros no menor del 10 por 100.
- plegado satisfactorio a 180º efectuado a 20º C sobre un mandril de diámetro $n \varnothing$, viniendo n establecido por el fabricante, sin que sea superior a 5.

Estos valores se determinarán según las normas UNE 7010 y 7051.

— condición de alta adherencia, determinada por el ensayo de arrancamiento del Anejo 6.

Se entiende por diámetro nominal de una barra de alta adherencia el diámetro de una sección circular de área igual a su sección transversal resistente (sección nominal).

Se recomienda que los diámetros nominales se ajusten a la misma serie de diámetros de las barras de acero ordinario.

Se recomienda que el límite elástico garantizado sea uno de los valores de una serie normal con un número mínimo de ellos.

Se recomienda que el fabricante garantice unos diagramas tensión-deformación característico y de cálculo del acero basado en una amplia experimentación que permita trazar unas envolventes inferiores confiables.

Siempre que el usuario lo estime oportuno, podrá exigir del fabricante un certificado, expedido en laboratorio oficial, de los resultados obtenidos en estos ensayos.

Art. 10. HORMIGONES.

10.1. Resistencia del hormigón a compresión.—Se define como resistencia característica de un hormigón en obra el valor que se obtiene, a partir de una serie de n ensayos de resistencia sobre probetas, al multiplicar por dos la media aritmética de los $n/2$ resultados más bajos y restar después la media aritmética del conjunto de los n resultados. Si el número n es impar, se prescindirá para lo anterior del valor mediano de la serie.

En sentido amplio, la definición dada es válida, cualquiera que sea el tipo de ensayo (compresión, tracción) la clase de probeta y modo de conservación de la misma y la edad del hormigón.

En sentido estricto, y así debe entenderse a lo largo de esta instrucción, siempre que no se diga lo contrario, se designa por resistencia característica la referida a ensayos de compresión realizados sobre un mínimo de seis probetas cilíndricas de 15 centímetros de diámetro y 30 centímetros de altura de veintiocho días de edad, fabricadas y conservadas en obra con arreglo al método de ensayo UNE 7240, y rotas por compresión según el método de ensayo UNE 7242. Esta resistencia se designa por σ'_{bk} .

10.2. *Resistencia del hormigón a tracción.*—Un índice de la calidad de un hormigón lo constituye el valor de su resistencia a tracción, σ_{br} , la cual puede ser exigida por el pliego de prescripciones técnicas particulares en ciertas obras especiales, indicando el método de ensayo.

En tales casos debe utilizarse también el concepto de resistencia característica definido en el apartado anterior 10.1 pero tomado en su sentido amplio y aplicado a ensayos de tracción.

10.3. *Coefficientes de conversión.*—Si se dispusiera solamente de resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15 x 30 centímetros, o a edades distintas de veintiocho días, sería necesario utilizar coeficientes de conversión para obtener los valores correspondientes a las condiciones tipo. Pero 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.

10.4. *Valor mínimo de la resistencia.*—En hormigones en masa, la resistencia característica σ'_{bk} no será en ningún caso inferior a 60 kilogramos por centímetro cuadrado.

En hormigones armados, la resistencia característica σ'_{bk} no será en ningún caso inferior a 120 kilogramos centímetro cuadrado.

10.5. *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 coqueas.

La docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia, que se llevará a cabo por cualquiera de los dos procedimientos descritos en los métodos de ensayo UNE 7102 y UNE 7103.

Como norma general, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia fluida y se recomienda la de hormigones de consistencia seca, plástica u otra cualquiera intermedia entre las dos, compactados por vibrado. Como excepción, se desaconseja el empleo de consistencias secas cuando el conglomerante que se utilice sea cemento siderúrgico sobresulfatado.

10.6. *Cualidades del hormigón en general.*—Además de lo prescrito en los anteriores apartados de este artículo 10, el hormigón deberá cumplir las condiciones iniciales de docilidad y consistencia que se prescriban en el pliego de prescripciones técnicas particulares, así como las finales de resistencia, absorción, peso específico, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo, etc., impuestas en el mismo.

CAPITULO III

Ejecución

Art. 11. CIMBRAS Y ENCOFRADOS.

Las cimbras y encofrados, así como las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficientes para resistir, sin asientos ni deformaciones perjudiciales, las cargas, sobrecargas y acciones de cualquier naturaleza que puedan producirse sobre ellos como consecuencia del proceso de hormigonado, y especialmente las debidas a la compactación de la masa.

Los encofrados serán suficientemente estancos para impedir pérdidas apreciables de lechada, dado el modo de compactación previsto.

Las superficies interiores de los encofrados aparecerán limpias en el momento del hormigonado. Para facilitar esta limpieza en los fondos de pilares y muros deberán disponerse

aberturas provisionales en la parte inferior de los encofrados correspondientes.

Cuando sea necesario, y con el fin de evitar la formación de fisuras en los paramentos de las piezas, se adoptarán las oportunas medidas para que los encofrados no impidan la libre retracción del hormigón.

Los encofrados de madera se humedecerán para evitar que absorban el agua contenida en el hormigón. Por otra parte, se dispondrán las tablas de manera que se permita su libre entumecimiento, sin peligro de que se originen esfuerzos o deformaciones anormales.

Al objeto de facilitar la separación de las piezas que constituyen los encofrados podrá hacerse uso de desencofrantes con las precauciones pertinentes.

Art. 12. DOBLADO DE LAS ARMADURAS.

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y a velocidad moderada preferentemente por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales. Únicamente en el caso de acero ordinario, cuando el diámetro de las barras sea igual o superior a veinticinco milímetros, se admitirá el doblado en caliente, cuidando de no alcanzar la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (unos ochocientos grados centígrados) y dejando luego enfriar lentamente las barras calentadas.

El doblado de las barras se realizará, salvo indicación en contrario del proyecto, con radios interiores r que cumplan la doble condición:

$$r \geq 5 \varnothing$$

$$r \geq \frac{\sigma_e}{3 \sigma'_{bk}} \varnothing$$

siendo

\varnothing = diámetro nominal de la barra (véase su definición en el apartado 9.3. de esta Instrucción).

σ_e = límite elástico aparente o convencional del acero.

σ'_{bk} = resistencia característica del hormigón (véase su definición en el apartado 10.1 de esta Instrucción), expresada en las mismas unidades que σ_e .

Los cercos o estribos podrán doblarse con radios inferiores a los que resultan de la doble limitación anteriormente indicada, con tal de que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración.

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.

Art. 13. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS.

13.1. *Generalidades.*—Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido no adherente, pintura, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del proyecto, sujetas entre sí y al encofrado de manera que no puedan experimentar movimientos durante el vertido y compactación del hormigón y permitan a éste envolverlas sin dejar coqueas.

Se recomienda colocar las barras dobladas a una distancia libre de los paramentos no inferior a dos diámetros.

En vigas y en elementos análogos, 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.

Cuando exista el peligro de que se puedan confundir unas barras con otras, se prohíbe el empleo simultáneo de aceros de características mecánicas diferentes. Se podrán utilizar, no obstante, en un mismo elemento, dos tipos diferentes de acero: uno para la armadura principal y otro para los estribos.

En la ejecución de las obras se cumplirán en todo caso los artículos 39, «Anclaje de las armaduras», y 40, «Empalme de las armaduras».

13.2. *Distancias entre barras.*—Las prescripciones que siguen son aplicables a las obras ordinarias de hormigón armado ejecutado «in situ». Cuando se trate de obras provisionales, o en los casos especiales de ejecución particularmente cuidada (por ejemplo, elementos prefabricados con riguroso control) se podrán disminuir las distancias mínimas que se indican, previa justificación especial.

A) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas salvo lo indicado en D) será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- a) un centímetro.
- b) el diámetro de la mayor.
- c) el valor correspondiente al apartado a) del 7.2.

B) La distancia vertical libre entre dos barras consecutivas salvo lo indicado en D) será igual o superior al mayor de los dos valores siguientes:

- a) un centímetro.
- b) 0,75 veces el diámetro de la mayor.

C) En forjados, vigas y elementos similares se podrán colocar dos barras de la armadura principal en contacto, una sobre otra, siempre que sean de acero de alta adherencia. Se recomienda que, en tales casos, todas estas parejas de barras vayan bien sujetas por estribos o armaduras transversales análogas.

D) En soportes y otros elementos verticales, se podrán colocar dos o tres barras de la armadura principal en contacto, siempre que sean de acero de alta adherencia. Se recomienda que, en tales casos, todos estos grupos de barras vayan bien sujetos por estribos o armaduras transversales análogas.

En los casos C) y D), para evitar la concentración de esfuerzos sobre el hormigón en los puntos singulares del trazado de las armaduras, se procurará distanciar, en cuarenta diámetros por lo menos, los codos, anclajes, etc., de las distintas barras de cada grupo. Por otra parte, a efectos de recubrimiento y distancias libres respecto 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 constituyen.

13.3. Distancias a los paramentos:

a) Cuando se trate de armaduras principales, la distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza será igual o superior al diámetro de dicha barra.

b) En las estructuras no expuestas a ambientes agresivos dicha distancia será, además, igual o superior a:

- un centímetro, si los paramentos de la pieza van a ir protegidos;
- dos centímetros, si los paramentos de la pieza van a estar expuestos a la intemperie o a condensaciones (cocinas, cuartos de baño, etc.) o si van a estar en contacto permanente con el agua (depósitos tuberías, etc.);
- dos centímetros en las partes curvas de las barras.

c) En las estructuras expuestas a ambientes químicamente agresivos o a peligro de incendio, el recubrimiento de las armaduras vendrá fijado por el proyectista.

d) La máxima distancia libre admisible entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado es de cuatro centímetros. Si es necesario un mayor espesor de recubrimiento deberá disponerse una malla de reparto complementaria, próxima al paramento.

e) El párrafo b) es también aplicable al caso de estribos, barras de montaje o cualquier otro tipo de armaduras.

Art. 14. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN.

Se dosificará el hormigón con arreglo a los métodos que se estime oportunos, respetando siempre las dos limitaciones siguientes:

a) La cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 150 kilogramos en el caso de hormigones en masa; de 200 kilogramos en el caso de hormigones ligeramente armados y de 250 kilogramos en el caso de hormigones armados.

En hormigones en masa para presas de embalse podrá rebajarse la cantidad de cemento por metro cúbico a 140 kilogramos.

b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será, en general, de 400 kilogramos. El empleo de mayores proporciones de cemento deberá ser objeto de justificación especial.

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 (véase artículo 23 de esta Instrucción) con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el artículo 10 de esta Instrucción, así como las prescritas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

En los casos en que el constructor pueda justificar, por experiencias anteriores, 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 prescindir de los citados ensayos previos.

Art. 15. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN.

Para la fabricación del hormigón, el cemento se medirá en peso y los áridos en peso o en volumen, si bien este último sistema no es aconsejable por las fuertes dispersiones a que da lugar. Se recomienda comprobar sistemáticamente el contenido de humedad de los áridos, especialmente el de la arena, para corregir, en caso necesario, la cantidad de agua directamente vertida en la hormigonera.

Se amasará el hormigón de manera que se consiga la mezcla íntima y homogénea de los distintos materiales que lo componen, deblendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento. En general, esta operación se realizará en hormigonera y con un período de batido, a la velocidad de régimen, no inferior a un minuto. Solamente en obras de muy escasa importancia se admitirá el amasado a mano.

No se mezclarán masas frescas en las que se utilicen tipos diferentes de conglomerantes. Antes de comenzar la fabricación de una mezcla con un nuevo tipo de cemento deberán limpiarse perfectamente las hormigoneras.

Art. 16. PUESTA EN OBRA DEL HORMIGÓN.

16.1. *Transporte y colocación.*—Para el transporte del hormigón se utilizarán procedimientos adecuados para que las masas lleguen al lugar de su colocación sin experimentar variación sensible de las características que poseían recién amasadas; es decir, sin presentar disgregación, intrusión de cuerpos extraños, cambios apreciables en el contenido de agua, etc. Especialmente se cuidará de que las masas no lleguen a secarse tanto que se impida o dificulte su adecuada puesta en obra y compactación.

Cuando se empleen hormigones de diferentes tipos de cemento, se limpiará cuidadosamente el material de transporte antes de hacer el cambio de conglomerante.

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.

16.2. *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.

16.3. *Técnicas especiales.*—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.

Art. 17. JUNTAS DE HORMIGONADO.

Cuando haya necesidad de disponer juntas de hormigonado no previstas en los planos se situarán tales juntas 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. Si el plano de una junta resulta mal orientado se destruirá la parte de hormigón que sea necesario eliminar para dar a la superficie la dirección apropiada.

Antes de reanudar el hormigonado se limpiará la junta de toda suciedad o árido que haya quedado suelto y se retirará la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto; para ello se aconseja utilizar chorro de arena o cepillo de alambre, según que el hormigón se encuentre más o menos endurecido, pudiendo emplearse también en este último caso un chorro de agua y aire. Expresamente se prohíbe el empleo de productos corrosivos en la limpieza de juntas.

Realizada la operación de limpieza, se humedecerá la superficie de la junta, sin llegar a encharcarla, antes de verter el nuevo hormigón.

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.

Si la junta se establece entre hormigones fabricados con distinto tipo de conglomerante, al hacer el cambio de éste se limpiarán cuidadosamente los utensilios de trabajo.

En ningún caso se pondrán en contacto hormigones fabricados con diferentes tipos de cemento que sean incompatibles entre sí.

Art. 18. HORMIGONADO EN TIEMPO FRÍO.

En general, se suspenderá el hormigonado siempre que se prevea que dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes puede descender la temperatura del 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 del hormigón no habrán de producirse deterioros locales en los elementos correspondientes ni mermas permanentes apreciables de las características resistentes del material.

Si no es posible garantizar que con las medidas adoptadas se ha conseguido evitar dicha pérdida de resistencia, se realizarán los ensayos de información (véase apartado 23.5. de esta Instrucción) necesarios para conocer la resistencia realmente alcanzada, adoptándose en su caso las medidas oportunas.

Art. 19. CURADO DEL HORMIGÓN.

Durante el fraguado y primer período de endurecimiento del hormigón deberá asegurarse el mantenimiento de la humedad del mismo, adoptando para ello las medidas adecuadas. Tales medidas se prolongarán durante el plazo que al efecto establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares en función del tipo, clase y categoría 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 o a través de un material adecuado que no contenga sustancias nocivas para el hormigón y sea capaz de retener la humedad. El agua empleada en estas operaciones deberá poseer las cualidades exigidas en el artículo sexto 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.

Si el curado se realiza empleando técnicas especiales, se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas.

Art. 20. DESENCOFRADO Y DESCIMBRAMIENTO.

Tanto los distintos elementos que constituyen el encofrado (costeros, fondos, etc.) como 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 o descimbramiento. Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

Quando 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 apartado 23.5 de esta Instrucción) para conocer la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado o descimbramiento.

Se pondrá especial atención en retirar oportunamente todo elemento de encofrado que pueda impedir el libre juego de las juntas de retracción o dilatación, así como de las articulaciones, si las hay.

Art. 21. OBSERVACIONES GENERALES RESPECTO A LA EJECUCIÓN.

21.1. *Acciones mecánicas durante la ejecución.*—Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier sobrecarga está-

tica o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados. Se recomienda que en ningún momento la seguridad de la estructura durante la ejecución sea inferior a la prevista en el proyecto para la estructura en servicio.

21.2. *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.).

Art. 22. PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN CONTRA ACCIONES FÍSICAS Y QUÍMICAS.

22.1. *Generalidades.*—Cuando el hormigón haya de estar sometido a acciones físicas o químicas que, por su naturaleza, puedan perjudicar a alguna de las cualidades de dicho material, se adoptarán, tanto en el proyecto como en la ejecución de la obra, las medidas oportunas para evitar los posibles perjuicios o reducirlos al mínimo. Para ello deberán observarse las prescripciones de carácter general que a continuación se indican, así como las particulares de los apartados 22.2 y 22.3 de este artículo.

En el hormigón se tendrá en cuenta no sólo la durabilidad del hormigón frente a las acciones físicas y al ataque químico, sino también la corrosión que puede afectar a las armaduras metálicas, debiéndose, por tanto, prestar especial atención a los recubrimientos de las armaduras principales y estribos.

En estos casos, los hormigones deberán ser muy homogéneos, compactos e impermeables.

22.2. *Durabilidad del hormigón.*—Por lo que respecta a la durabilidad del hormigón, deberá elegirse cuidadosamente en el proyecto el tipo, clase y categoría de conglomerante que haya de ser empleado, según las características particulares de la obra o parte de la misma de que se trate y la naturaleza de las acciones o ataques que sean de prever en cada caso. Si se emplean distintos tipos de conglomerante en una misma obra, se tendrá presente lo indicado en los últimos párrafos de los artículos 15 y 17 de esta Instrucción.

En cuanto a los áridos, deberá comprobarse que cumplen las limitaciones indicadas en los apartados 7.3 y 7.4 de esta Instrucción, y de modo especial las relativas a reactividad con los álcalis del cemento.

Para conseguir una mayor homogeneidad, compacidad e impermeabilidad del hormigón se autoriza el empleo de productos de adición adecuados, que deberán cumplir las prescripciones del artículo octavo de esta Instrucción.

Con independencia de las precauciones señaladas, que tienen un carácter marcadamente preventivo, deberán adoptarse medidas especiales de protección del hormigón ya endurecido, mediante revestimientos o tratamientos superficiales adecuados, en función de la naturaleza e intensidad de las acciones nocivas actuantes.

22.3. *Corrosión de las armaduras.*—Por lo que respecta a la corrosión de las armaduras en la fabricación de hormigones armados, se proscriben el empleo de materiales (agua o áridos) capaces de aportar sales solubles al hormigón. Además, se utilizarán tan sólo conglomerantes de gran estabilidad de volumen, con objeto de reducir el peligro de fisuración.

Respecto al empleo de adiciones en cuya composición entre el cloruro cálcico, se tendrá en cuenta que:

- Cuando son de temer acciones de carácter electroquímico, se proscriben dicho empleo en todos los casos.
- Cuando no son de temer tales acciones, puede admitirse dicho empleo si se justifica previamente que no supone peligro alguno, presente ni futuro, para las armaduras.

CAPITULO IV

Pruebas

Art. 23. ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN.

23.1. *Generalidades.*—Independientemente de otros ensayos que puedan prescribirse en el pliego de prescripciones técnicas particulares, los ensayos de resistencia del hormigón previstos en esta Instrucción son los siguientes:

- Ensayos previos.
- Ensayos característicos.
- Ensayos de control.
- Ensayos de información.

Los tres primeros tipos de ensayo se refieren a probetas cilíndricas de 15 x 30 centímetros rotas por compresión a veintiocho días de edad.

23.2. *Ensayos previos.*—Estos ensayos se realizan en laboratorio antes de comenzarse las obras, de acuerdo con lo prescrito en el artículo 14 de esta Instrucción. Su objeto es establecer la dosificación que habrá de emplearse, teniendo en cuenta los materiales disponibles y las condiciones de ejecución previstas. En el mencionado artículo 14 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 amasadas distintas de tres probetas por cada dosificación que se desee establecer y operar en laboratorio de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242.

De los resultados así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en laboratorio σ'_{bm} , el cual deberá superar al valor exigido para la resistencia característica, σ'_{bk} , con un margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica exigida será realmente alcanzada.

23.3. *Ensayos característicos.*—Salvo indicación en contrario del pliego de prescripciones técnicas particulares, estos ensayos son preceptivos en todos los casos y se realizan sobre probetas ejecutadas y conservadas en obra, procediendo para ello con arreglo a los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242. Su objeto es comprobar, en general antes del comienzo del hormigonado, que la resistencia característica del hormigón de obra no es inferior a la exigida en el proyecto.

Para llevarlos a cabo se fabricarán cinco masas de cada uno de los tipos de hormigón que hayan de emplearse en la obra, enmoldando un mínimo de seis probetas por masa. Como norma general, este proceso se realizará lo antes posible, en cuanto se disponga en el tajo de los elementos y materiales necesarios, no debiéndose comenzar el hormigonado hasta que se conozcan los resultados de los ensayos.

La resistencia característica σ'_{bk} deducida del conjunto de los treinta resultados correspondientes a cada tipo de hormigón deberá ser igual o superior a la exigida. Si no es así pueden presentarse dos casos:

1.º Que, como es norma general, no se haya iniciado aún el proceso de hormigonado. Entonces se introducirán las oportunas correcciones y se retrasará el comienzo de dicho proceso hasta que se compruebe mediante nuevos ensayos que la resistencia característica obtenida no es inferior a la exigida.

2.º Que excepcionalmente se haya iniciado ya el proceso de hormigonado. Entonces se suspenderá dicho proceso y se actuará como en el caso anterior. A la parte de obra ejecutada, que se considerará como elemento en entredicho, se le aplicarán las prescripciones relativas a estos elementos indicadas en el apartado 23.4, párrafo tercero y siguientes, de la presente Instrucción.

23.4. *Ensayos de control.*—Estos ensayos se realizan sobre probetas ejecutadas y conservadas en obra, procediendo en todo con arreglo a los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242. Su objeto es comprobar a lo largo de la ejecución que la resistencia del hormigón continúa siendo igual o superior a la exigida. Estos ensayos son preceptivos en todos los casos.

Cada ensayo de control se realiza sobre un lote de al menos tres probetas, enmoldadas en el transcurso del hormigonado a razón de un lote por cada elemento de la obra que se hormigona de una sola vez y con un mínimo de tres lotes semanales en caso de hormigonado continuo.

Se determinará la resistencia característica σ'_{bk} correspondiente a cada conjunto de al menos dos lotes consecutivos (es decir, sobre un mínimo de seis probetas), la cual debe resultar igual o superior a la exigida. Si no es así, sobre los elementos en entredicho se procederá a la realización de ensayos de información consistentes en la extracción y rotura de probetas testigo (véase apartado 23.5 y siguientes), siempre que esta operación no afecte de un modo sensible a la capacidad de resistencia de tales elementos. La extracción de probetas testigo puede sustituirse, si el Director de obra lo autoriza, por ensayos no destructivos confiables.

Si estos nuevos ensayos ofrecen resultados satisfactorios se aceptará la obra realizada.

