

Real Decreto 805/1993, de 28 de Mayo, por el que se aprueba la "instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-93".

La "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-77)", fue aprobada por Real Decreto 1408/1977, de 18 de febrero. Con posterioridad, los Reales Decretos, 1789/1980, de 14 de abril, y 2695/1985, de 18 de diciembre, introdujeron modificaciones en la instrucción original.

La Comisión Permanente del Hormigón, de carácter interministerial, que fue creada al amparo del Decreto 2987/1968, de 20 de septiembre, y reestructurada conforme a lo dispuesto en el Real Decreto 1177/1992, de 2 de octubre, está encargada de la redacción y revisión de la mencionada Instrucción, y ha estimado necesario modificarla.

El objeto de la modificación es doble: por una parte, adecuar a los apartados que deben tener un tratamiento homogéneo con el que se les otorga en la Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-91), aprobada por el Real Decreto 1039/1991, de 28 de junio, y por otra parte, adaptar a la situación actual de la tecnología el contenido de otros apartados que así lo demandan, todo ello en base a la experiencia adquirida, a las observaciones que ha venido recibiendo y a los estudios que los grupos de trabajo, creados a tal efecto, han realizado.

En su virtud, a iniciativa de la Comisión Permanente del Hormigón, cumplidos los trámites previstos en el Real Decreto 568/1989, de 12 de mayo, por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas, con informe favorable de la Junta Consultiva de Contratación Administrativa, a propuesta del Ministro de Obras Públicas y Transporte y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día 28 de Mayo de 1993.

DISPONGO

Artículo 1º.- Se aprueba la "instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93) que figura como anejo al presente Real Decreto".

Artículo 2º.- El ámbito de aplicación de esta Instrucción comprende con carácter obligatorio todas las obras de hormigón pretensado, tanto de las Administraciones Públicas como las de carácter privado.

Disposición Transitoria primera.- Los proyectos aprobados por las Administraciones Públicas o visados por Colegios Profesionales antes de la fecha de entrada en vigor del presente Real Decreto, se regirán por la Instrucción vigente en el momento de la aprobación de aquellos y podrán servir de base a la ejecución de las obras correspondientes, siempre que éstas se inicien antes de un año a partir de la publicación de este Real Decreto.

Disposición transitoria segunda.- La ejecución de las obras comprendidas en la disposición transitoria anterior se realizará de acuerdo con la Instrucción vigente en el momento de la aprobación, pudiendo no obstante aplicar la nueva Instrucción en aquellos puntos que no impliquen modificación del proyecto o contrato.

Disposición transitoria tercera.- Si las obras no se iniciaran en el plazo fijado en la disposición transitoria primera sus proyectos deberán ser modificados de acuerdo con los preceptos de esta Instrucción.

Disposición transitoria cuarta.- Las obras que se encuentren iniciadas en la fecha de publicación de este Real Decreto se continuarán con arreglo a la Instrucción que les haya servido de base, salvo acuerdo entre las partes contratantes.

Disposición derogatoria única.- Quedan derogadas cuantas disposiciones de igual o menor rango se opongan al presente Real Decreto y, en particular, los Reales Decretos 1408/1977, de 18 de febrero, 1789/1980, de 14 de abril y 2695/1985, de 18 de Diciembre.

Disposición final única.- Este Real Decreto entrará en vigor a los dos meses de su publicación en el Boletín Oficial del Estado.

Dado en Madrid a 28 de Mayo de 1993

Juan Carlos R.

EL MINISTRO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES,
José Borrell Fontelles

CAPITULO I : INTRODUCCIÓN

Artículo 1º. Campo de aplicación de la Instrucción

La presente Instrucción es aplicable a las estructuras o elementos estructurales de hormigón pretensado, fabricados con materiales que cumplan las condiciones indicadas en la misma y en los que las acciones de pretensado se introduzcan mediante el empleo de armaduras activas de acero. Expresamente se excluyen del campo de aplicación de esta Instrucción:

- las estructuras realizadas con hormigones ligeros, pesados o refractarios;
- las que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70°C.;
- los elementos estructurales mixtos de hormigón pretensado y perfiles de acero y, en general, las estructuras mixtas de hormigón pretensado y otro material de distinta naturaleza, con función resistente.