Cuando, por el contrario, la resistencia así obtenida continúa siendo inferior a la exigida deben considerarse dos casos:

1.º Si la resistencia deducida de las probetas testigo extraídas resulta comprendida entre el 80 y el 100 por 100 de la resistencia característica exigida en el proyecto se procederá a la realización de pruebas de carga (véase artículo 24 de esta Ins-

trucción). Si tales pruebas ofrecen resultados satisfactorios se aceptará la obra realizada.

2.º Si la prueba de carga no resultase satisfactoria o si la resistencia deducida de las probetas testigo extraídas resulta inferior al 80 por 100 de la resistencia característica exigida en el proyecto, la obra realizada no se aceptará, salvo que el Director de obra autorizase alguna solución adecuada.

23.5. *Ensayos de información.*—Estos ensayos sólo son preceptivos en los casos previstos por esta Instrucción en los artículos 18 y 20 y en el apartado 23.4, o cuando así lo indique el pliego de prescripciones técnicas particulares. Su objeto es conocer la resistencia real del hormigón de una parte determinada de la obra a una cierta edad.

Los ensayos de información pueden consistir en:

a) La rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido (métodos de ensayo UNE 7241 y UNE 7242). Esta forma de ensayo sólo podrá realizarse cuando dicha extracción sea posible sin afectar de un modo sensible a la capacidad de resistencia de la obra.

b) La fabricación y rotura de probetas en forma análoga a la indicada para los ensayos de control, pero conservando las probetas no en agua, sino en unas condiciones que sean lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentre el hormigón cuya resistencia se busca.

c) El empleo de métodos no destructivos confiables que merezcan la aprobación del Director de obra.

Art. 24. PRUEBAS DE LA OBRA.

24.1. *Generalidades.*—En el caso en que, debido al carácter particular de la obra, convenga comprobar que la misma reúne una vez terminada ciertas condiciones específicas, el pliego de prescripciones técnicas particulares establecerá las pruebas oportunas que deban realizarse, indicando con toda precisión tanto la forma de llevar a cabo el ensayo como el modo de interpretar los resultados.

Aparte de lo anterior, se realizarán pruebas de carga de la obra en los casos previstos en el siguiente apartado 24.2, debiendo respetarse en tales pruebas las disposiciones contenidas en los apartados 24.3 y 24.4 del presente artículo.

24.2. *Realización de pruebas de carga.*—Salvo indicación en contrario del pliego de prescripciones técnicas particulares, no será necesario someter a pruebas de carga las obras proyectadas y construidas con arreglo a la presente Instrucción en las que el hormigón haya alcanzado la resistencia prevista en el cálculo.

Si el pliego antes mencionado impone la realización de pruebas de carga, deberá establecer los siguientes puntos:

- zonas de la obra que deben cargarse.
- magnitudes que deben medirse.
- métodos de medida utilizables.
- puntos o zonas donde debe medirse.
- condiciones de carga y descarga.

Si el pliego de prescripciones técnicas particulares no impone la realización de pruebas de carga, pero éstas resultan necesarias de acuerdo con lo previsto en el apartado 23.4 de esta Instrucción, por no haberse obtenido resultados satisfactorios en los ensayos de control de la resistencia del hormigón, será el Director de obra de acuerdo con el autor del proyecto quien establezca los puntos antedichos.

24.3. *Forma de realizar las pruebas de carga.*—Como norma general no se realizarán pruebas de carga antes de que el hormigón haya alcanzado una resistencia igual, por lo menos, a la considerada en el cálculo.

La sobrecarga de prueba no deberá exceder en ningún caso de la sobrecarga característica tenida en cuenta en el cálculo.

Si la prueba se realiza con sobrecargas fijas se evitará cualquier choque o vibración que pueda afectar desfavorablemente al elemento que se ensaya y se dispondrán las cargas de manera que no se produzcan efectos de arco o bóveda susceptibles de transmitir directamente a los apoyos una parte de la carga aplicada.

Si la prueba se realiza con sobrecargas móviles, éstas deberán aplicarse a una velocidad lo más parecida posible a la prevista para las sobrecargas reales de utilización de la obra. Por otra parte, salvo expresa indicación en contrario del pliego de prescripciones técnicas particulares, se admitirá siempre sustituir los esfuerzos dinámicos previstos en el cálculo por la sobrecarga estática equivalente.

Los aparatos de medida se dispondrán unidos a soportes bien firmes y estables, colocándolos, en la medida de lo posible,

abrigados de la intemperie y alejados de cualquier influencia extraña que pueda deformarlos o hacerlos entrar en vibración

24.4. Interpretación de los resultados de las pruebas de carga.—El resultado de la prueba se considerará satisfactorio si se cumplen las tres condiciones siguientes:

a) En el transcurso del ensayo no se producen fisuras cuya amplitud pueda comprometer la seguridad o la durabilidad de la obra.

b) Las flechas medidas no exceden de los valores establecidos en el proyecto, como máximos, compatibles con la correcta utilización de la obra.

c) La flecha residual después de retirar la carga, habida cuenta del tiempo en que esta última se ha mantenido, es lo suficientemente pequeña como para estimar que la obra presenta un comportamiento esencialmente elástico. Esta condición deberá satisfacerse tras el primer ciclo de carga-descarga o, en su defecto, tras un segundo ciclo que se permite realizar a tal propósito

TITULO II

De la realización del proyecto

CAPITULO V

Características de los materiales

Art. 25. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO.

25.1. Resistencia característica del acero.—Se considerará como resistencia característica del acero (en tracción, σ_{ak} o en compresión, σ'_{ak}) el valor de su límite elástico σ_e , aparente o convencional. En general, el primero corresponde a los aceros de dureza natural, y el segundo, a los aceros endurecidos por deformación en frío.

El indicado valor del límite elástico es el que garantiza el fabricante, de acuerdo con el artículo 9.º de esta Instrucción.

25.2. Diagrama característico tensión-deformación del acero. El diagrama característico tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) puede establecerse experimentalmente para cada tipo de acero. No obstante, para aplicar los métodos simplificados de cálculo que esta Instrucción desarrolla no es necesario el conocimiento de dicho diagrama.

25.3. Resistencia de cálculo del acero.—Tracción. Se considerará como resistencia de cálculo del acero en tracción σ_a^* el menor de los dos valores siguientes:

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ak}}{1,10}$$

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{sr}}{1,30}$$

Compresión. Se considerará como resistencia de cálculo del acero en compresión σ'_a el menor de los dos valores siguientes:

$$\sigma'_a = \frac{\sigma'_{ak}}{1,10} > 4.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{\sigma'_{sr}}{1,30} > 4.000 \text{ kg/cm}^2$$

25.4. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero.—El diagrama de cálculo tensión deformación del acero (en tracción o en compresión) se deduce del característico mediante

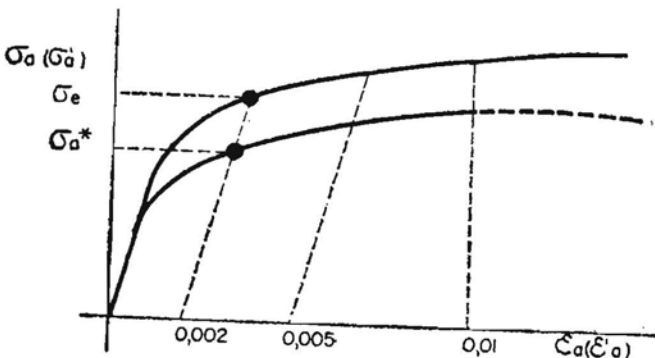


FIGURA 25.4.a

una afinada oblicua paralela a la recta HOOKE de razón 1/γ limitado en $\epsilon_a = 0.01$ (figura 25.4.a).

Como simplificación, y cualquiera que sea el tipo de acero, podrá utilizarse el siguiente diagrama de cálculo (en tracción o en compresión), que conduce a resultados suficientemente acordes con la realidad

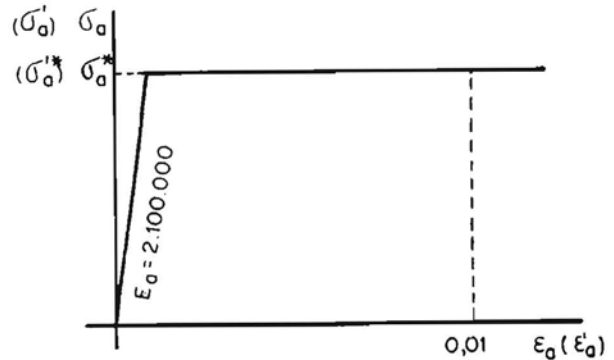


FIGURA 25.4 b

Se recuerda, por otra parte, que la resistencia de cálculo σ'_a^* está limitada, por definición, al valor $\sigma'_a^* > 4.000$ kilogramos por centímetro cuadrado

Art. 26. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN.

26.1. Resistencias características del hormigón.—Se considerará como resistencia característica del hormigón en compresión, σ'_{bk} , la definida, en sentido estricto, en el apartado 10.1 de esta Instrucción.

Se considerará como resistencia característica del hormigón en tracción, σ_{bk} la definición en el apartado 10.2 de esta Instrucción, obtenida con ensayos a veintiocho días de edad, de tracción pura (brasileño) o de flexotracción, pasada a tracción pura equivalente.

A falta de ensayos directos, podrá admitirse la relación:

$$\sigma_{bk} = 0,57 \sqrt{(\sigma'_{bk})^2}$$

donde σ_{bk} y σ'_{bk} deben expresarse en kg/cm².

26.2. Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero.—La resistencia característica del hormigón, σ'_{bk} , expresada en kg/cm², cumplirá la relación:

$$\sigma'_{bk} \geq 50 + 0,02 \sigma_{ak}$$

donde σ_{ak} es la resistencia característica del acero, expresada en kg/cm²

Si no se cumple la condición anterior, no podrá considerarse en el cálculo un valor de la resistencia característica del acero mayor que:

$$\sigma_{ak} = 50 \sigma'_{bk} - 2.500$$

con σ_{ak} y σ'_{bk} en kg/cm².

26.3. Diagrama característico tensión-deformación del hormigón.—El diagrama característico tensión-deformación del hormigón debería establecerse experimentalmente en cada caso, puesto que el número de variables que intervienen en la forma del mismo es muy elevado: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de la sollicitación, etc. No obstante, para aplicar los métodos simplificados de cálculo que esta Instrucción desarrolla no es necesario el conocimiento de dicho diagrama.

26.4. Resistencia de cálculo del hormigón.—Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión, σ'_b , o en tracción, σ_b) el valor de su resistencia característica correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_b , para el cual se adoptará el valor 1,50, con lo que resulta:

$$\sigma'_b = \frac{\sigma'_{bk}}{1,50}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{bk}}{1,50}$$

Cuando se trate de hormigones para elementos prefabricados, curados en taller, rigurosamente dosificados y cuidadosa-

mente controlados durante todo el proceso de ejecución, el coeficiente γ_b puede reducirse a 1,40

Cuando se trate de piezas de cierta altura, hormigonadas verticalmente (caso de soportes, por ejemplo), la resistencia de cálculo deberá reducirse en un 10 por 100

26.5. *Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón.* El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón debería deducirse del característico correspondiente al caso que se estudie introduciendo convenientemente el coeficiente de minoración γ_b .

Como simplificación, podrá considerarse como diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón, en los casos de acciones y tensiones normales, el establecido en el apartado 33.2 de esta Instrucción

26.6. *Módulo de deformación longitudinal del hormigón.*—Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal del hormigón a la edad de j días puede tomarse igual a:

$$E'_b = 21.000 \sqrt{\sigma'_{jk}}$$

válido siempre que las tensiones, en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,3 \sigma'_{jk}$. En esta expresión, σ'_{jk} representa la resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad, y debe expresarse en kg/cm² para obtener E'_b en kg/cm².

El coeficiente 21.000 de la expresión anterior debe sustituirse por 14.000 cuando se trate de cargas duraderas o permanentes en climas húmedos, y por 8.500 cuando se trate de cargas duraderas o permanentes en climas secos.

26.7. *Retracción del hormigón.*—En general, para unas condiciones medias puede admitirse como valor de la retracción, en elementos de hormigón armado, el de $\epsilon_r = 0,00025$; es decir, un cuarto de milímetro por metro de longitud de pieza. Igualmente puede admitirse el prescindir de la retracción cuando se trate de estructuras sumergidas en agua o enterradas en suelos no excesivamente secos.

Para una evaluación más afinada del valor de la retracción habrían 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 la cantidad de armadura y, naturalmente, el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno

26.8. *Fluencia del hormigón.*—La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diversas deformaciones parciales, que pueden clasificarse como sigue:

Deformaciones	Dependientes de la tensión		Independientes de la tensión
	Instantáneas	Diferidas (fluencia)	
Reversibles	Elásticas.	Elásticas diferidas.	Termohigrométricas.
Irreversibles.	Remanentes.	Plásticas diferidas.	Retracción.

De un modo simplificado, se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. De un modo simplificado también, la deformación por fluencia puede considerarse proporcional a la deformación elástica instantánea, calculada esta última a partir de un módulo de deformación longitudinal del hormigón (véase apartado 26.6 de este artículo) igual a:

$$E'_b = 21.000 \sqrt{\sigma'_{jk}}$$

Para una evaluación aproximada de la fluencia habrían 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, la edad del hormigón en el momento de su entrada en carga y, naturalmente, el tiempo transcurrido desde ese momento, lo que marca la duración del fenómeno.

26.9. *Coefficiente 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. En ciertos

cálculos puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

26.10. *Coefficiente de dilatación térmica.*—El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado se tomará igual a 10^{-5} .

CAPITULO VI

Cargas y otras acciones

Art. 27. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES.

A los efectos de esta Instrucción, las distintas acciones capaces de producir estados tensionales en una estructura o elemento de hormigón se clasifican en tres grupos: cargas permanentes, sobrecargas y acciones indirectas

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de los distintos elementos que forman la obra; por tanto, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. Se distinguen entre ellas el peso propio del elemento resistente, por un lado, y las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento, por otro.

Las sobrecargas están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la obra en sí. Se subdividen en:

- Sobrecargas de explotación o de uso, que son las propias del servicio que la obra debe rendir. Entre ellas deben distinguirse las sobrecargas fijas, que tienen el carácter de cargas permanentes, y las sobrecargas variables, cuyas magnitudes y/o posiciones no son constantes.
- Sobrecargas climáticas, que comprenden las acciones de viento y nieve; y
- Sobrecargas del terreno, debidas al peso del terreno y/o a sus empujes.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto al imponer deformaciones o imprimir aceleraciones a la estructura. Se distinguen entre ellas las:

- acciones reológicas, producidas por deformaciones cuya magnitud es función del tiempo y del material de la estructura. Estas acciones pueden provenir de la retracción o de la fluencia.
- acciones térmicas, producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones térmicas.
- acciones por asiento, producidas por descensos diferenciales de los apoyos de la estructura como consecuencia de asentamientos del terreno de cimentación; y
- acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a la masa de la estructura por los movimientos sísmicos.

Art. 28. VALORES DE LAS ACCIONES.

28.1. *Generalidades.*—Para todas las acciones definidas en el artículo anterior deberán distinguirse dos tipos de valores: el característico y el mayorado.

El valor característico es el establecido en las normas de cargas y sobrecargas y tiene en cuenta no sólo los valores extremos que alcanzan las acciones, sino también la dispersión que tales valores presentan en la realidad.

El valor mayorado resulta de multiplicar el característico por un coeficiente de mayoración, γ_s , igual a 1,50 en los casos ordinarios. Excepcionalmente, γ_s deberá aumentarse o podrá disminuirse hasta el valor límite inferior de 1,35, justificando debidamente la variación introducida de acuerdo con las condiciones particulares de cada caso.

28.2. *Valores característicos de las cargas permanentes.*—El cálculo de los valores característicos de las cargas permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y pesos específicos que correspondan. Para los elementos de hormigón se adoptarán los siguientes pesos específicos:

- hormigón en masa: 2,2 t/m³.
- hormigón armado: 2,4 t/m³.

En el estudio de la estabilidad al vuelco, cuando la carga permanente sea importante y su actuación resulte favorable, se considerará como valor de dicha carga el que resulte de disminuir en un 10 por 100 el característico definido en el párrafo anterior.

28.3. *Valores característicos de las sobrecargas.*—Los valores establecidos en las distintas normas para las sobrecargas de explotación o de uso y para las sobrecargas climáticas serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las sobrecargas del terreno, se seguirá un criterio análogo, teniendo en cuenta que cuando su actuación resulte favorable para la hipótesis de carga que se compruebe no deberán considerarse los empujes del terreno a menos que exista la completa seguridad de que tales empujes habrán de actuar efectivamente.

28.4. *Valores característicos de las acciones indirectas.*—Para las acciones reológicas se considerarán como valores característicos los correspondientes a las deformaciones por retracción y fluencia establecidas en los apartados 26.7 y 26.8 de esta Instrucción y en los comentarios a los mismos.

Para las acciones sísmicas, en los casos en que deban considerarse, se adoptarán como valores característicos los que resulten de las prescripciones establecidas por las normas correspondientes.

En aquellos casos especiales en los que sean de prever asentamientos de las sustentaciones que a juicio del proyectista puedan tener una influencia apreciable en el comportamiento de la estructura, se determinarán los valores característicos de las acciones por asiento correspondientes a partir de los corrimientos diferenciales que sean previsibles de acuerdo con las teorías de la mecánica del suelo.

Los valores característicos de las acciones térmicas se obtendrán a partir del coeficiente de dilatación térmica 10^{-5} establecido para el hormigón armado en el apartado 26.10 de esta Instrucción, considerando una variación de la temperatura deducida de acuerdo con lo que a continuación se indica:

En estructuras a la intemperie, y salvo justificación especial, se considerará una variación térmica característica en más y en menos no menor de la dada en grados centígrados por la expresión:

$$20 - (0,75 \sqrt{\text{espesor del elemento en cm.}} > 20)$$

En estructuras abrigadas de la intemperie, estos valores pueden reducirse a la mitad.

En obras enterradas, puede incluirse en el espesor del elemento el correspondiente a la capa de tierra que lo recubre y aísla del exterior.

En estructuras formadas por elementos de distinto espesor, para simplificar los cálculos se admite una tolerancia de $\pm 5^\circ \text{C}$ en los valores resultantes.

En elementos de pequeño espesor sometidos a soleamiento por alguna de sus caras, se recomienda estudiar los efectos de las diferencias de temperatura de una parte a otra del elemento producidos por la radiación solar. Igualmente se estudiará este efecto cuando elementos de poco espesor hayan de estar sometidos a un caldeoamiento artificial por una cara o paramento.

Art. 29. DETERMINACIÓN DE LOS EFECTOS ORIGINADOS POR LAS ACCIONES.

29.1. *Generalidades.*—Los efectos originados por las acciones son los esfuerzos que actúan en una sección de una pieza de la estructura, tales como: momento flector, esfuerzo normal, esfuerzo cortante, momento de torsión, etc. Al conjunto de tales esfuerzos se denomina sollicitación.

Como norma general, la determinación de las sollicitaciones se efectuará con arreglo a los principios de la mecánica racional, complementados en caso necesario por las teorías clásicas de la resistencia de materiales y de la elasticidad. No obstante, para el cálculo de las sollicitaciones se podrá tener en cuenta el comportamiento de los materiales más allá de su fase elástica, siempre que se justifiquen debidamente las hipótesis adoptadas.

En particular, para el cálculo de placas se admitirá la aplicación de la teoría de las líneas de rotura, siempre que pueda aceptarse como hipótesis de cálculo que una vez elegida la disposición más desfavorable de las cargas éstas aumentan proporcionalmente hasta alcanzar el agotamiento. Por otra parte se tendrá en cuenta que la teoría de las líneas de rotura es válida en la medida en que satisfacen las tres condiciones siguientes:

- Rigidez perfecta de apoyos.
- Rotura de la pieza por agotamiento de la armadura.
- El acero presenta un escalón de relajamiento.

29.2. *Datos generales para el cálculo de las sollicitaciones.*—Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la menor de las dos longitudes siguientes:

- La distancia entre ejes de apoyo.
- La luz libre más el canto.

Para el cálculo de sollicitaciones en estructuras formadas por piezas prismáticas o asimilables a ellas podrán considerarse los momentos de inercia de las secciones completas de hormigón, prescindiendo de las armaduras.

CAPITULO VII

Base de cálculo

Art. 30. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

En los métodos de cálculo desarrollados en esta Instrucción, la seguridad se introduce a través de tres coeficientes: uno, de minoración de la resistencia del hormigón; otro, de minoración de la resistencia del acero, y otro, de mayoración de las cargas y acciones en general.

De acuerdo con lo establecido en los apartados 25.3, 26.4 y 28.1 de la presente Instrucción dichos coeficientes adoptan en general los siguientes valores:

- coeficiente de minoración del acero: $\gamma_a = 1,10$.
- coeficiente de minoración del hormigón: $\gamma_b = 1,50$.
- coeficiente de mayoración de las acciones: $\gamma_s = 1,50$.

Art. 31. ESTABLECIMIENTO DE LAS HIPÓTESIS DE CARGA.

Cuando las normas o instrucciones específicas de las estructuras no indiquen otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas en este apartado.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá del modo que se indica a continuación:

1.º De las acciones clasificadas en el artículo 27 de esta Instrucción se eliminarán aquellas que no deban considerarse por no actuar o ser despreciables en el caso que se estudia. Esto sucederá frecuentemente con gran parte de las acciones indirectas.

2.º A las acciones restantes se les adjudicarán los siguientes valores:

- Si son desfavorables, el valor mayorado.
- Si son favorables y actúan siempre, el valor característico.
- Si son favorables y pueden dejar de actuar, el valor cero.

3.º Una vez establecido de acuerdo con el punto anterior el valor de cada acción, se compararán las cuatro hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que resulte en cada caso más desfavorable. En cada hipótesis sólo deberán tenerse en cuenta aquellas acciones que puedan actuar simultáneamente.

Hipótesis I:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecargas de explotación variables.

Hipótesis II:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecarga de viento.

Hipótesis III:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecargas de explotación variables.
- sobrecarga de viento.

En esta hipótesis para el establecimiento de los valores mayorados de las acciones se considerará el coeficiente γ_s reducido en un 10 por 100.

Hipótesis IV:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecargas de explotación variables.
- sobrecarga de viento.
- acciones sísmicas.

Para esta hipótesis, como excepción, se considerarán todas las acciones con sus valores sin mayorar (valores característicos).

4.º Las sobrecargas de explotación variables deberán multiplicarse por el coeficiente de impacto que corresponda cuando sean capaces de originar efectos dinámicos.

5.º Los valores excepcionales de las acciones, considerando como tales aquellos de carácter anormal y difícilmente previsibles que superan fuertemente a los normalizados, no se tendrán en cuenta en los cálculos normalmente. Si excepcionalmente se estima necesario considerarlos, podrá prescindirse en tales casos del coeficiente de mayoración y adoptarse para los de minoración valores próximos a la unidad.

6.º Cuando de acuerdo con el proceso constructivo previsto puedan presentarse acciones de importancia durante la ejecución, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación podrá reducirse en la proporción que el proyectista estime oportuna el valor de los coeficientes de mayoración.

7.º Como simplificación, en los casos en que la influencia de las acciones que actúan siempre sea poco importante, podrá prescindirse de lo establecido en el punto segundo, apartado b) de este artículo, y tomar siempre los valores mayorados de las acciones, aun cuando su actuación resulte favorable.

Esta simplificación no es aplicable a la comprobación de la estabilidad al vuelco.

Art. 32. COMPROBACIONES QUE DEBEN REALIZARSE.

Los cálculos, realizados con arreglo a los métodos y prescripciones establecidos en la presente Instrucción, deberán garantizar que, tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus elementos, cumplen las condiciones siguientes:

a) Bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites del equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc.).

Para comprobarlo se aplicarán los principios y métodos de la mecánica racional, teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones, determinadas de acuerdo con la técnica de la mecánica del suelo.

b) Las solicitaciones correspondientes a la hipótesis de carga más desfavorable no sobrepasan en ninguna sección la sollicitación de agotamiento correspondiente.

Se entiende por sollicitación de agotamiento de una sección aquella que sería capaz de producir un fallo resistente total, instantáneo o diferido, en el supuesto de que los materiales del elemento considerado tuviesen como resistencias reales las resistencias de cálculo (resistencias minoradas).

c) Bajo la hipótesis de carga más desfavorable no se sobrepasan los límites de estabilidad (pandeo de la pieza).

d) Bajo la hipótesis de carga más desfavorable, considerando las acciones sin mayorar, no se sobrepasan los límites de fisuración admisibles.

Los límites de fisuración admisibles son función del tipo de ambiente que rodea al elemento y vienen establecidos por las anchuras máximas de fisuras que a continuación se indican:

- para elementos interiores en ambiente normal: 0,3 mm.
- para elementos interiores en ambiente húmedo o medianamente agresivo, y elementos exteriores a la intemperie: 0,2 mm.
- para elementos interiores o exteriores en ambiente muy agresivo o que deban asegurar una estanquidad: 0,1 mm.

e) Bajo la hipótesis de carga más desfavorable, considerando las acciones sin mayorar, no se producen deformaciones superiores a los límites que puedan haberse establecido por razones funcionales o estéticas, según el tipo y finalidad de la estructura.

CAPITULO VIII

Cálculo de secciones

Art. 33. FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

33.1. Principios generales de cálculo.—El cálculo en agotamiento se efectuará a partir de las hipótesis generales siguientes:

a) Las deformaciones de las distintas fibras de una sección se mantienen siempre proporcionales a la distancia de tales fibras al eje neutro.

b) Una vez establecido un diagrama apropiado tensión-deformación del hormigón, obtenido experimentalmente, puede deducirse de él la distribución y el valor de las tensiones y fuerzas interiores que corresponden al agotamiento de una sección, sin más que definir, de un modo experimental, el valor de la deformación de agotamiento del hormigón.

c) Tanto para la armadura de tracción como para la de compresión, la tensión del acero y la fuerza correspondiente pueden deducirse del diagrama tensión-deformación del acero utilizado.

d) No se considera la resistencia a tracción del hormigón.

33.2. Método simplificado del momento tope.—En este método, los principios generales de cálculo establecidos en el apartado anterior 33.1 se completan con las definiciones e hipótesis que a continuación se indican.

a) Se define como «momento tope» del hormigón en una sección el momento producido, con respecto a la armadura de tracción, por una tensión de compresión igual a $0,7 \sigma_b^*$ aplicada uniformemente a toda la sección útil. Se entiende por sección útil el área que corresponde al canto útil, es decir, la comprendida entre la armadura de tracción y el borde opuesto o borde comprimido.

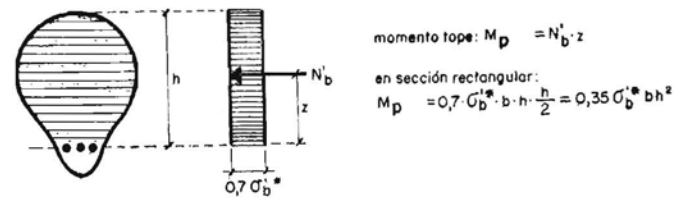


FIGURA 33.2a

b) A la deformación de agotamiento del hormigón en compresión se le asigna el valor de 0,0035.

c) El diagrama de reparto de tensiones en la zona de hormigón comprimido se asimila a un rectángulo de base igual a la resistencia de cálculo del hormigón σ_b^* (salvo en el caso de excepción previsto en el punto d), y cuya altura «y» vale:

— cuando $x \leq h$ $y = 0,75 x$

$$y = \frac{3}{4} x$$

— cuando $x \geq h$ $y = \frac{2}{3} h$

siendo x la profundidad de la fibra neutra de deformaciones (profundidad de la zona de hormigón sometida a acortamiento) y h el canto útil de la sección.

d) Si el rectángulo de compresiones del hormigón, anteriormente definido, proporcionase un momento respecto a la armadura de tracción superior al momento tope, se considerará que la base del rectángulo no es σ_b^* , sino otra menor de valor tal, que dicho momento respecto a la armadura de tracción resulte precisamente igual al momento tope.

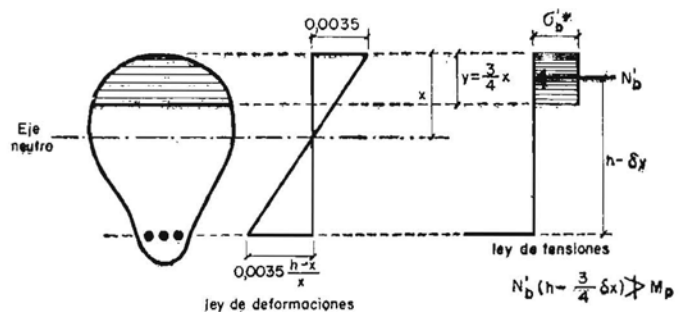


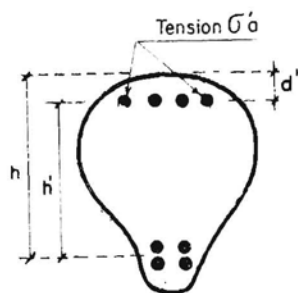
FIGURA 33.2d

e) Se considera como diagrama de cálculo tensión-deformación del acero el establecido en el apartado 25.4 de esta Instrucción.

f) Se admite que si la distancia d' del centro de gravedad de la armadura de compresión a la fibra extrema más comprimida no es superior al 20 por 100 del canto útil, la tensión de dicha armadura, al llegar al agotamiento, es igual en to-

dos los casos a la resistencia de cálculo del acero. Se recuerda que para esta resistencia no debe tomarse nunca un valor superior a 4.000 kg/cm²

Si, excepcionalmente, la distancia d' resulta superior al valor indicado, deberá determinarse la tensión en la armadura por medio de la ecuación de compatibilidad de deformaciones.



$$d' = h - h'$$

si $d' \leq 0,2 h$, $\sigma'_a = \sigma'_a^* \leq 4.000 \text{ kg/cm}^2$

si $d' > 0,2 h$, σ'_a se calcula por la ecuación de compatibilidad de deformaciones.

FIGURA 33.2f

A partir de las hipótesis mencionadas, estableciendo las ecuaciones de equilibrio y las de compatibilidad de deformaciones, se obtienen las fórmulas prácticas de cálculo incluidas en el anejo 5 de esta Instrucción

33.3. *Otros métodos.*—Además del método simplificado del momento tope, se admite la aplicación de cualquier otro procedimiento de cálculo, con tal de que respete los principios generales establecidos en el apartado 33.1 y esté avalado por una experimentación amplia, realizada e interpretada sobre bases científicas

Se admite el empleo de diagramas tensión-deformación del hormigón de tipo parabólico, biparabólico o parabólico-rectangular, etc., eligiendo convenientemente los parámetros correspondientes

33.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—En las secciones sometidas a flexión simple, si la armadura de tracción A dada por el cálculo es:

$$A < 0,04 \frac{\sigma'_b^*}{\sigma_a^*} B$$

en donde:

- σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en tracción.
- σ'_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- B = área de la sección útil del hormigón, es decir, la comprendida entre la armadura de tracción y el borde opuesto comprimido

se dispondrá como armadura de tracción el menor de los dos valores siguientes:

a) $0,04 \frac{\sigma'_b^*}{\sigma_a^*} B$

b) $\frac{4 A}{3}$

Para flexión compuesta se tomará siempre el valor a).

Si existen, además, armaduras en compresión, para poderlas tener en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación t sea igual o inferior a quince veces el diámetro ϕ_d de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro ϕ_1 sea igual o superior a $1/4 \phi_d$, siendo ϕ_2 el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación t entre cercos es inferior a $15 \phi_d$, su diámetro ϕ_1 podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación t siga siendo la misma que

$$\text{cuando se adopta } \phi_1 = \frac{1}{4} \phi_d; \text{ y, } t = 15 \phi_d.$$

Art. 34. COMPRESIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

34.1. *Generalidades.*—El método del momento tope, establecido para los casos de flexión en el artículo 33 de esta Ins-

trucción, resuelve también la compresión compuesta (véase su definición en el anejo 2), así como en el límite la compresión simple. Por tanto, son aplicables a tales casos las fórmulas establecidas en el anejo 5.

Cuando la compresión es centrada, es decir, cuando la fuerza exterior N actúa en el baricentro plástico de la sección (véase su definición en el anejo 2), resulta más ventajoso utilizar el procedimiento establecido en el apartado 34.2 siguiente que las fórmulas del momento tope aplicadas en su caso extremo. Con ello se consigue un cálculo más afinado, que permite obtener una ligera economía.

34.2. *Compresión simple en piezas no zunchadas.*—La aplicación de agotamiento N_u en compresión simple se tomará igual a la suma de los dos esfuerzos siguientes:

- a) Un esfuerzo igual al producto del área B_t de la sección total de hormigón por la resistencia de cálculo σ'_b^* de dicho material y por el coeficiente 0,7.
- b) Un esfuerzo igual al producto del área total, A' de la sección transversal de las armaduras longitudinales por la resistencia de cálculo en compresión σ'_a^* del acero.

En consecuencia, la comprobación de compresión simple se efectúa mediante la relación:

$$N^* \leq N_u = 0,7 \cdot B_t \cdot \sigma'_b^* + A' \cdot \sigma'_a^* \quad [1]$$

34.3. *Compresión simple en piezas zunchadas.*—El zunchado debe reservarse para refuerzos locales de piezas cortas sin posibilidad de pandeo (articulaciones, apoyos de cargas concentradas sobre una superficie pequeña, etc.). El efecto de zunchado se consigue mediante hélices o cercos cerrados, siempre que el paso de la hélice o la distancia entre cercos no exceda de la quinta parte del diámetro del núcleo objeto de zunchado, y el número de barras longitudinales no sea inferior a seis.

La comprobación de compresión simple en una pieza zunchada se efectúa mediante la relación:

$$N^* \leq N_u = 0,7 \cdot \sigma'_b^* \cdot B'_1 + A' \cdot \sigma'_a^* + 1,50 A_t \cdot \sigma_a^* \quad [2]$$

válida siempre que la esbeltez geométrica de la pieza no sea superior a 5. Si dicha esbeltez es igual o superior a 10, la pieza no se considerará zunchada a efectos de cálculo, debiendo utilizarse entonces la fórmula [1] del apartado anterior. En los casos de esbeltez geométrica intermedia entre 5 y 10, se considerará como valor de N_u el que se obtenga al interpolar linealmente entre los resultados proporcionados por las fórmulas [2] y [1] anteriores.

En la fórmula [2] los significados de N_u , σ'_b^* , A' y σ'_a^* son los mismos que en la fórmula [1]. Además,

B'_1 = área de la sección transversal del núcleo de hormigón zunchado, limitada por el borde exterior de la armadura transversal.

A_t = volumen, por unidad de longitud de la pieza, de la armadura transversal que constituye el zunchado.

σ_a^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero del zunchado.

34.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armadu-

ras principales en compresión A_1 y A_2 (ver figura 34.4a) deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$\begin{aligned} A_1 \cdot \sigma_a^* &\geq 0,05 N^* \\ A_2 \cdot \sigma_a^* &\geq 0,05 N^* \\ A_1 \cdot \sigma_a^* &\leq 0,5 \sigma_b^* \cdot B \\ A_2 \cdot \sigma_a^* &\leq 0,5 \sigma_b^* \cdot B \end{aligned}$$

en donde:

σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en compresión.
 N^* = esfuerzo axial mayorado de compresión, actuante.
 σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
 B = área de la sección útil de hormigón, es decir, la comprendida entre la armadura menos comprimida y el borde opuesto

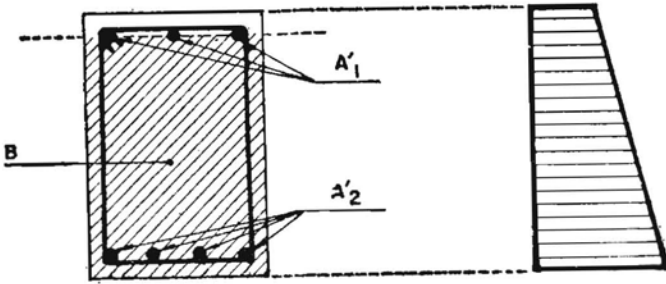


FIGURA 34.4 a

La armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm, como máximo. Además, tales barras irán sujetas por cercos o estribos cuya separación t habrá de ser igual o inferior a quince veces el diámetro ϕ_d de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetros ϕ_1 habrá de ser igual o superior a $1/4 \phi_d$, siendo ϕ_d el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación t entre cercos es inferior a $15 \phi_d$, su diámetro ϕ_1 podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación t siga siendo la

$$\text{misma que cuando se adopta } \phi_1 = \frac{1}{4} \phi_d; \text{ y } t = 15 \phi_d.$$

Por otra parte, la separación t entre cercos o estribos no podrá superar la menor dimensión del núcleo limitado por el borde exterior de la armadura transversal.

Art. 35. TRACCIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

En el cálculo de piezas de hormigón armado sometidas a tracción simple o compuesta (véase su definición en el anejo 2) se supondrá que únicamente las armaduras intervienen en la resistencia a tracción. Por tanto, las armaduras deberán ser capaces de soportar, sin colaboración del hormigón, la totalidad del esfuerzo de tracción y deberán respetarse, además, las exigencias relativas a la fisuración del hormigón, correspondientes al caso particular de que se trate.

De lo anterior resultan las siguientes fórmulas de cálculo en agotamiento:

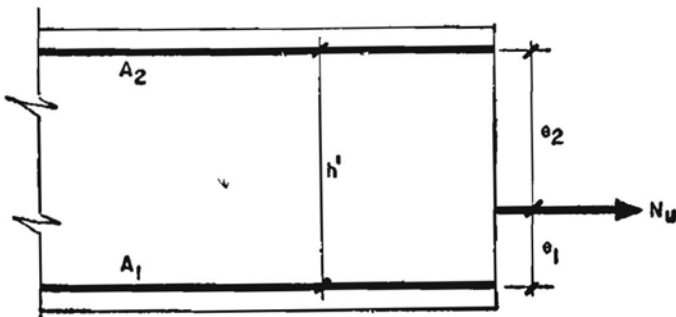


FIGURA 35

Para el dimensionamiento:

$$\sigma_a^* \cdot A_2 = N^* \frac{e_1}{h'}$$

$$\sigma_a^* \cdot A_1 = N^* \frac{e_2}{h'}$$

Para la comprobación:

$$N^* \leq \frac{\sigma_a^* \cdot A_2 \cdot h'}{e_1}$$

$$N^* \leq \frac{\sigma_a^* \cdot A_1 \cdot h'}{e_2}$$

siendo A_1 y A_2 las secciones de las armaduras, σ_a^* su resistencia de cálculo en tracción y N^* la sollicitación mayorada que actúa en la sección.

Por otra parte deberán cumplirse en todos los casos las siguientes limitaciones:

$$\begin{aligned} \sigma_a^* \cdot A_1 &\geq 0,04 \sigma_b^* \cdot B_t \\ \sigma_a^* \cdot A_2 &\geq 0,04 \sigma_b^* \cdot B_t \end{aligned}$$

siendo:

σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
 B_t = área de la sección total de hormigón.

Art. 36. FLEXIÓN ESVIADA SIMPLE O COMPUESTA.

Los principios generales de cálculo establecidos en el apartado 33.1 de esta Instrucción para la flexión normal son también de aplicación a la flexión esviada, simple o compuesta (véase su definición en el anejo 2 de esta Instrucción)

El cálculo de secciones rectangulares sometidas a flexión o compresión compuesta esviada, con armaduras iguales en sus cuatro esquinas, y armaduras iguales en sus cuatro caras, puede efectuarse como si se tratase de una sola flexión normal, con una excentricidad ficticia (fig. 36):

$$\bar{e}_y = e_y + k \cdot e_x \cdot \frac{h_t}{b} \text{ con } \frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h_t}{b}$$

en donde k es una constante cuyos valores se indican en la tabla siguiente, correspondiente a cuantías normales y cualquier tipo de acero:

ν_u	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
k	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5

$$\nu_u = \frac{N^*}{b \cdot h_t \cdot \sigma_b^*} \text{ válido para } \sigma_a^* = \sigma_a^* \leq 4.000 \text{ kg/cm}^2$$

Para grandes cuantías ($\omega > 0,6$) los valores indicados para k se aumentarán en 0,1, y, por el contrario, para cuantías débiles ($\omega < 0,2$) dichos valores podrán disminuirse en 0,1.

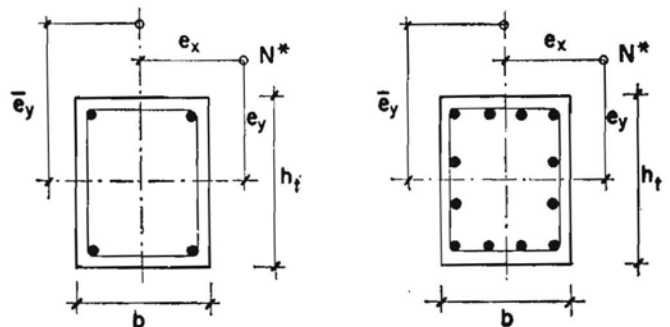


FIG. 36

En cualquier caso, las armaduras de las secciones sometidas a flexión esviada deberán cumplir las mismas prescripciones impuestas en el apartado 33.4 de esta Instrucción para el caso de flexión normal.

Art. 37. ESFUERZO CORTANTE.

37.1. *Generalidades.*—Como norma general, deberán disponerse armaduras transversales, estribos o barras transversales en todos los elementos lineales de hormigón que vayan a estar sometidos a esfuerzo cortante.

La resistencia de una pieza al esfuerzo cortante se calculará añadiendo a la resistencia T_a^* de las armaduras transversales una contribución T_b^* del hormigón, de acuerdo con lo establecido en los apartados 37.2, 37.3, 37.4 y siguientes. Por tanto, la comprobación de esfuerzo cortante se efectuará mediante la relación:

$$T^* < T_a^* + T_b^*$$

Cuando $T^* \leq T_b^*$ podrá prescindirse de colocar armaduras transversales, estribos o barras transversales en las losas de sección llena de canto útil no superior a 25 cm. ejecutadas sin discontinuidad en el hormigonado.

En elementos de tipo superficial de estructuras ordinarias de edificación, como son las losas de hormigón, forjados aligerados con piezas de cerámica y casos análogos, podrá prescindirse de la colocación de armaduras transversales siempre que no se rebase la condición

$$T^* \leq 2 T_b^*$$

y que la armadura longitudinal sea capaz de absorber en la correspondiente sección un momento flector igual a $M^* + T^* \cdot h$, siendo M^* el valor de cálculo del momento flector.

37.2. *Contribución del hormigón.*—El término T_b de cálculo, que representa la contribución del hormigón, podrá ser tenido en cuenta en todos los casos, excepto en aquellos en que la resultante de las solicitaciones que actúan en la sección considerada sea un esfuerzo normal de tracción N aplicado en el interior de la sección.

En general, el término T_b^* de cálculo se tomará igual a:

$$T_b^* = \sigma_{bt}^* \cdot b_0 \cdot h \quad [1]$$

siendo:

- h = canto útil de la sección.
- b_0 = anchura del alma de la viga.
- σ_{bt}^* = resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante dada en kg/cm^2 por la expresión:

$$\sigma_{bt}^* = 0,5 \sqrt{\sigma_b^*}$$

donde σ_b^* es la resistencia de cálculo del hormigón, expresada en kilogramos por centímetro cuadrado.

Si en la sección considerada la anchura del alma no es constante se adoptará como b_0 el menor ancho que presente la sección en una altura igual a los tres cuartos del canto útil, contados a partir de la armadura de tracción (figura 37.2).

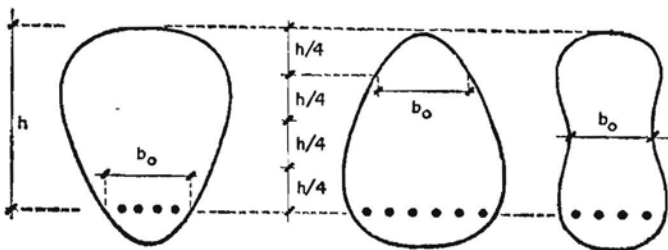


FIGURA 37.2

En los casos especiales en que la armadura longitudinal de tracción sea superabundante y en aquellos otros en que actúe sobre la sección considerada un esfuerzo normal N de compresión, podrá considerarse para T_b^* un valor más alto del [1] siempre que se justifique convenientemente. En ningún caso se admitirá para T_b^* un valor mayor del doble del dado por la fórmula [1].