Los forjados de hormigón pretensado se regirán por la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado (EF-88)", en aquello que les son específicos, debiendo cumplir por lo demás los preceptos de esta Instrucción.

Los productos de construcción (cementos, áridos, hormigones, armaduras, etc.) legalmente comercializados en otro Estado miembro de las Comunidades Europeas podrán ser utilizados en el marco de la presente Instrucción, aun cuando respondan a otras especificaciones técnicas, métodos de ensayo, etc., siempre que se cumplan las exigencias esenciales de seguridad de la Directiva 89/106/CEE cuya transposición se ha realizado en el Real Decreto 1630/1992, de 29 de Diciembre, por el que se dictan disposiciones para la libre circulación de productos de construcción.

El autor del proyecto y el Director de la Obra, están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente Instrucción, pero pueden, bajo su personal responsabilidad, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, etc., diferentes.

Comentarios

Las acciones de pretensado, según se indica en el artículo, se introducen mediante unas armaduras, constituidas por aceros de alta resistencia, que se denominan "armaduras activas" y que van asociadas a otras llamadas "pasivas" que son las armaduras habituales del hormigón armado.

Si para la introducción de las acciones de pretensado, se utilizan métodos especiales tales como cementos expansivos, gatos planos, descenso de apegos, etc., es decir, distinto de los indicados en el párrafo anterior, las prescripciones de la presente Instrucción no pueden ser aplicadas sin restricciones. Hay que tener presente que, en estos casos, tiene especial importancia la variación con el tiempo de los esfuerzos introducidos, habida cuenta de los efectos de retracción y fluencia del hormigón.

El Comité Eurointernacional del Hormigón define los hormigones estructurales por su densidad en:

Normales	Superior a 2.000 kg/m ³ . y hasta 2.800 kg/m ³ .
Ligeros	De 1.200 a 2.000 kg/m ³ .
Pesados	Superiores a 2.800 kg/m ³ .

Dado que las características de los hormigones ligeros, pesados y refractarios, son distintas de las de los hormigones normales, el empleo de los mismos requiere prescripciones específicas que deberán ser objeto de normativas especiales.

El efecto perjudicial de las temperaturas elevadas es, en general, más acusado en ambientes secos que en ambientes húmedos. El valor límite de setenta grados centígrados establecido por la Instrucción resulta, en todos los casos, suficientemente seguro. Si la temperatura excede de dicho límite, se deberá recurrir a la consulta de textos especializados y adoptar las medidas oportunas.

En obras especiales tales como reactores nucleares, "plataformas off shore", etc. se adoptarán además las medidas derivadas de

Hormigones Densidad

las características de la propia obra y de su utilización.

Los elementos estructurales mixtos exigen el empleo de técnicas especiales y métodos de

cálculo específicos. Por ello no se incluyen dichos elementos en el campo de aplicación de esta Instrucción.

Artículo 2º. Definiciones

Estructura o elemento de hormigón pretensado es aquel que se somete, antes de su puesta en servicio, a acciones de pretensado, permanentes y creadas artificialmente, que se componen con las acciones directas o indirectas que puedan actuar, originando estados tensionales y de deformación compatibles con los estados límites establecidos.

En el hormigón pretensado con armaduras pretesas, el hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras sobre una base fija. Cuando el hormigón ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se liberan las armaduras de sus anclajes provisionales y, por adherencia, se transmite al hormigón la fuerza previa introducida en dichas armaduras.

En el hormigón pretensado con armaduras postesas, se hormigona primero la pieza, disponiendo en ella conductos o vainas para alojar las armaduras activas, que se tesan y anclan cuando el hormigón ha adquirido la resistencia suficiente.

En cualquiera de los dos casos, se hablará siempre de piezas de hormigón pretensado. Y cuando se necesite o se desee aclarar cuál de los dos procedimientos descritos ha sido utilizado en su construcción se añadirá "con armaduras pretesas" en el primero y "con armaduras postesas" en el segundo.