37.3. *Contribución de la armadura transversal.*—Para que la armadura transversal pueda ser tenida en cuenta en la resis-

tencia de la pieza a esfuerzo cortante, su cuantía debe ser tal que se cumpla la relación:

$$A_{s0} \cdot \sigma_{ts0}^* + \frac{A_a \cdot \sigma_{ta}^*}{\text{sen } \alpha} \geq 0,02 \sigma_b^* \cdot b_0 \cdot h \quad [2]$$

donde:

A_{s0} = suma de las secciones de las armaduras normales a la directriz de la pieza (cercos, estribos, etc.) existentes en una longitud igual al canto útil.

Para estribos o cercos de n ramas de diámetro \varnothing_1 , a separaciones de t_{s0} :

$$A_{s0} = \frac{h}{t_{s0}} \cdot n \cdot \frac{\pi \varnothing_1^2}{4}$$

σ_{ts0}^* = resistencia de cálculo del acero, en tracción, de los cercos o estribos.

A_a = suma de las secciones de las barras levantadas si se levantan simultáneamente n barras de diámetro \varnothing , a separaciones t_a :

$$A_a = \frac{h}{t_a} \cdot n \cdot \frac{\pi \varnothing^2}{4}$$

α = ángulo de inclinación de las barras levantadas, respecto a la directriz de la pieza.

σ_{ta}^* = resistencia de cálculo del acero, en tracción, de las barras levantadas.

σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

En dicha expresión, además, h y b_0 tienen el mismo significado que en la fórmula [1] del apartado 37.2 anterior.

El término T_a^* de cálculo se tomará igual a:

$$T_a^* = 0,9 A_{s0} \cdot \sigma_{ts0}^* + 0,9 A_a (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \cdot \sigma_{ta}^* \quad [3]$$

con:

$$0,9 A_{s0} \cdot \sigma_{ts0}^* > A \cdot \sigma_a^*$$

donde A_{s0} , σ_{ts0}^* , A_a , α y σ_{ta}^* tienen el mismo significado que en la fórmula [2] anterior y A y σ_a^* representan la sección y la resistencia de cálculo, respectivamente, de la armadura principal de tracción.

En las fórmulas [2] y [3] no deberá entrarse con valores de σ_{ts0}^* superiores a $4.000 kg/cm^2$

37.4. *Limitación del valor de la resistencia total a esfuerzo cortante.*—La resistencia total a esfuerzo cortante, $T_a^* + T_b^*$, se considerará limitada, como norma general, al valor máximo:

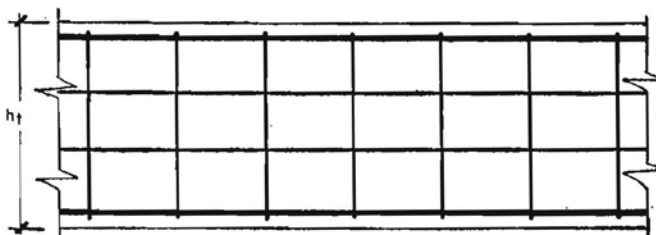
$$T_a^* + T_b^* > 5 \cdot \sigma_{bt}^* \cdot b_0 \cdot h \quad [4]$$

En el caso de vigas con cabeza de compresión de anchura b mayor que la del nervio b_0 en una proporción mínima igual al triple ($b \geq 3 b_0$), la limitación anterior puede sustituirse por:

$$T_a^* + T_b^* > 6 \cdot \sigma_{bt}^* \cdot b_0 \cdot h \quad [5]$$

Las limitaciones [4] y [5] podrán elevarse en un 40 por 100 si la armadura transversal adopta una cualquiera de las disposiciones siguientes:

- a) conjunto de cercos o estribos inclinados un ángulo α sobre el eje de la pieza comprendido entre 60° y 70° .
- b) sistema mixto compuesto por un conjunto de cercos o estribos verticales, combinados con un conjunto de barras levantadas formando un ángulo comprendido entre 30° y 60° con el eje de la pieza, y de manera que cada conjunto absorba aproximadamente la misma cantidad de esfuerzo cortante; o
- c) Red ortogonal de armaduras con secciones de acero mecánicamente equivalentes en ambas direcciones (véase fig. 37.4).



SECCION LONGITUDINAL

FIGURA 37.4

37.5. Disposiciones relativas a la armadura transversal.—En piezas sometidas a flexión simple o compuesta, la separación t entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones:

$$t \leq 50 \text{ cm.}$$

$$t \leq 0.85 h.$$

siendo h el canto útil de la pieza. Además, si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán las prescripciones del apartado 33.4 de esta Instrucción

En piezas sometidas a compresión simple o compuesta se dispondrán cercos o estribos cumpliendo las prescripciones que para ellos se establecen en el apartado 34.4 de esta Instrucción.

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

37.6. Casos especiales de cargas.—Cuando sobre dos caras opuestas de una pieza actúan una carga y una reacción a una distancia entre ellas no mayor de 0.75 h., la fracción de la carga equilibrada por toda o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta, para la comprobación a esfuerzo cortante, en la región de la pieza comprendida entre esas dos fuerzas.

Cuando se sometió una viga a una carga colgada, aplicada a un nivel tal de su canto que queda fuera de la zona de compresión de la viga, se dispondrán las armaduras oportunas, convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente.

Art. 38. TORSIÓN.

38.1. Generalidades.—En general, los elementos sometidos a esfuerzos de torsión se calcularán componiendo las tensiones debidas a esta sollicitación con las producidas por los restantes esfuerzos (cortantes, de flexión, etc.) que actúen en las distintas secciones. Para el cálculo de torsión, además, no se considerará la colaboración del hormigón, debiendo disponerse las oportunas armaduras que absorban la totalidad de la sollicitación correspondiente.

38.2. Cálculo de la armadura.—Salvo estudio especial al efecto, la armadura se dispondrá en forma de cercos cerrados y barras longitudinales, dimensionando en el caso de sección rectangular con arreglo a las siguientes fórmulas:

$$A_{s0tor} = \frac{M_{tor}^* h}{1.6 \cdot h_n \cdot b_n \sigma_{ts}^*}$$

$$A_{s1tor} = \frac{M_{tor}^* (h_n + b_n)}{0.8 \cdot h_n \cdot b_n \sigma_{t0}^*}$$

siendo:

A_{s0tor} = suma de las secciones de los redondos que forman los cercos precisos para torsión en una longitud igual a

$$\text{un canto; } A_{s0tor} = \frac{h}{t} \cdot \frac{\pi \varnothing^2}{4}.$$

siendo:

M_{tor}^* = momento torsor mayorado.
h = canto útil.

h_n ; b_n = dimensiones del núcleo de hormigón rodeado por los cercos.

σ_{ts}^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos.

A_{s1tor} = suma de las secciones de las barras longitudinales precisas por torsión.

σ_{t0}^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de las barras longitudinales.

Las armaduras así calculadas se añadirán a las necesarias para resistir las restantes sollicitaciones a que esté sometida la pieza.

38.3. Limitación relativa a las secciones de hormigón.—En el caso de piezas de sección rectangular sometidas a un momento de torsión M_{tor}^* y a un esfuerzo cortante T^* , deberá comprobarse, salvo estudio especial al efecto, que se cumple la relación:

$$T^* + K \frac{M_{tor}^*}{b} \leq 6 \cdot \sigma_{bt}^* \cdot b \cdot h \quad [3]$$

con:

$$K = 3 + 0.7 \frac{b}{h_t} \left(3.6 - \frac{b}{h_t} \right)$$

siendo:

b = anchura de la sección.

h = canto útil.

h_t = canto total de la sección ($h_t \geq b$).

$\sigma_{bt}^* = 0.5 \sqrt{\sigma_{cs}^*}$, resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante (véase apartado 37.2 de esta Instrucción).

La limitación [3] podrá elevarse en un 40 por 100 si la distancia entre dos armaduras longitudinales no excede de 35 centímetros

38.4. Disposiciones relativas a las armaduras.—La armadura longitudinal A_0 se distribuirá uniformemente a lo largo del perímetro de la sección. Si ésta es rectangular, deberá disponerse, como mínimo, un redondo en cada esquina, resultando siempre aconsejable la colocación de barras a lo largo de las caras, especialmente si el momento de torsión es importante. Esta última disposición es obligada cuando las dimensiones de la sección superan los 50 cm.

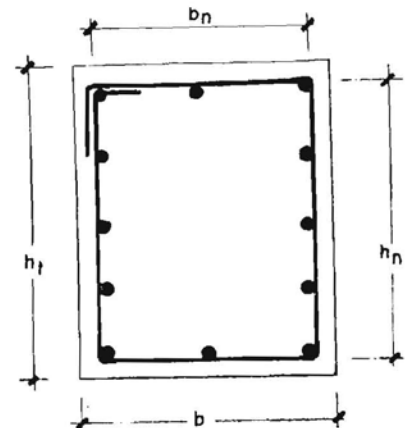


FIGURA 38,4

Los cercos serán cerrados, para lo cual deberá disponerse el solapo necesario de acuerdo con el apartado 40.2 de esta Instrucción. Con preferencia al empalme por solapo, se recomienda cerrar los cercos por soldadura, realizando ésta de forma que sea capaz de resistir el esfuerzo que se prevé ha de soportar la barra que constituye el cerco.

La distancia entre cercos, medida paralelamente al eje de la pieza, no deberá superar el 85 por 100 de la menor dimensión del núcleo de hormigón rodeado por los cercos.

Art. 39. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.

39.1. Generalidades.—Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patilla, prolongación recta o cualquier otro procedimiento (como soldadura sobre otra barra, por ejemplo) garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste.

Los anclajes de las barras a tracción, salvo justificación especial en contrario, deberán disponerse a partir de aquel punto P_1 que diste del punto P_0 , en que teóricamente deja de ser necesaria la barra a efectos resistentes, una magnitud igual a la mayor de las que a continuación se indican:

a) Para barras lisas:

- El canto útil de la pieza.
- Quince veces el diámetro de la barra.

b) Para barras de alta adherencia:

- El canto útil de la pieza.
- Diez veces el diámetro de la barra.

El cálculo de un anclaje deberá realizarse de acuerdo con lo prescrito en el artículo 41 de la presente Instrucción.

39.2. Anclaje de barras lisas.—Salvo justificación especial, las barras lisas que trabajen exclusivamente a compresión se

anclarán por patilla. En los demás casos las barras se anclarán por gancho.

El gancho normal para barras lisas está formado (figura 39.2a) por una semicircunferencia de radio interior igual

a $2,5 \varnothing$, con una prolongación recta igual a $2 \varnothing$. La patilla normal para barras lisas está formada (figura 39.2b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a $2,5 \varnothing$, con una prolongación recta igual a $2 \varnothing$.

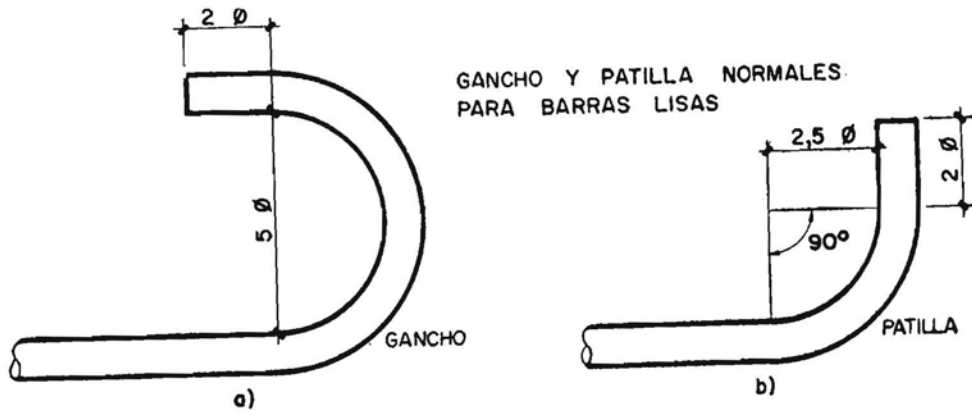


FIGURA 39.2

A continuación se indican las longitudes prácticas de anclaje que deben adoptarse en los casos de utilización más frecuente. En las figuras se ha incluido la longitud inicial $P_0 P_1$, a que se hace referencia en el apartado anterior 39.1.

Para barras en tracción:

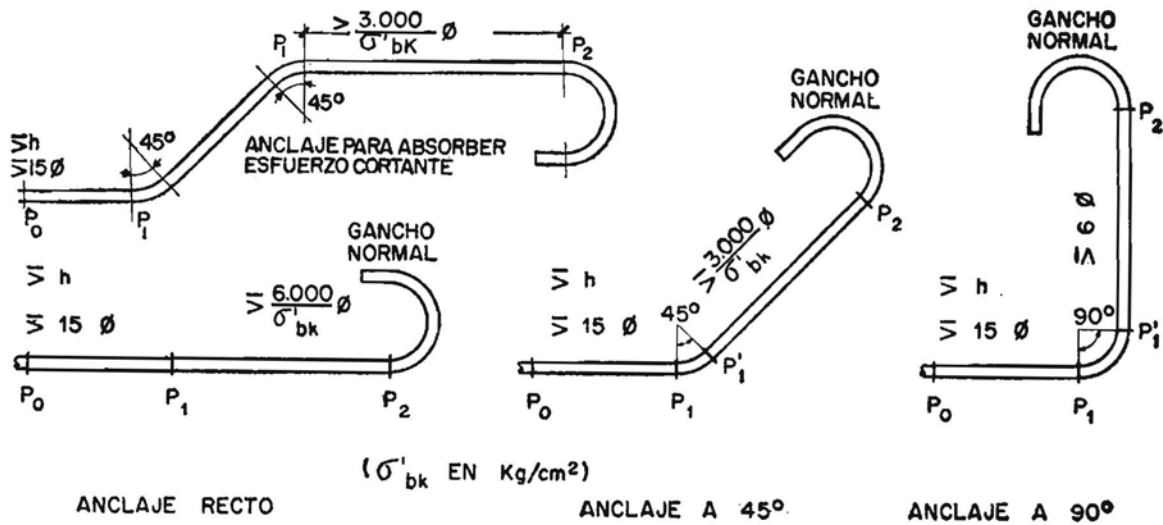


FIGURA 39.2c

Para barras en compresión:

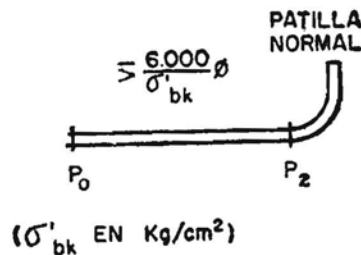
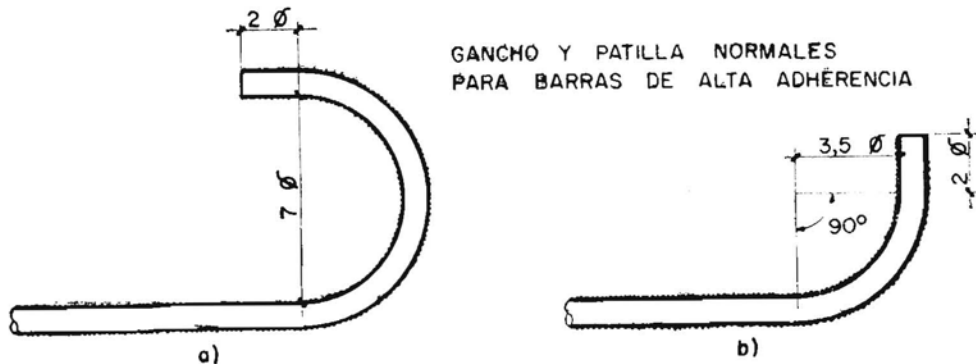


FIGURA 39.2 d

La longitud $P_0 P_1$ deberá conservarse siempre, excepto para barras en compresión.

39.3. *Anclaje de barras de alta adherencia.*—Salvo justificación especial, las barras de alta adherencia trabajando a tracción o a compresión se anclarán preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse la patilla. En cuanto al anclaje por gancho, sólo se permite si las barras trabajan a tracción.

El gancho normal para barras de alta adherencia está formado (figura 39.3.a) por una semicircunferencia de radio interior igual a $3,5 \varnothing$, con una prolongación recta igual a $2 \varnothing$. La patilla normal para barras de alta adherencia está formada (figura 39.3.b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a $3,5 \varnothing$, con una prolongación recta igual a $2 \varnothing$.



GANCHO Y PATILLA NORMALES PARA BARRAS DE ALTA ADHERENCIA

FIGURA 39.3

A continuación se indican las longitudes prácticas de anclaje que deben adoptarse en los casos de utilización más frecuente. En las figuras se ha incluido la longitud inicial P_0, P_1 a que se hace referencia en el apartado anterior (39.1).

Para barras en tracción:

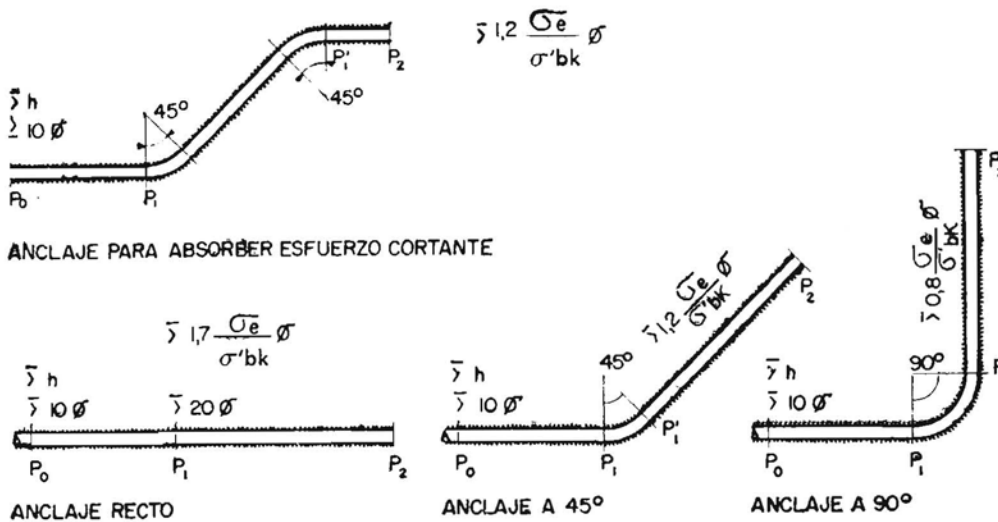


FIGURA 39,3c

Para barras en compresión:

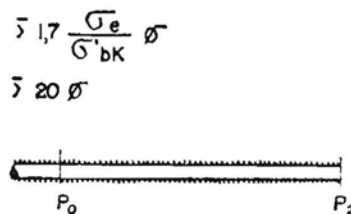


FIGURA 39,3d

La longitud P_1, P_2 , ó P', P_2 , podrá disminuirse, según el caso, en las siguientes magnitudes:

- a) En $30 \varnothing$, si la barra se termina en gancho normal.
- b) En $10 \varnothing$, si la barra se termina en patilla normal.

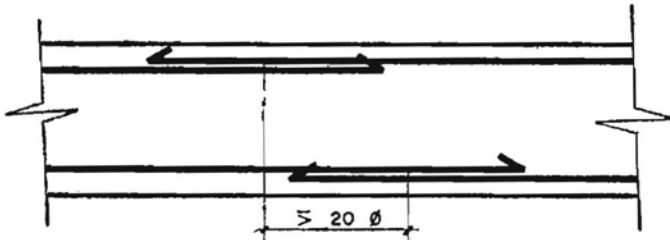
La longitud P_0, P_1 , deberá conservarse siempre, excepto para barras en compresión.

Art. 40. EMPALME DE LAS ARMADURAS.

40.1. *Generalidades.*—Mientras sea posible, no se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos; empalmes que deberán quedar 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 una resistencia a la rotura no inferior a la de cualquiera de las dos barras empalmadas.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras de una pieza se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, a más de veinte veces el diámetro de la más gruesa de las barras empalmadas (figura 40.1).



SECCION EN PLANTA

FIGURA 40.1

40.2. *Empalmes por solapo.*—Este tipo de empalme se realizará colocando las barras una sobre otra, o de cualquier otra forma que facilite la ejecución de un buen hormigonado, y zunchando las barras con alambre en toda la longitud del solapo.

Cuando se trate de barras lisas, la longitud del solapo será igual o mayor que

$$\frac{6.000}{\sigma'_{bk}} \varnothing$$

y se terminarán las barras en gancho normal o en patilla normal (véase apartado 39.2) según trabajen a tracción o a compresión, respectivamente. En la expresión anterior, σ'_{bk} es la resistencia característica del hormigón, expresada en kg/cm².

Cuando se trate de barras de alta adherencia, la longitud del solapo no será inferior al mayor de los dos valores que a continuación se indican, cualquiera que sea la forma de trabajo de las barras:

a) $1,7 \frac{\sigma_e}{\sigma'_{bk}} \varnothing$; b) $20 \varnothing$

y no se dispondrán ganchos ni patillas.

En las expresiones anteriores, \varnothing es el diámetro de la barra de alta adherencia y σ_e el límite elástico del acero, expresado en las mismas unidades que σ'_{bk} .

40.3. *Empalmes por soldadura.*—Siempre que la soldadura se realice con arreglo a las normas de buena práctica de esta técnica, y a reserva de que el tipo de acero de las barras utilizadas presente las debidas características de soldabilidad, los empalmes de esta clase podrán ejecutarse:

- A tope por resistencia eléctrica, según el método llamado «por chispas», que incluye en su ciclo un período de forja.
- A tope al arco eléctrico, achaflanando los extremos de las barras
- A solapo con cordones longitudinales, si las barras son de diámetro no superior a 25 mm.

No podrán disponerse empalmes por soldadura en los tramos curvos del trazado de las armaduras. En cambio, se admitirá la presencia, en una misma sección transversal de la pieza, de varios empalmes soldados a tope, siempre que su número no sea superior a la quinta parte del número total de barras que constituye la armadura en esta sección.

Art. 41. ADHERENCIA Y ANCLAJE.

41.1. *Adherencia.*—Para poder asegurar que, bajo la acción del esfuerzo cortante, las condiciones de adherencia de las armaduras de tracción al hormigón son aceptables, deberá comprobarse que se cumple la relación:

$$n \varnothing \geq \beta \cdot b \cdot \frac{T^*}{T_b^*}$$

en la que:

$n \varnothing$ = suma de los diámetros, en milímetros, de las barras de tracción existentes.

b = anchura, en centímetros, del alma de la sección.

T^* = esfuerzo cortante exterior mayorado.

T_b^* = contribución del hormigón en la resistencia a esfuerzo cortante (véase apartado 37.2 de esta Instrucción).

β = coeficiente cuyo valor viene dado en la siguiente tabla, en función de la resistencia característica del hormigón, del tipo de pieza y de la clase de armadura.

σ'_{bk} (kg/cm ²)	120 a 300	301 a 500	> 500
Vigas con barras lisas	1,3	1,16	1,0
Placas y láminas con barras lisas	1,0	0,9	0,8
Vigas con barras de alta adherencia	0,9	0,8	0,7
Placas y láminas con barras de alta adherencia	0,7	0,6	0,5

41.2. *Anclaje.*—A efectos de anclaje de las barras, se supondrá la envolvente de las leyes de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable (figura 41.2). A partir de la curva resultante deberán anclarse las armaduras, teniendo en cuenta que un anclaje es total cuando la suma de las tensiones de adherencia y de rozamiento anteriormente referidas alcanza el valor de la resistencia de cálculo en tracción del acero, σ_s^* .

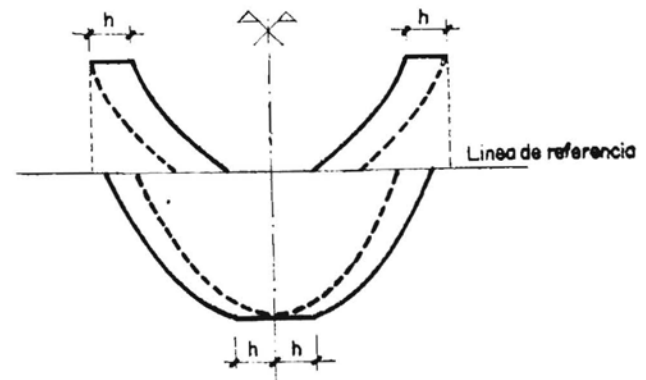


FIGURA 41.2

Art. 42. PANDEO.

42.1. *Piezas sometidas a compresión centrada o excéntrica.* No es necesaria la comprobación al pandeo en piezas de sección llena que presentan esbelteces geométricas, referidas a la longitud de pandeo, menores de 10. La comprobación al pandeo en este apartado se refiere al caso de una sollicitación constituida por una fuerza N de compresión, centrada o excéntrica, o por cualquier otro sistema de sollicitaciones asimilable a éste.

Si la esbeltez geométrica es superior a 10, bastará comprobar las condiciones de agotamiento en los dos planos posibles

de pandeo. añadiendo a la excentricidad real e_o de la carga, si se trata de carga excéntrica, otra adicional e_a dada por la fórmula:

$$e_a = \left(0,85 + \frac{\sigma_a^*}{12.000}\right) \frac{h_t + 20 e_o}{h_t + 10 e_o} \cdot \frac{l_p^2}{i} \cdot 10^{-4} \quad [1]$$

Para piezas de sección rectangular, esta fórmula se reduce a:

$$e_a = \left(3 + \frac{\sigma_a^*}{3.500}\right) \frac{h_t + 20 e_o}{h_t + 10 e_o} \cdot \frac{l_p^2}{h_t} \cdot 10^{-4} \quad [2]$$

En ambas fórmulas, en dimensiones homogéneas:

- e_a = excentricidad adicional.
- σ_a^* = resistencia de cálculo, en kg/cm², del acero en tracción (los números 3.500 y 12.000 son dimensiones en kg/cm²).
- h_t = canto total, medido paralelamente al plano de pandeo que se considera
- e_o = excentricidad real.
- i = radio de giro, correspondiente a la dirección de pandeo que se considera, calculado suponiendo la sección sin armar ni fisurar
- l_p = longitud de pandeo de la pieza, cuyo valor, en función de la longitud real l , es el siguiente:

- $l_p = 2l$ si la pieza está libre en un extremo y empotrada en el otro.
- $l_p = l$ si la pieza está articulada en sus dos extremos, o si, estando impedidos los giros en ambos extremos, éstos pueden desplazarse libremente el uno respecto al otro.
- $l_p = 0,7l$ si la pieza está articulada en un extremo y empotrada en el otro, sin desplazamiento posible de éstos.
- $l_p = 0,5l$ si la pieza está perfectamente empotrada en sus dos extremos, sin desplazamiento posible de éstos.

En estructuras de edificación o análogas podrá adoptarse:

- $l_p = 0,7l$ si el soporte está elásticamente empotrado en ambos extremos sobre otros elementos de rigidez igual o mayor que la suya propia; y
- $l_p = 0,9l$ en los demás casos.

42.2. *Piezas sometidas a flexión.*—En piezas exentas de sección rectangular y salvo comprobación especial, la longitud entre puntos de arriostramiento contra pandeo lateral de la

cabeza comprimida no será superior al valor $200 \frac{b^2}{h}$, siendo b la anchura y h el canto útil de la sección.

En piezas exentas de sección en T, y salvo comprobación especial deberán cumplirse simultáneamente las siguientes condiciones:

- a) El espesor del ala no será inferior al octavo del vuelo a cada lado del nervio.
- b) La altura libre del nervio no será superior a ocho veces el espesor del mismo.
- c) La longitud entre puntos de arriostramiento contra pandeo lateral de la cabeza comprimida no será superior a doce veces la anchura total de dicha cabeza,

no siendo necesario el cumplimiento de las condiciones a) y b) si la pieza está provista de rigidizadores de ala adecuados.

En piezas huecas o de forma especial, se mantendrán limitaciones análogas a las mencionadas anteriormente para evitar la presencia de fenómenos de inestabilidad o la aparición de tensiones secundarias excesivamente grandes.

Art. 43. COMPROBACIÓN DE LAS CONDICIONES DE FISURACIÓN.

43.1. *Generalidades.*—Para evitar una fisuración excesiva, incompatible con el servicio que haya de prestar la estructura o con la durabilidad de la misma, las armaduras de tracción en las piezas de hormigón armado deberán elegirse y disponerse de forma que se cumpla una cualquiera de las dos condiciones establecidas en los apartados 43.2 y 43.3 siguientes. En tales apartados se distinguen tres casos:

Caso I: Elementos interiores en ambiente normal.

Caso II: Elementos interiores en ambiente húmedo o medianamente agresivo y elementos exteriores a la intemperie.

Caso III: Elementos interiores o exteriores en ambiente muy agresivo o que deban asegurar una estanquidad.

43.2. *Comprobación relativa al diámetro de las barras.*—Se está en buenas condiciones con respecto a la fisuración cuando se cumple la condición que corresponda de las que a continuación se indican:

A) Con acero liso ordinario:

Caso I: $\varnothing \leq 2,1 \sqrt{\sigma'_b}$

Caso II: $\varnothing \leq 1,4 \sqrt{\sigma'_b}$

Caso III: $\varnothing \leq 0,7 \sqrt{\sigma'_b}$

B) Con acero de alta adherencia:

Caso I: $\varnothing \leq \eta \left(\frac{3.180}{\sigma_a^*} \right) 2 \sqrt{\sigma'_b}$

Caso II: $\varnothing \leq \frac{2}{3} \eta \left(\frac{3.180}{\sigma_a^*} \right) 2 \sqrt{\sigma'_b}$

Caso III: $\varnothing \leq \frac{1}{3} \eta \left(\frac{3.180}{\sigma_a^*} \right) 2 \sqrt{\sigma'_b}$

En las fórmulas anteriores:

\varnothing , \varnothing = diámetro en mm, de la barra más gruesa de la armadura de tracción.

σ'_b = resistencia de cálculo a compresión del hormigón, en kg/cm².

σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en tracción, en kg/cm².

η = coeficiente característico de cada tipo de acero, de valor 1 para barras lisas. Para barras de alta adherencia, si no se poseen resultados de ensayos al respecto puede suponer $\eta = 1,6$.

43.3. *Comprobación relativa a la zona de tracción.*—Se está en buenas condiciones con respecto a la fisuración cuando se cumple la condición siguiente:

$$B_t \leq 10 A \left(\frac{K \cdot \eta}{\varnothing \sigma_a^*} - 1 \right)$$

En esta fórmula, \varnothing , σ_a^* y η tienen los mismos significados que en el apartado anterior. Además:

B_t = área, en cm², de la zona de la sección que es cobaricéntrica con la armadura de tracción (véase figura 43.3).

A = área total, en cm², de la armadura de tracción.

K = coeficiente de valor, 225.000, 150.000 ó 75.000, según se trate del primero, segundo o tercer caso de los mencionados en el apartado 43.1 anterior, respectivamente.

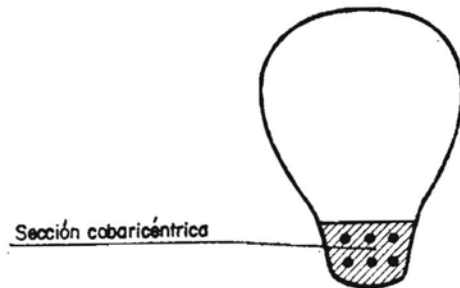


FIGURA 43.3

En el caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, el área B_t debe tomarse igual al área total B_t de la sección de la pieza.

Art. 44. DEFORMACIONES.

44.1. *Generalidades.*—La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diferentes deformaciones parciales, cuya clasificación se establece en el apartado 26.8 de esta Instrucción.

Cuando por razones funcionales, estéticas u otras sea necesario efectuar el cálculo de deformaciones, se recurrirá a las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y la Elasticidad, introduciendo en el cálculo los valores característicos (no mayorados) de los materiales y de las cargas, ya que el estudio de las deformaciones debe realizarse para la pieza en las condiciones de servicio (no en las de agotamiento).

44.2. *Cálculo de flechas.*—Las piezas de hormigón armado sometidas a flexión se proyectarán con la rigidez necesaria para evitar que la flecha resultante pueda afectar al servicio que tales piezas deban rendir. Para comprobar este extremo se realizará el cálculo de las flechas en la forma indicada en el apartado 44.1 anterior, y suponiendo además que:

a) Para las deformaciones instantáneas, correspondientes a cargas rápidas, el módulo de deformación longitudinal del hormigón vale:

$$E'_b = 21.000 \sqrt{\sigma'_{bk}}, \text{ con } E'_b \text{ y } \sigma'_{bk} \text{ en kg/cm}^2.$$

b) Las deformaciones lentas, correspondientes a cargas mantenidas, alcanzan con el tiempo un valor adicional que puede determinarse, salvo cálculo más aproximado, multiplicando el valor obtenido según a) por el factor $K = 2$.

44.3. *Limitaciones prácticas relativas a las flechas.*—No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil h cumpla la condición:

$$h \geq \frac{10 \sigma'_{bk} + \sigma_{ak}}{60.000} \cdot \frac{G}{G + Q} \cdot l_1 \quad [1]$$

con $\frac{G}{G + Q} < \frac{1}{2}$, y siendo:

σ'_{bk} = resistencia característica, en kg/cm², del hormigón en compresión.

σ_{ak} = resistencia característica, en kg/cm², del acero en tracción.

G = carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.
 Q = sobrecarga repartida ($Q + G$ = carga máxima total).

l_1 = longitud ideal de la pieza, expresada en las mismas dimensiones que h , cuyo valor en función de la longitud real l es el siguiente:

$l_1 = 2 l$ si la pieza está en voladizo.

$l_1 = l$ en vigas simplemente apoyadas.

$l_1 = 0,85 l$ en vigas semiempotradas en un extremo y apoyadas en el otro.

$l_1 = 0,7 l$ en vigas empotradas en un extremo y apoyadas en el otro, o semiempotradas en ambos extremos.

$l_1 = 0,5 l$ en vigas empotradas en ambos extremos.

La fórmula [1] es también aplicable al caso de vigas sometidas a cargas concentradas, sustituyendo la expresión $\frac{G}{G + Q}$

por el cociente de momentos flectores producidos por las cargas respectivas $\frac{MG}{MG + M_Q}$.

CAPÍTULO IX

Elementos estructurales

Art. 45. VIGAS.

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con el artículo 33 de esta Instrucción, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 5 a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 25 y 26) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 27 y 28). Si la flexión es esviada, se recurrirá al artículo 36. Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al artículo 37, y con arreglo al 38 si existe, además, torsión.

Posteriormente se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (artículo 41), así como las de fisuración de la pieza (artículo 43). Si se prevé que la pieza puede presentar deformaciones excesivas, se calculará el valor de éstas (artículo 44). Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo al apartado 42.2.

Cuando se trate de vigas en T o de formas especiales, se tendrán presentes los artículos 47 y 48, así como el artículo 56 cuando se trate de vigas de gran canto.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 39 y 40.

Art. 46. SOPORTES.

Los soportes se calcularán de acuerdo con el artículo 34 de esta Instrucción, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 5 a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 25 y 26) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 27 y 28). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo (artículo 42). Si existe esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al artículo 37, y con arreglo al 38 si existe, además, torsión. Si la fuerza de compresión exterior es doblemente excéntrica, se recurrirá al artículo 36.

Cuando alguna de las armaduras principales sea susceptible de trabajar en tracción, se comprobarán las condiciones de adherencia (artículo 41), así como las de fisuración de la pieza (artículo 43).

Si se trata de soportes compuestos, es decir, soportes de hormigón con perfiles metálicos como armadura, se recurrirá al artículo 57.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 39 y 40.

Art. 47. PIEZAS EN T.

47.1. *Cálculo a flexión.*—La anchura eficaz b_e de la cabeza de compresión de una viga en T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida se tomará, en función de la anchura real, de las tablas I o II adjuntas, según se trate de vigas exentas o no, respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud a según la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor K dado en el siguiente cuadro:

	Valores de $\frac{1}{1/2 \cdot (b - b_e)}$		
	0	10	20
$a \geq \frac{1}{10}$	$K = 1$	$K = 1$	$K = 1$
$0 < a < \frac{1}{10}$	interpolación lineal entre $K = 1$ y el valor correspondiente de la fila inferior		
$a \approx 0$	$K = 0,6$	$K = 0,7$	$K = 0,9$

En todos los casos deberán tenerse en cuenta, además, las observaciones siguientes:

1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para repartos triangulares, parabólicos o sinusoidales de la carga, así como para el caso de momento constante.

2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz l la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre los puntos de momento nulo.

TABLA I

Viga en T

Anchura de la cabeza de compresión $\frac{b_e - b_o}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de la luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida:

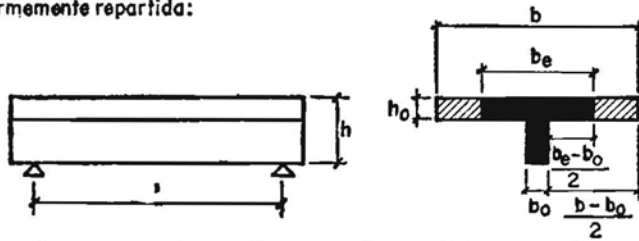


Tabla de valores de $\frac{b_e - b_o}{b - b_o}$		Valores de $\frac{2l}{b - b_o}$												
Valores de $\frac{h_o}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_o}$	0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	>18
CABEZA DE COMPRESION SIN RIGIDEZ A FLEXION	—	0	0,18	0,36	0,52	0,64	0,78	0,86	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00
0,10	10	0	0,18	0,36	0,53	0,65	0,78	0,87	0,92	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,37	0,54	0,66	0,79	0,87	0,92	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,40	0,56	0,67	0,80	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,23	0,43	0,59	0,69	0,81	0,88	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,47	0,62	0,71	0,81	0,88	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,37	0,53	0,66	0,79	0,87	0,92	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,22	0,42	0,58	0,69	0,81	0,88	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,30	0,51	0,66	0,74	0,83	0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,36	0,50	0,73	0,80	0,86	0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,40	0,65	0,79	0,85	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,40	0,57	0,68	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,52	0,69	0,78	0,86	0,90	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,40	0,65	0,79	0,86	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,70	0,85	0,91	0,94	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,46	0,73	0,89	0,93	0,95	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,48	0,63	0,72	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,65	0,83	0,87	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,73	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,75	0,91	0,93	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,46	0,77	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00

TABLA II

Vigas en T multiples

Anchura de la cabeza de compresión $\frac{b_e - b_o}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de la luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida:

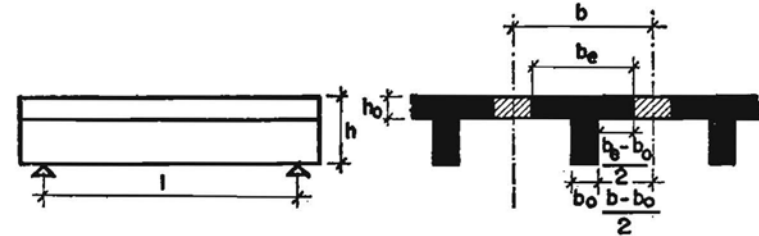


Tabla de valores de $\frac{b_e - b_o}{b - b_o}$		Valores de $\frac{2l}{b - b_o}$									
Valores de $\frac{h_o}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_o}$	0	1	2	3	4	6	8	10	>10	
CABEZA DE COMPRESION SIN RIGIDEZ A FLEXION	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1,00	
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00	
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00	
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,96	1,00	1,00	
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,96	1,00	1,00	
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	1,00	1,00	
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00	
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00	
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00	
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00	
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00	
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00	
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00	
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00	
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00	
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00	
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00	
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00	
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,96	0,98	1,00	1,00	
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00	
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00	

3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $\frac{b_s - b_o}{2}$, no podrá ser superior a la distancia entre el apoyo y la sección considerada.

4. En el caso de piezas en T provistas de cartabones de anchura b_s y altura h_s (ver figura 47.1) se sustituirá la anchura real b_o del nervio por otra ficticia b_1 igual al menor de los dos valores siguientes:

$$b_1 = b_o + 2 b_s$$

$$b_1 = b_o + 2 h_s$$

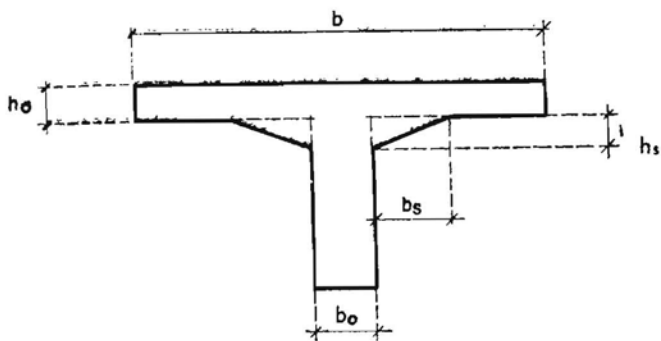


FIGURA 47.1

47.2. Cálculo a esfuerzo cortante.—En las secciones en T, además de la comprobación ordinaria del nervio a esfuerzo cortante, deberán también comprobarse, frente a dicho esfuerzo, las uniones entre las alas y el nervio.

En este último caso, para simplificar, bastará comprobar una sección virtual (ver figura 47.2) de dimensiones

- el espesor del ala en la unión, h_o
- el canto útil de la pieza, h ,

sobre la que actúa un esfuerzo cortante cuyo valor puede suponerse igual a:

$$T^* = \frac{b_s - b_o}{2 b}$$

siendo T^* el esfuerzo cortante exterior mayorado actuante en la sección transversal que se estudia, y b_o , b_o , b las dimensiones acotadas en las figuras de las tablas I y II del apartado anterior.

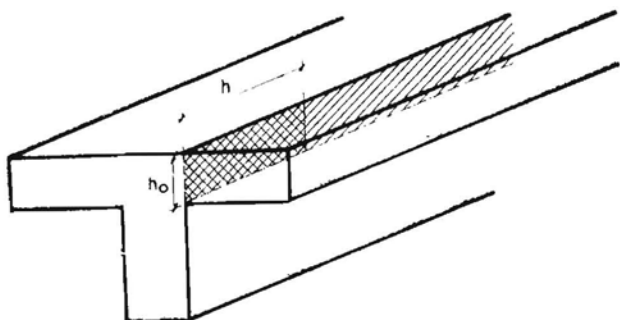


FIGURA 47.2

Art. 48. PIEZAS DE FORMAS ESPECIALES.

48.1. Piezas de trazado curvo o poligonal.—En piezas curvas, las armaduras longitudinales de trazado curvo trabajando a tracción junto a paramentos cóncavos, o a compresión junto a paramentos convexos, irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas (figura 48.1.a) y capaces de soportar las componentes radiales que aquéllas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

$$A_t \cdot \sigma_t^* \geq \frac{t}{r} \cdot A \cdot \sigma_s^*$$

$$A_t \cdot \sigma_t^* \geq \frac{t'}{r'} \cdot A' \cdot \sigma_s^*$$

siendo:

- A_t = sección de un cerco o estribo.
- σ_t^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos o estribos.
- t = separación entre cercos o estribos en la armadura de tracción.
- t' = separación entre cercos o estribos en la armadura de compresión.
- r = radio de curvatura de las barras principales de tracción.
- r' = radio de curvatura de las barras principales de compresión.
- A = sección total de la armadura de tracción.
- A' = sección total de la armadura de compresión.
- σ_s^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de la armadura A.
- σ_s^* = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura A'.