Los términos y vocablos de significación dudosa o poco conocida que aparecen a lo largo de la Instrucción, se interpretarán con el significado que se les asigna en el Anejo 2.

Comentarios

No debe, por tanto, como con frecuencia ocurre, utilizarse la expresión "hormigón pretensado" para designar únicamente los hormigón postesado ni hormigón postensado.

elementos contruidos por el primer procedimiento. En ningún caso es correcto utilizar las expresiones hormigón pretesado, El verbo "tesar" (poner en tracción), sus adjetivos "teso" y "tesa" y las voces derivadas sólo son aplicables a las armaduras.

Artículo 3º. Estados límites

3.1. Generalidades

Se denomina "estado límite" a cualquier situación que, al ser alcanzada por una estructura o parte de ella, la pone fuera de servicio, es decir, en condiciones tales que deja de cumplir algunas de las funciones para las que fue proyectada.

Los estados límites se clasifican en dos categorías:

- a) estados límites últimos, que corresponden al colapso total o parcial de la estructura; y
- b) estados límites de utilización (o de servicio), que vienen definidos por los requisitos funcionales y de durabilidad que deba cumplir la obra en servicio.

En general, los estados límites últimos son los mismos para todos los tipos de estructuras y materiales. Mientras que por el contrario, los estados límites de utilización difieren, en general, según el tipo de estructura y material, siendo específicos del hormigón los que se relacionan con el fenómeno de fisuración.

Comentarios

Como ejemplos de estados límites últimos pueden citarse: pérdida de equilibrio, rotura de secciones, pandeo, etc.

Como ejemplos de estados límites de utilización pueden citarse: deformaciones

3.2. Estados límites de utilización peculiares del hormigón pretensado

La posibilidad de controlar la eventual fisuración del hormigón, característica fundamental del pretensado, permite distinguir en las estructuras pretensadas, los siguientes estados límites de utilización:

- estado límite de descompresión, caracterizado por la reducción a valor nulo de las compresiones en las fibras extremas de una sección.
- estado límite de aparición de fisuras, caracterizado por el hecho de alcanzar la deformación de rotura por tracción en una de las fibras extremas de una sección.
- estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentre.

Artículo 4º. Clasificación de las estructuradas pretensadas, según su utilización

Los elementos estructurales pretensados, con arreglo a los requisitos funcionales y de durabilidad que deban cumplir, pueden agruparse en tres clases, cada una de las cuales viene caracterizada por determinadas condiciones relativas a los tres estados límites de utilización definidos en el artículo anterior.

Clase I - Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización exigen ausencia de fisuración.

Clase II - Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir un cierto riesgo de fisuración en determinadas condiciones.

Clase III - Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir una fisuración de amplitud controlada.

A falta de disposiciones generales o particulares que fijen la clase en que deba proyectarse un elemento estructural, se justificará en la Memoria la clase que se adopta.

Comentarios

En general, hay algunos tipos de estructuras que pueden considerarse propios de cada una de las tres clases mencionadas en el artículo que se comenta. Como ejemplos pueden citarse, en la Clase I, las obras situadas en ambientes muy agresivos; las sometidas a cargas dinámicas de considerable magnitud; las sometidas a cargas alternativas capaces de originar fenómenos de fatiga, y aquéllas en las que la impermeabilidad se confíe al hormigón. En la Clase II aquellas estructuras

situadas a la intemperie, en las que las sobrecargas capaces de producir la fisuración actúan con poca frecuencia y durante breves periodos, de tal forma que dicha fisuración sólo tiene un carácter transitorio y de escasa ocurrencia. Y en la Clase III, en general, las estructuras no sometidas a ambientes agresivos.

La comprobación de una Clase superior exime de la comprobación de las clases inferiores.

Artículo 5º. Unidades, convención de signos y notación

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

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

En el Anejo 1 se incluye la notación más frecuentemente utilizada en esta Instrucción.

Comentarios

El sistema de unidades mencionado en el artículo, es el "Sistema Internacional de Unidades de Medida, S.I. " declarado de uso legal en España.