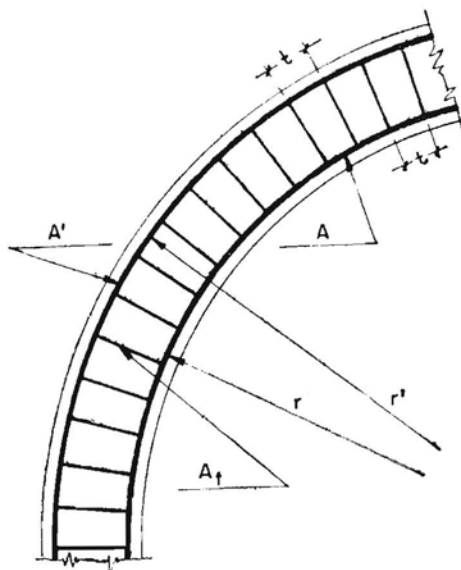


FIGURA 48.1a

En los ángulos de piezas poligonales o análogas y, en general, en los encuentros en ángulo de dos piezas, se evitará colocar, junto al paramento interior, barras continuas de tracción dobladas según el trazado poligonal de dicho paramento. Por el contrario, se procurará despiezar esas barras de forma que se consiga un trazado rectilíneo, con anclajes en las zonas comprimidas (figura 48.1.b). De no adoptarse esta última solución, se dispondrán los oportunos cercos o estribos para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en la zona de los codos, desgarrando el hormigón.

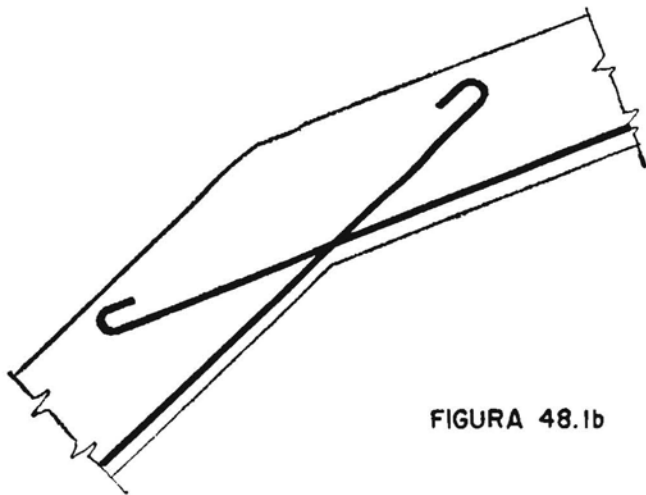


FIGURA 48.1b

Análogas medidas deberán adoptarse para las barras continuas de compresión colocadas junto a paramentos exteriores.

48.2. *Piezas con secciones delgadas.*—En las piezas de sección en T, en doble T, en cajón, etc., las barras de tracción o de compresión que se coloquen en las alas se distribuirán con separaciones no mayores que tres veces el espesor del ala correspondiente. Además, se dispondrán las oportunas armaduras transversales, para asegurar la eficacia de las barras longitudinales situadas en las zonas de las alas que quedan fuera del espesor del alma.

48.3. *Piezas de canto superior a un metro.*—En las vigas de canto superior a un metro, pero inferior a la mitad de su luz, se dispondrán armaduras junto a los paramentos laterales del nervio, constituidas por un sistema de barras horizontales formando malla con los cercos existentes. Es recomendable distanciar entre sí tales barras 30 cm. como máximo, y emplear diámetros no inferiores a 10 mm. si se trata de acero ordinario, y a 8 mm si se trata de acero especial.

Art. 49. ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS.

49.1. *Generalidades.*—El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas se realizará de acuerdo con lo prescrito en el segundo párrafo del apartado 29.1 de esta Instrucción. En particular, y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de armaduras de las vigas que constituyen los dinteles, se admite una redistribución de momentos flectores de hasta un 15 por 100 del máximo momento flector negativo.

En cuanto a la determinación de la rigidez de las piezas, por un lado, y del valor de la luz de cálculo, por otro, se tendrá en cuenta lo establecido en el apartado 29.2 de esta Instrucción.

Podrá prescindirse de las acciones reológicas y térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación a distancias adecuadas.

49.2. *Cálculo simplificado de solicitaciones.*—Las simplificaciones que a continuación se establecen son aplicables cuando se cumplen simultáneamente las condiciones siguientes:

a) La estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales uniformemente repartidas de igual valor por unidad de longitud

b) La sobrecarga no es superior a la mitad de la carga permanente.

c) Dentro de cada vano las piezas son de sección constante. (No existen cartelas.)

d) Las luces de dos vanos adyacentes cualesquiera no difieren entre sí en más del 20 por 100 de la mayor.

En estas condiciones podrán adoptarse como valores de los momentos flectores en las vigas los que se indican en la tabla I adjunta, y como valores de los esfuerzos cortantes en las secciones de las vigas sobre soportes.

$$1.15 q \frac{1}{2} \text{ sobre el primer soporte interior.}$$

$$q \frac{1}{2} \text{ sobre los demás soportes.}$$

siendo:

q = valor de la carga máxima total, por unidad de longitud. Las fórmulas valen para cualquier tipo de carga mayorada o característica.

l = luz de cálculo del vano, para determinar los momentos en los vanos y semisuma de las longitudes de los vanos adyacentes para el cálculo de momentos negativos.

No es necesario considerar esfuerzos axiales en las vigas.

Los esfuerzos axiales se calcularán por superposición de los esfuerzos cortantes actuantes a uno y otro lado del soporte considerado.

No es necesario considerar esfuerzos cortantes en los soportes.

Art. 50. PLACAS SUSTENTADAS EN DOS BORDES PARALELOS.

50.1. *Generalidades.*—Se refiere este artículo a las placas rectangulares planas de espesor constante que aparecen sustentadas en dos bordes paralelos.

El cálculo de estas placas sometidas a cargas uniformemente repartidas o a cargas concentradas se realizará de acuerdo con los apartados 50.2 a 50.4 siguientes. Si ambos tipos de cargas actúan simultáneamente, tanto la armadura principal de la placa como la armadura transversal se calcularán para la suma de los momentos correspondientes a cada uno de los dos casos de cargas, estudiados independientemente.

50.2. *Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas uniformemente repartidas.*—En el caso de cargas uniformemente repartidas, el cálculo de la placa se realizará asímilándolo a:

a) Una viga, si la anchura l_x de la placa es igual o menor que la mitad de su luz, l_y .

b) Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuestos los bordes libres como simplemente apoyados, si la anchura l_x de la placa es mayor que la mitad de su luz, l_y . En este caso, y a los efectos de aplicación del artículo 51 de esta Instrucción, se supondrá siempre que la relación l_x/l_y entre lados de la placa es superior a 2.5.

En el caso a) se dispondrá además una armadura transversal calculada para absorber un momento igual al 20 por 100 del momento principal. En el caso b) esta prescripción se cumple automáticamente al utilizar la tabla del artículo 51 citado.

50.3. *Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas concentradas.*—En el caso de una carga concentrada, y a los efectos del cálculo en flexión, se considerará como elemento principal resistente el constituido por una banda de placa (banda eficaz) cuya anchura d, denominada anchura eficaz, se determinará de acuerdo con el apartado 50.4 siguiente. Dicha banda se calculará entonces como viga, con el mismo tipo de sustentación que tenga la placa, suponiendo que la carga actúa repartida en todo el ancho d (ver figura 50.3). Deducida así la armadura principal de la banda eficaz, se dispondrá además una armadura transversal en la cara inferior de dicha banda, capaz de resistir un momento M_{1y} igual a:

$$\text{si } l_x \leq 3 l_y \quad M_{1y} = \frac{M_{1y}}{1 + \frac{4}{l_x} b} < 0.1 M_1$$

$$\text{si } l_x \geq 3 l_y \quad M_{1y} = \frac{M_{1y}}{1 + \frac{4}{3} \frac{b}{l_y}} < 0.1 M_1$$

siendo (ver figura 50.3):

l_x = longitud del borde sustentado.

l_y = longitud del borde libre.

b = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.

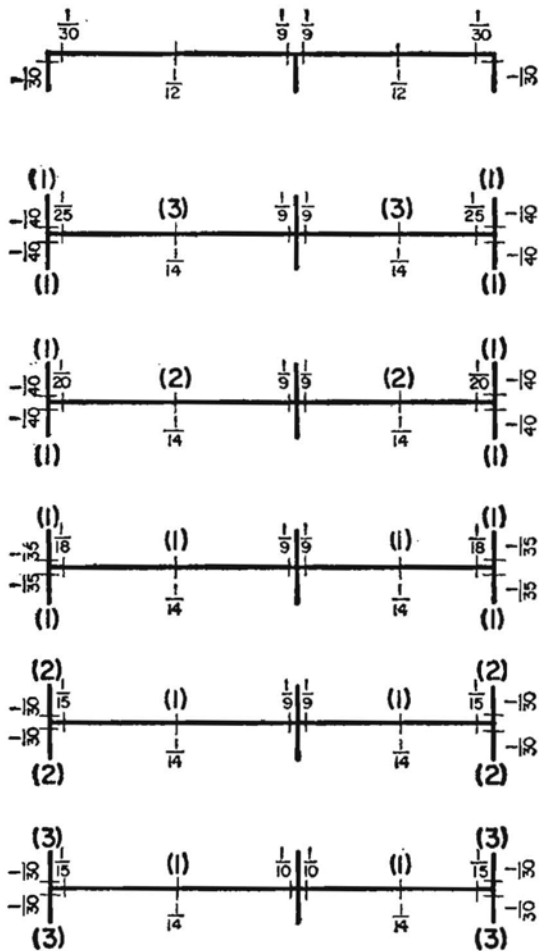
M_{1y} = momento transversal, por metro, a una distancia «y» del borde apoyado.

M_{1x} = momento longitudinal, por metro, a una distancia «y» del borde apoyado.

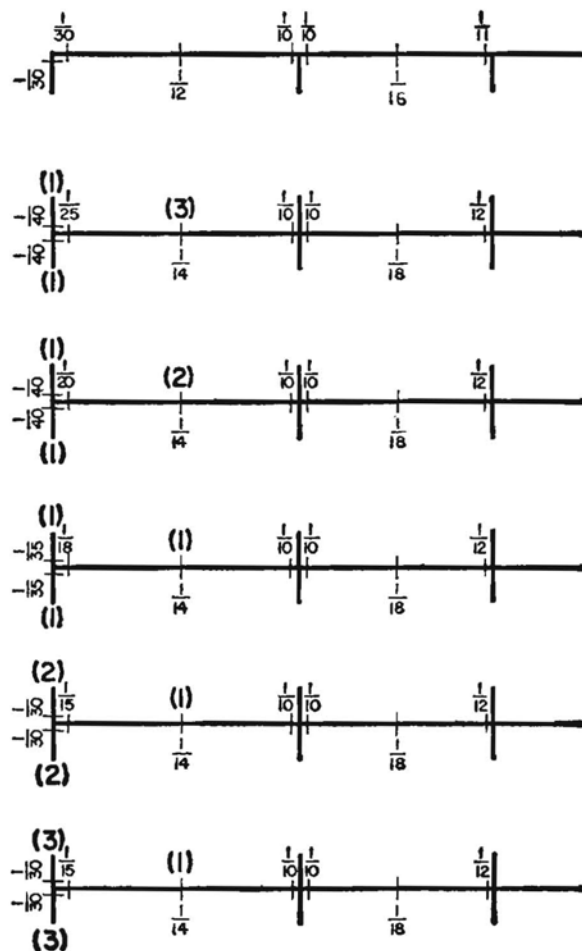
M_1 = momento longitudinal en la sección en que actúa la carga (valor máximo de M_{1y}).

TABLA N° I

DOS TRAMOS



MAS DE DOS TRAMOS



NOTA : LOS VALORES DE LOS MOMENTOS SE OBTIENEN MULTIPLICANDO LAS CIFRAS DADAS EN EL ESQUEMA POR qL^2 AFECTADOS DEL SIGNO QUE CORRESPONDA.
 LOS NUMEROS ENTRE PARENTESIS INDICAN RIGIDEZES RELATIVAS.
 LOS MOMENTOS DE LOS PILARES CENTRALES SE PUEDEN CONSIDERAR NULOS.

Si la banda eficaz alcanza el borde libre de la placa, se colocará una armadura transversal superior a lo largo de toda la luz del mismo calculada para resistir un momento negativo de valor igual al 10 por 100 del momento longitudinal que se produciría en el centro de la luz de la placa si la carga actuase en dicha sección central. Esta armadura se extenderá sobre una longitud, medida desde el borde libre, igual al lado menor de la placa, e irá acompañada de una armadura longitudinal de igual cuantía.

En la cara inferior de las bandas adyacentes a la banda eficaz de la placa se dispondrán armaduras principales y transversales cuya cuantía, en general, no debe ser menor del tercio de las armaduras respectivas existentes en la banda eficaz.

Si el borde libre de una placa posee un nervio de rigidización, para considerar su influencia en el comportamiento de la placa bajo una carga concentrada puede suponerse que el nervio equivale a una banda adicional de placa con la misma rigidez a flexión

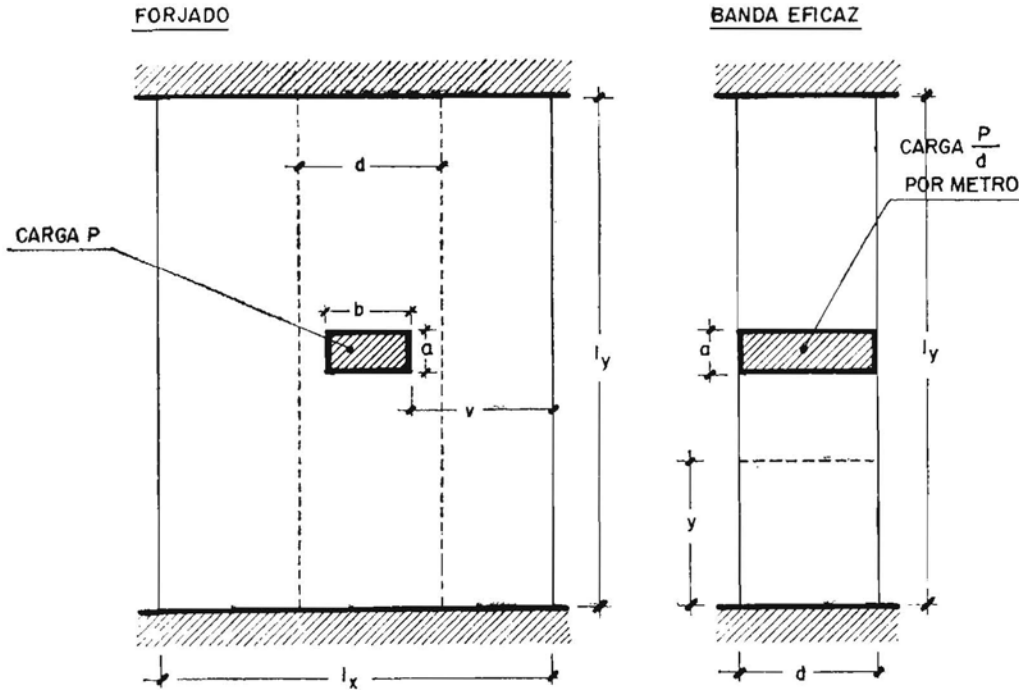


FIGURA 50.3

50.4. *Determinación de la anchura eficaz.*—La anchura eficaz, d , es función de las siguientes variables (ver figura 50.4):

- l_x = longitud del borde sustentado.
- l_y = longitud del borde libre
- b = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.
- v = distancia del borde de la zona de actuación de la carga al borde libre más cercano de la placa.
- K = coeficiente de empotramiento en los apoyos:

- $K = 1$ cuando existe articulación en los dos apoyos.
- $K = 1/2$ cuando existe empotramiento en los dos apoyos.
- $K = 2/3$ en los casos intermedios.

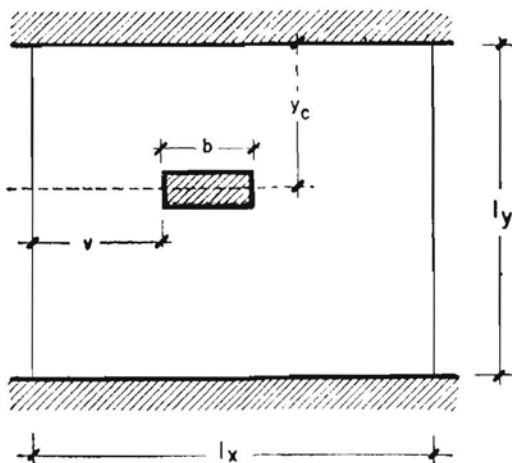


FIGURA 50.4

El valor de d se determinará de acuerdo con lo que a continuación se indica, teniendo en cuenta que deberá ser siempre $d \leq b$

Primer caso: La carga actúa en el centro de la luz libre de la placa ($d = d_1$).

a) Si la carga actúa también en el centro del ancho de la placa, la anchura eficaz vale:

$$d_1 = \frac{b + K l_y}{l_x + K l_y} \cdot l_x \quad \text{cuando } l_x \leq 3 K l_y$$

$$d_1 = \frac{3}{4} b + \frac{3}{4} K l_y \quad \text{cuando } l_x \geq 3 K l_y$$

b) Si la carga no actúa en el centro del ancho de la placa, se adoptará como anchura eficaz el menor de los dos valores siguientes:

- b.1) El que corresponda del caso a) anterior.
- b.2) El que corresponda de los dos siguientes.

$$d_1 = \frac{b + \frac{1}{3} K l_y}{l_x + \frac{1}{3} K l_y} \cdot l_x + v \quad \text{cuando } l_x \leq K l_y$$

$$d_1 = \frac{3}{4} b + \frac{1}{4} K l_y + v \quad \text{cuando } l_x \geq K l_y$$

Segundo caso: La carga no actúa en el centro de la luz libre de la placa ($d = d_2$).

Se calcula la anchura eficaz d_1 que correspondería al caso anterior. La anchura eficaz vale entonces:

$$d_1 = d_1 - (d_1 - b) \left(1 - 2 \frac{y_0}{l_y} \right)^2$$

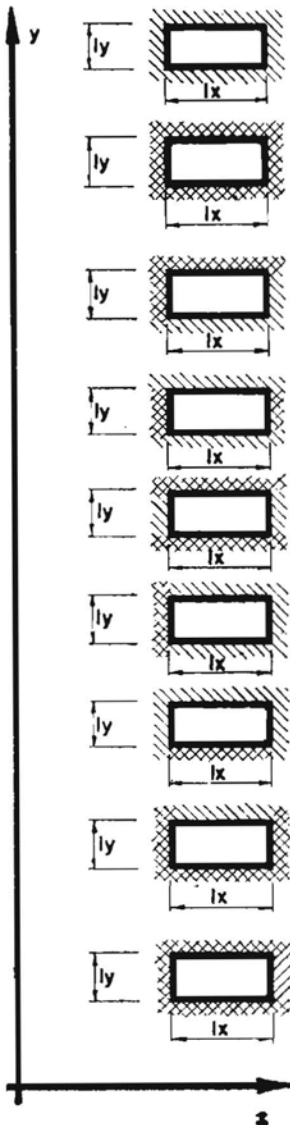
— siendo y_0 la distancia del centro teórico de aplicación de la carga al borde sustentado más próximo (ver figura 50.4).

Art. 51. PLACAS RECTANGULARES SUSTENTADAS EN SU CONTORNO.

51.1. Generalidades.—Se refiere este artículo a las placas rectangulares planas de espesor constante que aparecen sustentadas en sus cuatro bordes, cualquiera que sea la forma de sustentación de cada uno de ellos: simple apoyo, semiempotramiento o empotramiento perfecto.

Salvo expresa justificación en contrario, el canto total de estas placas no será inferior a 1/40 ni a 8 cm., siendo l la luz correspondiente al vano más pequeño.

TABLA I



l_x/l_y	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	44	59	73	84	93	100	106	110	112	125
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	44	45	44	41	39	37	35	33	32	25
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	52	64	73	79	82	83	83	83	83	83
$M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	52	56	57	57	57	57	57	57	57	57
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	28	28	26	23	22	19	17	16	16	13
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	68	85	98	107	113	118	120	122	122	125
$M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	68	74	77	78	78	79	79	79	79	79
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	70	87	100	109	115	119	121	123	123	125
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	32	36	39	41	42	42	42	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	22	18	15	13	11	10	9	9	9	8
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	70	77	81	83	84	84	83	83	83	83
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	31	45	60	72	83	92	99	105	108	125
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	37	41	42	41	40	38	36	34	33	25
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	84	99	109	115	119	122	123	124	124	125
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	37	45	51	55	58	60	60	61	62	63
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	31	28	25	22	20	18	17	16	15	13
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	84	98	108	114	119	121	122	123	124	125
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	21	31	40	46	51	55	57	59	60	63
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	26	28	27	25	22	21	20	19	18	13
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	55	74	89	99	106	114	117	119	120	125
$M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	60	69	74	77	78	78	78	78	79	79
$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8
$M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	60	71	77	80	83	83	83	83	83	83
$M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	55	57	58	57	57	57	57	57	57	57

////// Borde simplemente apoyado

xxxxxx Borde empotrado

M_{cy} = Momento positivo por unidad de longitud en la sección central paralela a l_x para la pieza flectando en la dirección y .

M_{cx} = Momento positivo por unidad de longitud en la sección central paralela a l_y para la pieza flectando en la dirección x .

M_{by} = Momento negativo por unidad de longitud en los bordes l_x para la pieza flectando en la dirección y .

M_{bx} = Momento negativo por unidad de longitud en los bordes l_y para la pieza flectando en la dirección x .

q = Sobrecarga uniforme por m^2

En el caso particular en que la carga exterior sea uniformemente repartida y actúe normalmente al plano de la placa, serán aplicables las prescripciones de los apartados 51.2 a 51.4 siguientes.

51.2. *Cálculo de momentos.*—Los valores de los máximos momentos flectores positivos o negativos, por unidad de longitud, que se producen en el centro y en los apoyos de la placa, se tomarán de la tabla I adjunta, en la que aparecen los distintos casos posibles de placas con bordes simplemente apoyados o perfectamente empotrados.

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

a) En las placas semiempotradas en alguno de sus lados se considerará un momento negativo sobre ese apoyo y un momento positivo sobre la sección central paralela a dicho apoyo, iguales entre sí en valor absoluto e iguales ambos a la semisuma de los valores absolutos de los momentos que se indican en la tabla I para esas mismas secciones (de borde y central) en la hipótesis de empotramiento perfecto en el borde considerado.

b) En las placas cuya relación de lados sea superior a 2.5 y cuyos lados menores estén simplemente apoyados, se considerará que en estos lados pueden aparecer unos momentos positivos o negativos, indistintamente, de magnitud igual a la tercera parte del valor del momento correspondiente a la sección central perpendicular a dichos lados.

c) En todo borde simplemente apoyado y siempre que no se trate del caso b) anterior se considerará que puede aparecer un momento negativo de valor igual al mayor de los que a continuación se indican, tomados en valor absoluto:

- la mitad del momento correspondiente a la sección central paralela al borde considerado.
- la tercera parte del momento correspondiente a la sección central perpendicular al borde considerado.