La correspondencia entre las unidades del Sistema Internacional S.I. y las del sistema Metro - Kilopondio - Segundo es la siguiente:

a) Newton - Kilopondio

1 N = 0,102 kp. \simeq 0,1 kp.

e inversamente

1 kp. = 9,8N. \simeq 10N.

b) Newton por milímetro cuadrado - Kilopondio por centímetro cuadrado

1 N/mm². = 10,2 kp/cm². \simeq 10 kp/cm²

e inversamente

1 kp/cm². = 0, 098 N/mm². \simeq 0,1 N/mm².

Las unidades prácticas recomendadas en el sistema S.I. son las siguientes:

para resistencias y tensiones:

N/mm². = Mpa.

para fuerzas:

kN.

para fuerzas por unidad de longitud:

kN/m.

para fuerzas por unidad de superficie:

kN/m².

para fuerzas por unidad de volumen:

kN/m³

para momentos:

kN. m.

Artículo 6° . Documentos del proyecto

6.1. Generalidades

En las obras que contrate o ejecute el Estado o sus Organismos Autónomos se estará a lo dispuesto en el texto articulado de la Ley de Contratos del Estado, en el Reglamento General de Contratación del Estado y en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la Contratación de obras del Estado, vigentes.

Todo proyecto comprenderá:

- Memoria, que considerará las necesidades que deberán satisfacerse y los factores de todo orden que haya que tener en cuenta.
- Planos, de conjunto y detalle necesarios para que la obra quede perfectamente definida.
- Pliego de prescripciones técnicas particulares, donde se hará la descripción de las obras y se regulará su ejecución.
- Presupuesto, integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios descompuestos, estados de cubicaciones o mediciones y los detalles precisos para su valoración.
- Programa del posible desarrollo de los trabajos, en tiempo y coste óptimo, de carácter indicativo, en los casos en que sea necesario.

En los casos de proyectos de "Obras de reparación menores" y de "Obras de conservación", el proyectista podrá simplificar los documentos relacionados tanto en su número como en su contenido, siempre que la obra quede totalmente definida y justificada en todas sus partes y en su valor. En todos los casos los distintos documentos que en su conjunto constituyan un Anteproyecto, Estudio o Proyecto de cualquier clase deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo competente distinto del autor de aquél, pueda interpretar o dirigir con arreglo al mismo los trabajos correspondientes.

Comentarios

La calidad de la obra depende en primer lugar de la calidad del proyecto. Por ello, se recomienda que éste sea supervisado por un

técnico distinto del autor que lo realizó, como es el caso de las Oficinas de Supervisión de Proyectos de los Organismos.

6.2. Memoria

6. 2.1. Normas generales

Serán factores que habrá que considerar en la memoria, los sociales, económicos y estéticos, así como las justificaciones de la solución adoptada, en sus aspectos técnico y económico y de las características de todas y cada una de las obras proyectadas. Se indicarán en ella los datos previos, clase adoptada para los distintos elementos (Art. 4º), métodos de cálculo, niveles de control previstos y ensayos efectuados, cuyos detalles y desarrollo se incluirán en anejos especiales. También figurarán en otros anejos: el estudio del terreno de cimentación, los materiales y los ensayos realizados con los mismos, la justificación del cálculo y los precios adoptados, las bases fijadas para la valoración de las unidades de obra y de las partidas alzadas propuestas, el presupuesto de las obras y el importe previsible de las expropiaciones necesarias y de restablecimiento de servicio y servidumbres afectados, en su caso.

6.2.2. Anejo de cálculo

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

Su presentación debe ser tal, que los cálculos puedan reproducirse por terceros. A tal efecto se incluirá:

- a) Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real, para transformarla en una ideal de cálculo, que se describirá detalladamente, indicando el tipo estructural adoptado para el conjunto y sus partes, incluyendo dimensiones, características mecánicas de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.
- b) Las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula mediante las oportunas referencias a los planos o a los croquis suplementarios.
- c) Las características resistentes y de deformación supuestas para los materiales de la estructura y, en su caso, para el terreno que la sustenta.
- d) Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad a tener en cuenta en cada caso.
- e) El tipo de análisis efectuado. En particular, se precisará si es estático o dinámico, lineal o no lineal, así como el tipo de discretización efectuado en la estructura (barras, elementos finitos, bandas finitas, etc.).