51.3. *Disposición de armaduras.*—Para absorber tanto los momentos positivos como los negativos, se dispondrán las oportunas armaduras con arreglo a lo indicado en la figura 51.3.

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

a) En las placas con dos bordes adyacentes simplemente apoyados, la esquina por ellos formada deberá armarse de modo adecuado para absorber los esfuerzos de torsión 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, colocadas 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 por 100 de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa, deducidos de acuerdo con las prescripciones del apartado 51.2 anterior.

b) Cuando sea de aplicación el punto b) del apartado 51.2 anterior, las armaduras correspondientes se dispondrán a partir de cada lado menor simplemente apoyado, con una longitud igual a:

- para las armaduras negativas, la quinta parte del lado menor de la placa.
- para las armaduras positivas, la mitad del lado menor de la placa.

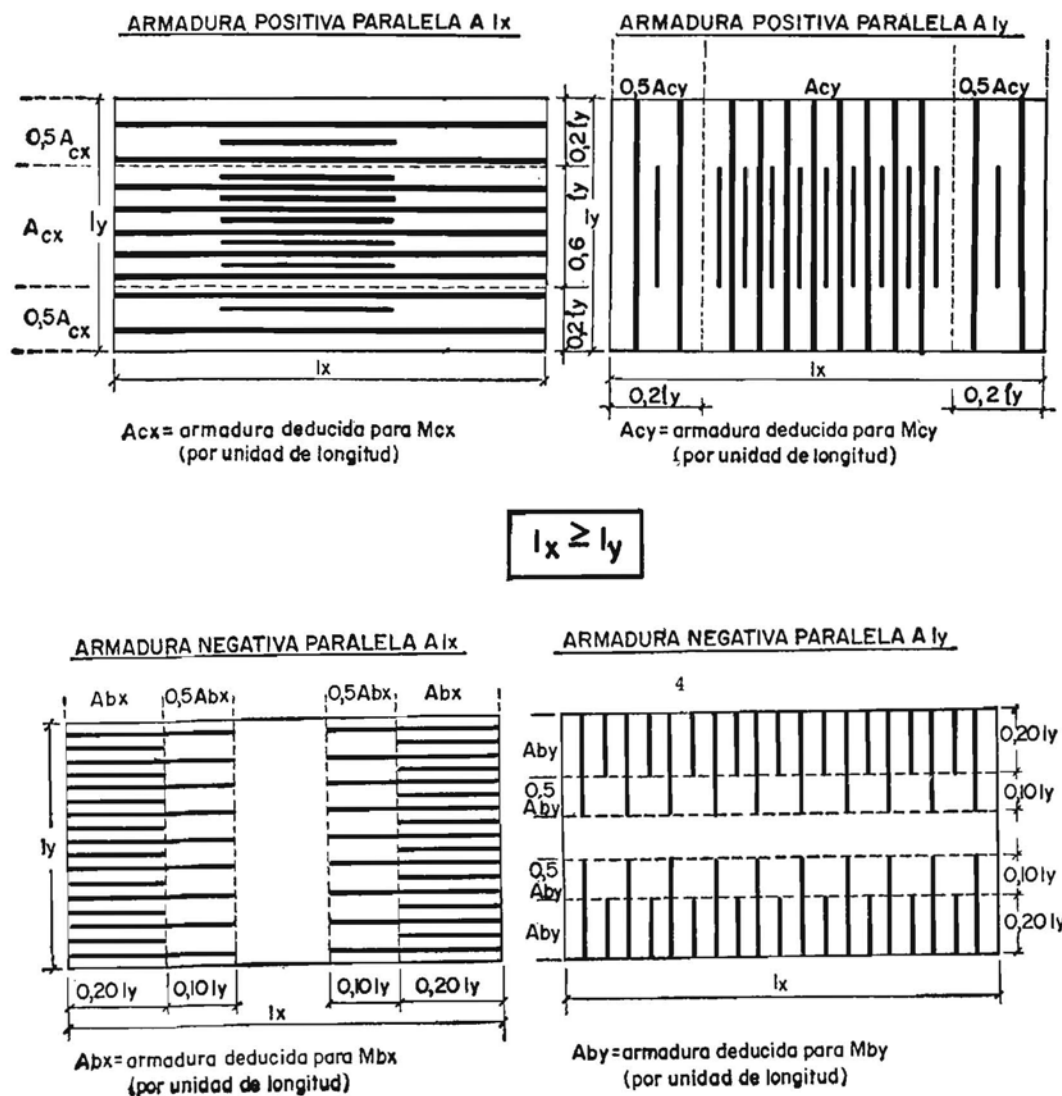


FIGURA 51.3

51.4. *Reacciones en los apoyos.*—Los valores que deben considerarse para las reacciones verticales, a lo largo de los bordes de apoyo de la placa, son los siguientes (ver figura 51.4).

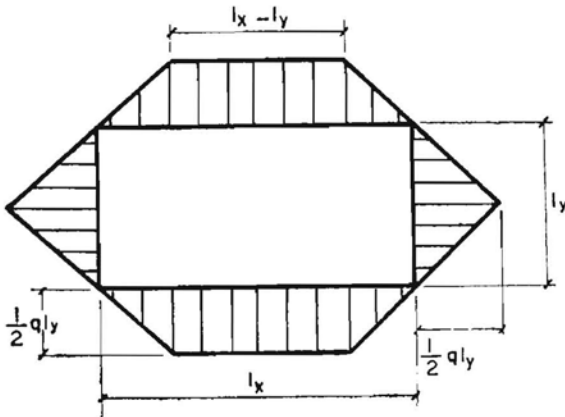


FIGURA 51.4

a) Sobre los lados menores de la placa se considerará una distribución triangular, definida por el valor máximo $\frac{1}{2} q \cdot l_y$ en el centro del lado y el valor cero en los extremos (vértices de la placa).

b) Sobre los lados mayores de la placa se considerará una distribución trapezoidal, definida por el valor máximo $\frac{1}{2} q \cdot l_y$, extendido en una zona de longitud igual a la diferencia entre los lados de la placa y simétricamente dispuesta respecto al centro del lado mayor considerado, y el valor cero en los extremos (vértices de la placa).

En la expresión del valor máximo $\frac{1}{2} q \cdot l_y$, citado, q es la carga total por unidad de superficie y l_y el lado menor de la placa.

Art. 52. PLACAS CONTINUAS SOBRE APOYOS AISLADOS.

52.1. *Campo de aplicación.*—Se refiere este artículo a las placas planas sin nervios, o nervadas 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, dispuestos en planta según los nudos de una malla ortogonal.

Para aplicar el método de cálculo del apartado 52.4 deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- a) En cada dirección habrá un mínimo de tres vados.
- b) En cada dirección la luz del vano menor no será inferior al 80 por 100 de la luz del vano mayor.

52.2. *Definiciones.*—Para la mejor comprensión de las disposiciones contenidas en el presente artículo se establecen las siguientes definiciones:

Capitel: Ensanchamiento del extremo superior de un soporte que sirve de unión entre éste y la placa. Puede no existir, y si existe puede llevar o no ábaco (ver figura 52.2.a).

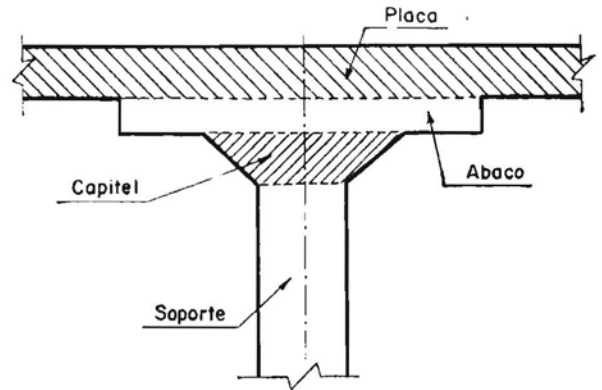
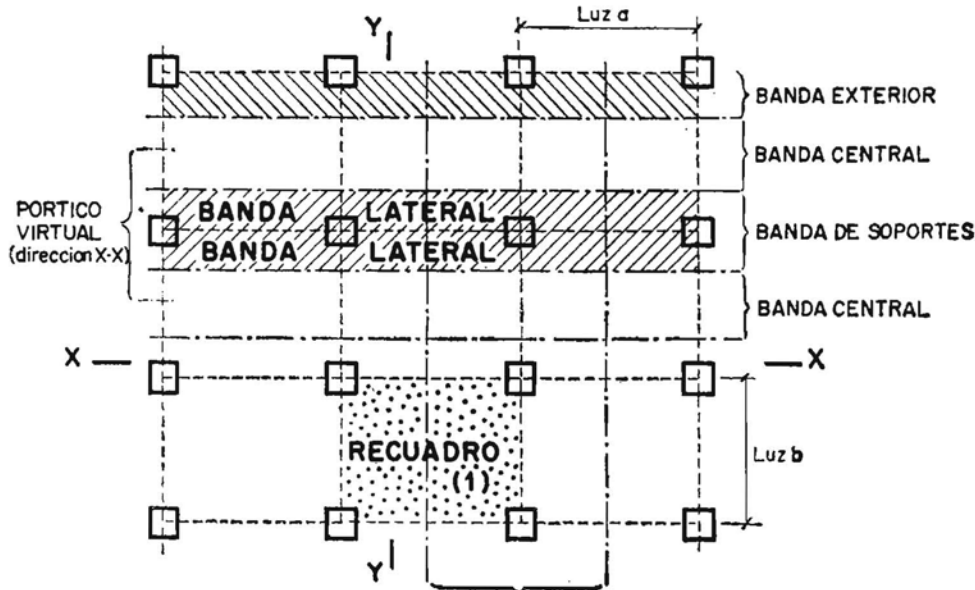


FIGURA 52.2a

Abaco: Zona de una placa alrededor de un soporte o de su capitel, que se regruesa (o maciza si se trata de placa aligerada). Puede no existir, y si existe puede ir acompañado o no de capitel (ver figura 52.2.a).



(1) En la dirección X-X el recuadro es interior.
En la dirección Y-Y el recuadro es exterior.

PORTICO VIRTUAL (Dirección Y-Y)

FIGURA 52.2b

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 (ver figura 52.2.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.

Luz: Distancia entre dos líneas paralelas y consecutivas de soportes; también cada una de las dimensiones a y b del recuadro.

Banda: Cada una de las franjas ideales, paralelas a la dirección del vano que se considera, en que se supone dividido un recuadro (o fila de recuadros) a los efectos de distribución de esfuerzos (ver figura 52.2.b). Se distinguen:

Banda central: Salvo en el caso de excepción indicado en el párrafo 2 del apartado 52.4 del presente artículo, esta banda comprende la mitad central del recuadro (o fila de recuadros).

Banda lateral: Salvo en el caso de excepción indicado en el párrafo 2 del apartado 52.4 del presente artículo, esta banda es la situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros), de anchura igual a 1/4 de la luz del vano perpendicular a la banda.

Banda de soportes: La formada por dos bandas laterales contiguas situadas a ambos lados de la línea que une los centros de una fila de soportes.

Banda exterior: Banda lateral de un recuadro exterior (o fila de recuadros) situada sobre la fila de soportes exteriores.

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 considerada; es decir, que dicha zona comprende una banda de soportes y dos semibandas centrales, una a cada lado (ver figura 52.2.b).

52.3. Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos:

A) Respecto al soporte: La menor dimensión de la sección transversal del soporte deberá ser igual o superior al mayor de los límites que a continuación se indican, para el caso que corresponda:

- a) En placas con ábacos:
 - veinticinco centímetros.
 - la suma de los espesores de la placa y el ábaco.
- b) En placas sin ábacos:
 - veinticinco centímetros.
 - el espesor de la placa.

B) Respecto al capitel: Los paramentos del capitel formarán con el eje del soporte un ángulo no superior a 45°. Si no se cumple esta condición no se considerarán como capitel, desde el punto de vista resistente, las zonas periféricas que queden por fuera del límite indicado (ver figura 52.3.a).

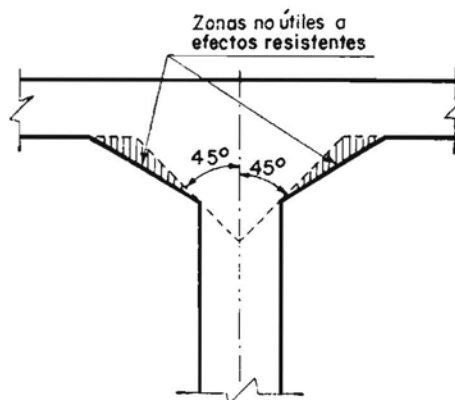


FIGURA 52.3a

C) Respecto al ábaco: En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos de los apoyos se considerará como espesor del ábaco (figura 52.3.b) el menor valor de los dos siguientes:

- a) El espesor real del ábaco.
- b) La cuarta parte de la distancia desde el borde del ábaco al del capitel, o al del propio soporte si no existe capitel.

D) Respecto a la placa: Si la placa va provista de ábacos que cumplen las dos condiciones siguientes:

- a) La longitud del ábaco en la dirección de cada vano es igual o superior al tercio de la luz l de ese vano.
- b) El espesor del ábaco es igual o superior a la cuarta parte del espesor de la placa.

El espesor de la placa deberá ser igual o superior a 1/40 y a 10 cm., siendo l la luz del vano menor.

Si la placa no va provista de ábacos, o si éstos no cumplen las dos condiciones anteriores, el espesor de la placa deberá ser igual o superior a 1/36 y a 12 cm., siendo l la luz del vano menor.

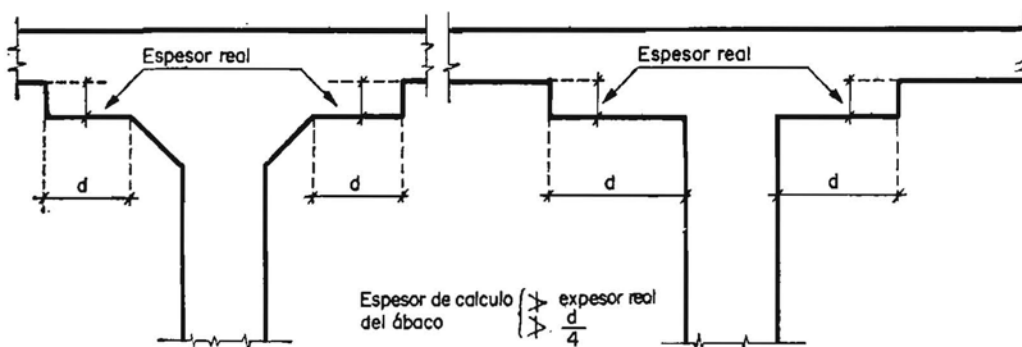


FIGURA 52.3b

52.4. Método de cálculo.—Las placas continuas sobre soportes aislados dispuestos en planta según los nudos de una malla ortogonal; que cumplan las condiciones de los apartados 52.1 y 52.3. pueden calcularse estudiando en cada una de las dos direcciones de la malla un pórtico virtual según el apartado 52.2. El pórtico que resulte en cada dirección se calculará para la totalidad de la carga y bajo la hipótesis que resulte más desfavorable.

Cuando la relación entre la máxima longitud a en la dirección del pórtico calculado y la máxima anchura b de la malla considerada sea menor o igual a 4/3 se obtendrán los momentos para las bandas centrales, las bandas de soportes y las bandas exteriores multiplicando los momentos obtenidos en dicho pórtico.

tanto para los apoyos como para los centros de vano por los correspondientes coeficientes de la tabla I para los distintos casos de recuadro interior o exterior.

Si la relación entre la longitud a y la anchura b del recuadro considerado es superior a 4/3, se tendrá en cuenta lo siguiente

1. Cuando se calcula en la dirección del lado mayor, los momentos resultantes se distribuirán entre las distintas bandas que constituyen el pórtico virtual, según las proporciones indicadas en la tabla II
2. Cuando se calcula en la dirección del lado menor, el recuadro se considera dividido en dos bandas laterales, cada

una de las cuales tiene una anchura igual a la cuarta parte del lado menor, y una central de anchura igual a la diferencia entre el lado mayor y la mitad del menor (figura 52.4). En el cálculo, la distribución de los momentos entre las bandas así definidas que constituyen el pórtico virtual se ejecutará según las proporciones indicadas en la tabla I anteriormente citada.

T A B L A I

Distribución, en tanto por ciento, de los momentos en apoyos y centro de los vanos, entre las bandas de cada uno de los pórticos.

[Aplicable cuando la relación entre la longitud a y la anchura b del recuadro es $\frac{a}{b} \leq \frac{4}{3}$ o cuando siendo $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ se trata del caso 2) del apartado 52.4.]

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momentos de vano	Momentos negativos		
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	60	76	80	60
Banda central	40	24	20	40
Banda exterior. Caso A	30	38	40	30
Banda exterior. Caso B	15	10	20	15

Caso A.—Placa apoyada en el borde sobre soportes sin vigas o con vigas de canto igual al de la placa.
Caso B.—Placa apoyada en el borde sobre muro de hormigón armado o sobre soportes con vigas de canto igual o superior a tres veces el de la placa.

T A B L A I I

Distribución, en tanto por ciento, de los momentos en apoyos y centro de los vanos, entre las bandas de cada uno de los pórticos.

[Aplicable cuando siendo la relación entre la longitud a y la anchura b del recuadro $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$, se trata del caso 1) del apartado 52.4.]

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momentos de vano	Momentos negativos		
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	50	66	73	50
Banda central	50	34	27	50
Banda exterior. Caso A	25	33	36	25
Banda exterior. Caso B	12	16	18	12

Caso A.—Placa apoyada en el borde sobre soportes sin vigas o con vigas de canto igual al de la placa.
Caso B.—Placa apoyada en el borde sobre muro de hormigón armado o sobre soportes con vigas de canto igual o superior a tres veces el de la placa.

52.5. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—En el caso de placas macizas de canto constante, la separación entre armaduras principales no será superior al doble del canto de la placa. Las armaduras de las bandas centrales, así como las correspondientes a las bandas de soportes en la zona de momentos flectores positivos, se distribuirán uniformemente a lo ancho de la banda.

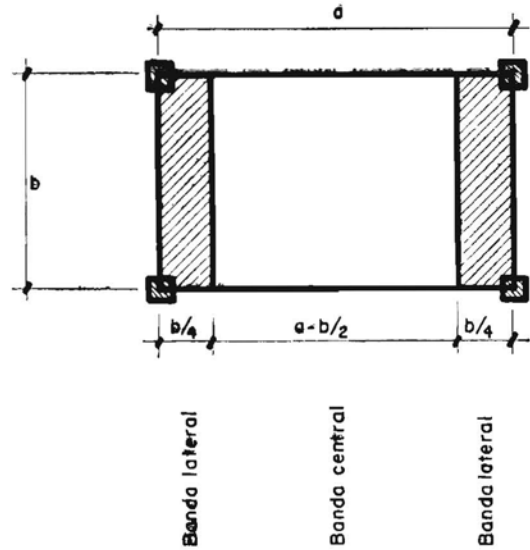


FIGURA 52.4

Las armaduras correspondientes a las bandas de soportes, en las zonas de momentos flectores negativos se distribuirán de acuerdo con las indicaciones siguientes:

- a) Un 60 por 100 de la armadura negativa necesaria se distribuirá de un modo aproximadamente uniforme en la banda.
- b) El 40 por 100 restante se distribuirá uniformemente en la zona correspondiente al ábaco (o al capitel si no existe ábaco) más dos veces el canto útil de la placa, a cada lado (ver figura 52.5.a).

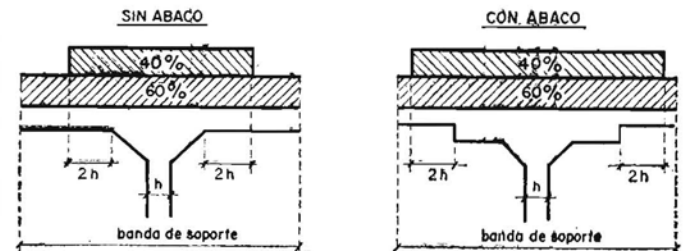


FIGURA 52.5a

En relación con las longitudes mínimas de las armaduras, deberán cumplirse los límites indicados en la figura 52.5.b.

52.6. *Comprobación a esfuerzo cortante.*—Se comprobará a esfuerzo cortante la sección constituida por el conjunto de secciones verticales situadas alrededor del soporte y concéntricas con él, a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa, contada a partir del borde del ábaco, si existe; del borde del capitel, si no existe ábaco, o del borde del soporte, si no existe ábaco ni capitel.

Art. 53. LÁMINAS.

53.1. *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, el cual está influido fundamentalmente por su forma geométrica, sus condiciones de borde y la naturaleza de la carga aplicada.

En general, las láminas se sustentan en alguno o en todos sus bordes sobre elementos de contorno a los que transmiten sus cargas. Estos elementos pueden ser vigas, arcos, placas, etc. Otras veces se disponen en las láminas nervios de borde o nervios interiores, cuya misión principal suele ser la rigidización de la superficie laminar, con objeto de evitar que las deformaciones locales alcancen un valor excesivo.

53.2. Principios de cálculo.—Para la determinación de esfuerzos y deformaciones, así como para el estudio de la estabilidad de las láminas, se recurrirá en general al cálculo elástico, 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, es decir, perfectamente homogéneo e isótropo.

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

En el dimensionamiento de láminas se establecerá la hipótesis de que el hormigón sólo resiste esfuerzos de compresión, debiendo los de tracción ser absorbidos totalmente por el acero.

En particular, para el dimensionamiento de los elementos de borde podrá considerarse que una zona contigua de la lámina forma parte del elemento, debiendo justificarse debidamente la amplitud adoptada para dicha zona. Las secciones resultantes de aplicar este criterio se dimensionarán para la sollicitación total existente, es decir, para la combinación de esfuerzos resultantes en la sección como perteneciente al elemento de borde, por una parte, y a la lámina, por otra.

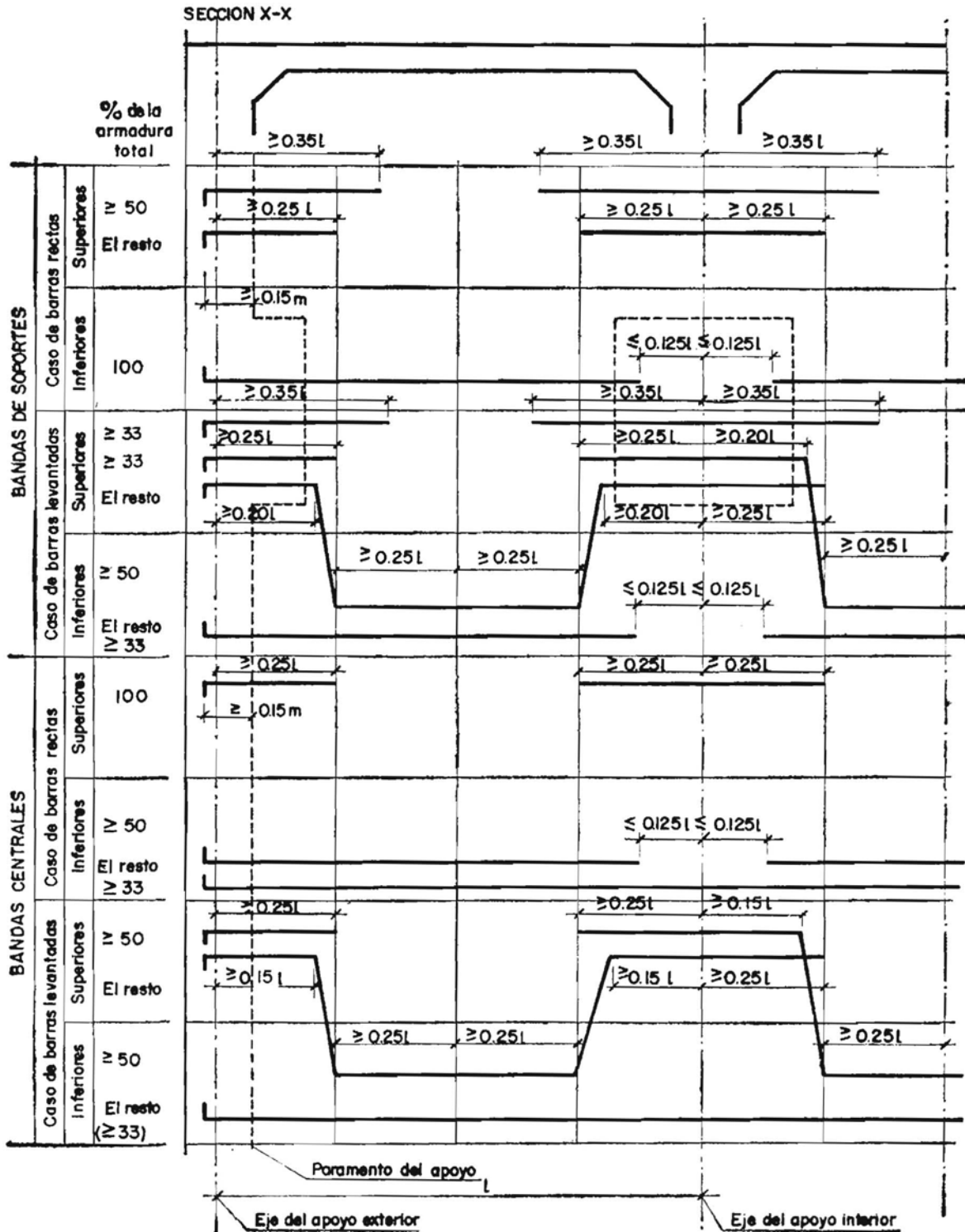


FIGURA 52.5 b

Cuando puedan tener consecuencias perjudiciales en el comportamiento de la lámina se considerarán las deformaciones elásticas y, en su caso, las debidas a la fluencia, variación de temperatura y retracción del hormigón. Generalmente, en el estudio de la estabilidad de las láminas es necesario tener en cuenta las deformaciones mencionadas, así como las eventuales variaciones de forma por inexactitudes durante la ejecución. El coeficiente de seguridad al pandeo no será en ningún caso menor de 4.

Si no se posee experiencia acerca del proyecto y ejecución de láminas análogas al caso que se estudia, si el desarrollo teórico de cálculo es propicio a la introducción de errores o si las hipótesis simplificadoras que necesariamente deben introducirse no están suficientemente sancionadas por la práctica, se recurrirá al estudio experimental en modelo reducido, recomendándose confiar la realización de dicho estudio a Centros u Organismos que posean la debida experiencia en este tipo de ensayos.

53.3. Disposiciones relativas al hormigón.—La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas estará comprendida entre 200 kg/cm² y 400 kg/cm².

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

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

admitiéndose rebajar dichos límites en el caso de pequeñas unidades laminares prefabricadas, si bien se recomienda no emplear nunca espesores menores de 3 cm.

La terminación del encofrado, la ejecución del hormigón, la puesta en obra del mismo y las operaciones de desencofrado se ajustarán a las más estrictas normas de buena práctica, debiendo evitarse todo movimiento accidental de la lámina encofrada durante la construcción.

53.4. Disposiciones relativas a las armaduras.—Las disposiciones que a continuación se incluyen tienen un carácter recomendativo:

a) En aquellas zonas de la lámina en que sean determinantes los esfuerzos membrana y salvo justificación especial, el trazado de las armaduras no deberá desviarse en más de 10° de la dirección de los esfuerzos principales de tracción.

b) Las armaduras de la lámina se colocarán en posición rigurosamente simétrica respecto a la superficie media de la misma.

c) La cuantía mecánica en cualquier sección de la lámina cumplirá la limitación:

$$\omega \leq 0,30 + \frac{50}{\sigma'_b}$$

en la que σ'_b es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en kg/cm².

d) Si el espesor de la lámina es igual o superior a 7 cm. se dispondrán, próximas a los paramentos y en posición simétrica respecto a la superficie media, dos mallas ordinarias formadas como mínimo por alambres Ø 8; a 30 cm. entre sí o dos mallas electrosoldadas de alambres Ø 5; a 20 cm. entre sí. Si el espesor de la lámina es inferior a 7 cm. podrán sustituirse las dos mallas mencionadas por una sola colocada en la superficie media.

En uno y otro caso, estas mallas podrán descontarse de las armaduras exigidas por el cálculo.

e) 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.

f) Los recubrimientos de las armaduras cumplirán las condiciones generales exigidas en el apartado 13.3 de esta Instrucción, admitiéndose reducirlos, para barras de Ø ≤ 14, a los valores siguientes:

- En paramento exterior con superficie protegida 1 cm.
- En paramento exterior con superficie no protegida. 1,5 cm.
- En paramento interior con ambiente seco 1 cm.

Art. 54. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS.

54.1. Esfuerzo longitudinal de compresión.—Cuando sobre la superficie B' de un macizo de apoyo o elemento análogo, de forma aproximadamente cúbica, actúa una carga repartida en una superficie B'₁ concéntrica con B' (figura 54.1.a), el cálculo a compresión de dicho elemento podrá realizarse con la carga mayorada suponiendo que la resistencia de cálculo σ'_b del hormigón alcanza un valor β veces superior al ordinario, con

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{B'}{B'_1}} \geq \gamma_b$$

siendo γ_b el coeficiente de minoración de la resistencia del

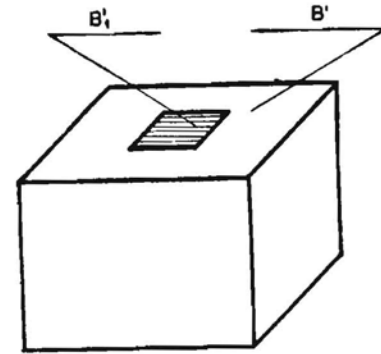


FIGURA 54.1a

hormigón. Las mismas hipótesis de cálculo son aplicables al caso de una pieza prismática de sección aproximadamente cuadrada, sobre la que actúa una carga repartida en una faja central. En este caso, el coeficiente β se tomará igual a:

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{b'}{b'_1}} \geq \gamma_b$$

siendo b' y b'₁ las anchuras de la sección total y de la faja cargada, respectivamente (figura 54.1.b).

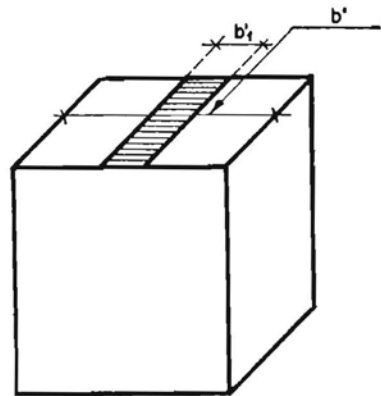


FIGURA 54.1b

54.2. Esfuerzo transversal de tracción.—Salvo estudio particular de la forma de distribución de las tensiones en el interior del macizo, podrá suponerse que el esfuerzo transversal de tracción producido cuando sobre dicho elemento actúa una carga repartida en una faja es igual a la cuarta parte del valor total de esa carga. Deberá disponerse, por tanto debajo de la carga, y próxima al paramento cargado, una armadura de tracción que absorba la totalidad de dicho esfuerzo, y, además, la correspondiente armadura de reparto.

Art. 55. ZAPATAS ARMADAS.

55.1. *Generalidades.*—En el dimensionamiento de zapatas y a los efectos de comprobación de que la carga unitaria sobre el terreno no supera la tensión admisible de éste, se considerará como carga actuante la transmitida por el soporte, más el peso propio de la zapata y el del terreno que descansa sobre ella; todas ellas sin mayorar.

Por el contrario, a los efectos de cálculo de solicitaciones actuando sobre la zapata, se considerará únicamente la reacción del terreno que corresponde a la carga mayorada transmitida por el soporte, sin incluir el peso propio de la zapata ni el del terreno que descansa sobre ella.

El cálculo de las zapatas se realizará, en general, considerando que trabajan como piezas en ménsula. Esta hipótesis es de obligada aplicación cuando se trate de zapatas flexibles, es decir, aquellas en las que su canto total h_t , medido en la sección de paramento del soporte, es menor a su vuelo v . En cambio, para aquellas zapatas en las que el vuelo v es inferior al canto total h_t (zapatas rígidas) puede admitirse el procedimiento simplificado de cálculo del apartado 55.3 de este artículo.

En todos los casos, el espesor de la zapata en cualquier sección de la misma no será inferior a 25 cm. si aquella descansa sobre el terreno, ni a 40 cm. si descansa sobre pilotes.

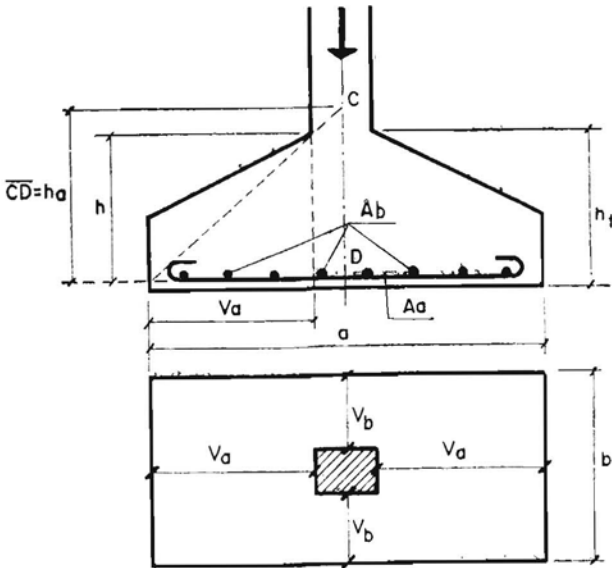


FIGURA 55.1

55.2. *Zapatas rectangulares flexibles.*—Estas zapatas se armarán paralelamente a los dos lados de su base, haciendo un cálculo por separado en cada dirección, de acuerdo con las prescripciones siguientes:

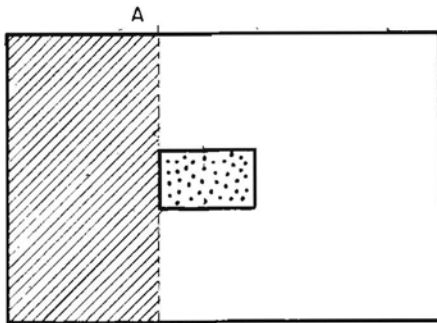


FIGURA 55.2a

a) El cálculo a flexión se realizará comprobando la sección AA coincidente con la cara del soporte, calculándose en la hipótesis de pieza en ménsula, bajo la carga correspondiente a la reacción del terreno sobre la zona rayada en la figura 55.2.a.

b) El cálculo a esfuerzo cortante se realizará comprobando la sección BB, situada a una distancia $h_t/2$ de la cara del soporte, bajo la carga correspondiente a la reacción del terreno sobre la zona rayada en la figura 55.2.b.

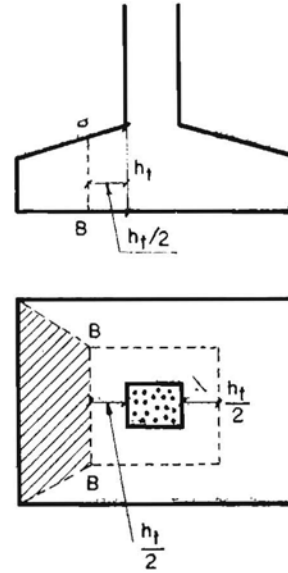


FIGURA 55.2b

La armadura A_a paralela al lado mayor, a , de la base de la zapata se distribuirá uniformemente. La armadura A_b paralela al lado menor, b , se colocará de forma que una parte

de ella igual a $\frac{2b}{a+b} \cdot A_b$ resulte uniformemente distribuida

en una banda central de anchura igual al lado menor, b , repartiendo uniformemente el resto en las dos bandas laterales resultantes (figura 55.2.c).

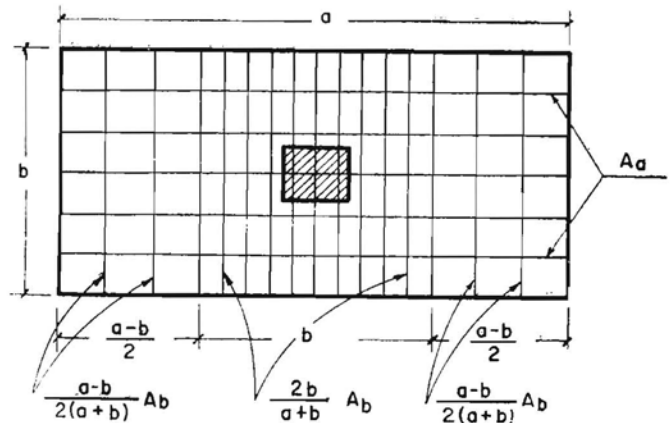


FIGURA 55.2c

55.3. *Zapatas rectangulares rígidas con carga centrada.*—En las zapatas aisladas se dispondrá, en cada una de las direcciones a y b , una armadura uniformemente distribuida, dada por las fórmulas:

$$A_a = \frac{P^* \cdot a}{8 \cdot h_a \cdot \sigma_a^*} \quad [1]$$

$$A_b = \frac{P^* \cdot b}{8 \cdot h_b \cdot \sigma_a^*} \quad [2]$$

en donde (ver figura 55.1):

- a, b = dimensiones de la base de la zapata.
- A_a = sección total de la armadura paralela al lado a .
- A_b = sección total de la armadura paralela al lado b .

h_a, h_b = distancia del punto C al plano de la armadura A_a o A_b respectivamente (ver figura 55.1) El punto C es la intersección del eje del soporte con la línea que une el punto teórico final de la armadura A_a o A_b , respectivamente, y el cuello de la zapata.

P^* = valor de cálculo de la carga transmitida por el soporte.

σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en tracción.

En las zapatas corridas, en las que la dimensión b es varias veces mayor que la dimensión a , se dispondrá una armadura principal A_a uniformemente distribuida, igual a la [1] anterior, y una armadura A_b de reparto, no inferior a la cuarta parte de la armadura principal.

Art. 56. VIGAS DE GRAN CANTO.

56.1. *Generalidades.*—A los efectos del presente artículo, se consideran como vigas de gran canto las vigas rectas de sección constante, solicitadas a flexión simple, cuyo canto es igual o superior a la mitad de su luz.

Las prescripciones incluidas en los apartados 56.2 y 56.3 siguientes son aplicables a las vigas de gran canto de uno o varios vanos que, estando dispuestos de forma que resulte impedido cualquier movimiento transversal de sus secciones de apoyo, aparecen solicitadas por una carga uniformemente repartida que actúa en su plano medio.

56.2. *Anchura mínima.*—La anchura b de las vigas de gran canto cumplirá la relación que corresponda de las dos siguientes:

$$b \geq \frac{l}{8} \sqrt{\frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_t}} \quad \text{si} \quad \frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_t} \leq \frac{1}{75}$$

$$b \leq \frac{l}{0,45} \frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_t} \quad \text{si} \quad \frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_t} \geq \frac{1}{75}$$

donde:

b = anchura o espesor de la viga.

h_t = canto total de la viga

l = luz entre ejes de apoyos.

q^* = valor de cálculo por unidad de longitud, de la carga uniformemente repartida.

σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón, en compresión.

En todo caso, la dimensión b deberá ser suficiente para poder alojar en su interior las armaduras necesarias, respetando las condiciones generales de fisuración y recubrimientos mínimos

56.3. *Cálculo y disposición de las armaduras.*—Las vigas de gran canto irán provistas de un sistema de armaduras horizontales principales (inferiores, A , y superiores, A') y otro de armaduras repartidas, compuesto este último por cercos verticales A_t y barras horizontales A_b distribuidas en las dos caras de la viga.

En el cálculo, y salvo estudio particular al efecto, pueden considerarse como solicitaciones actuantes sobre la viga las siguientes:

momento flector. $M^* = \frac{q^* \cdot l^2}{8}$

esfuerzo cortante: $T^* = \frac{q^* \cdot l}{2}$

a) Las armaduras principales inferiores, A , y superiores, A' , se calcularán por las fórmulas:

$$A = 0,7 \frac{M^*}{h_t \sigma_a^*} \left(1 + \frac{h_t}{l}\right) \quad \text{con } h_t > l, \text{ en todos los casos}$$

$$A' = 0,5 \frac{M^*}{h_t \sigma_a^*} \quad \text{si } h_t \leq l$$

$$A' = 2 \frac{M^*}{(1 + 3 h_t) \sigma_a^*} \quad \text{si } h_t > l$$

en donde σ_a^* es la resistencia de cálculo en tracción del acero.

En los casos de un solo vano con apoyos real o virtualmente libres se podrá prescindir de la armadura A' .

Se admite una reducción del 20 por 100 en la armadura A cuando se trata de los vanos interiores de una viga continua. En todos los casos, cada una de las dos armaduras principales A y A' se distribuirán en una altura igual al décimo del canto total de la viga.

El 80 por 100 de las barras que constituyen la armadura A se irá levantando gradualmente, de tal manera que los diferentes puntos de doblado disten del centro de la luz de la viga una magnitud variable entre 0,10 l y 0,40 l . En cualquier caso, esta armadura A estará constituida, como mínimo, por cinco barras.

b) Las armaduras repartidas horizontales A_b se calcularán por la fórmula:

$$A_b = 0,15 \frac{T^* \cdot l}{h_t \sigma_a^*} \quad \text{con } h_t > l$$

La sección total A_b así calculada se repartirá en ambas caras de la viga, debiendo disponerse las barras, cuando sea $h_t \leq l$, en la altura comprendida entre las armaduras principales A y A' . Si es $h_t > l$, la armadura A_b , que resulta entonces igual a $0,15 T^*/\sigma_a^*$ se colocará en una altura igual a l , y se dispondrá una armadura adicional igual a:

$$\frac{A_b}{2} \left(\frac{h_t}{l} - 1 \right)$$

sobre la altura restante, $h_t - l$.

c) Las armaduras verticales A_t se calcularán de acuerdo con el artículo 37 de esta Instrucción, es decir, que se dimensionará la viga frente al esfuerzo cortante T^* como si se tratase de una viga ordinaria. Pero se tendrá en cuenta que cuando es $h_t > l$ debe suponerse en el cálculo que la viga posee un canto ficticio igual a l .

(Continuará.)

MINISTERIO DE TRABAJO

ORDEN de 21 de noviembre de 1968 por la que se determinan las normas aplicables, transitoriamente, en el sistema especial del Régimen general de la Seguridad Social relativo al manipulado y envasado de frutos cítricos y se fija el canon que ha de regir para el mismo durante la campaña 1968-69.

Ilustrísimos señores:

La Ley de la Seguridad Social de 21 de abril de 1966 («Boletín Oficial del Estado» del 22 y 23) prevé la posibilidad de que se establezcan sistemas especiales dentro del Régimen general, exclusivamente en materia de encuadramiento, afiliación, forma de cotización y recaudación. La Orden de 28 de diciembre de 1966 («Boletín Oficial del Estado» del 30) señala en su capítulo V, en aplicación y desarrollo del aludido precepto legal, las normas generales de carácter reglamentario relativas a dichos sistemas, y en su disposición transitoria sexta prevé que en tanto se establezcan los mismos, con sujeción a la nueva regulación fijada en las normas citadas, seguirán en vigor los sistemas especiales actualmente existentes, que continuarán rigiéndose por sus disposiciones específicas, que se entenderán modificadas en cuanto sea necesario para acomodarse a la regulación del nuevo Régimen general de la Seguridad Social.

Entre tales sistemas especiales se encuentra el relativo al personal eventual empleado en el manipulado y envasado de frutos cítricos, que se ha venido rigiendo fundamentalmente por la Orden de 18 de noviembre de 1959 («Boletín Oficial del Estado» del 26), con las sustanciales modificaciones introducidas por la de 14 de octubre de 1963 («Boletín Oficial del Estado» de 2 de noviembre), para la campaña de 1963-1964 y cuya aplicación a las campañas siguientes ha venido siendo declarada por disposiciones posteriores. De conformidad con lo preceptuado en ambas Ordenes procede fijar el canon aplicable