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

Cuando los cálculos sean complementados por estudios experimentales sobre modelo, deberán realizarse con técnicas apropiadas y por personal especializado. En este caso, se detallarán dichos estudios en un apartado del Anejo de Cálculo.

Comentarios

Se recomienda utilizar dibujos, siempre que sea conveniente para aclarar la descripción de la estructura.

Entre las características de los materiales pueden citarse los diagramas tensión-deformación, módulos de elasticidad, resistencias, tensiones admisibles,

coeficientes de retracción, fluencia y térmicos, y en su caso, tensión admisible del terreno.

Los niveles de control elegidos están asociados al valor de los coeficientes de seguridad asignados, por lo que deben cuidarse su adopción y viabilidad.

6.2.3. Cálculos en ordenador

6.2.3.1. Utilización de programas

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

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

Comentarios

Debe tenerse presente que el autor del proyecto es, en todo caso, responsable de los cálculos efectuados en ordenador, por lo que deberá poner especial cuidado en el control de los mismos.

En particular se llama la atención sobre el problema que entraña el uso de programas integrados, no suficientemente transparentes, para el proyecto automático de estructuras.

No es aconsejable el uso de programas sin contar con una documentación de los mismos, que defina como mínimo:

- *Título, versión y fecha de la misma.*
- *Nombre y titulación del autor o autores.*
- *Nombre y razón social de la organización distribuidora.*
- *Ejemplos de estructuras resueltas.*

Es importante contar con una asistencia técnica por parte del autor o del distribuidor del programa, que garantice la eliminación de errores o defectos de funcionamiento.

6.2.3.2. Presentación de datos y resultados

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

El listado de resultados contendrá lo necesario para describir el estado tenso-deformacional de la estructura, incluyendo:

- Componentes de los desplazamientos, referidos a ejes generales, en un número de puntos suficientes para caracterizar la configuración deformada.
- Componentes de esfuerzos en un número de puntos suficientes para permitir el diseño de cada elemento.
- Componentes de las reacciones de apoyo.

Comentarios

Es conveniente incluir dibujos de la estructura considerada, de las acciones a las que está sometida y de los diagramas de esfuerzos resultantes, a ser posible realizados por el mismo programa.

Es conveniente que todos los listados de resultados en forma tabular, lleven en su encabezamiento la notación y unidades para cada magnitud considerada, y que el mismo encabezamiento se repita en cada página distinta.

6.3. Planos

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

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

Deberán poder efectuarse salvo en casos especiales las mediciones de todos los elementos sin utilizar más dimensiones que las acotadas. En particular, de no incluirse despiece detallado de las armaduras, deberán poder deducirse directamente de los planos todas las dimensiones

geométricas de las mismas, mediante las oportunas notas o especificaciones complementarias que las definan inequívocamente.

Contendrán, en su caso, detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo o de enlace.

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

Por último, en cada plano figurará, en la zona inferior derecha del mismo un cuadro con las características resistentes del hormigón, y de los aceros empleados en los elementos que este plano define, así como los niveles de control previstos y el programa de tesado (véase 20.7.2. Programa de tesado).

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

Comentarios

Las prescripciones incluidas acerca de la unidad en que deben expresarse las cotas, tienden a facilitar la rápida comprensión de los planos, así como a simplificar el trabajo de delineación, ya que permiten prescindir de las indicaciones m, cm, etc.

Cuando se deba acotar un número exacto de metros deberá escribirse, de acuerdo con lo prescrito en el apartado que se comenta, la cifra correspondiente seguida de coma y dos ceros.

6.4. Pliego de Prescripciones técnicas Particulares

A los efectos de regular la ejecución de las obras, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares deberá consignar expresamente o por referencia a los pliegos de prescripciones técnicas generales que resulten de aplicación, las características que hayan de reunir los materiales que se vayan a emplear, especificando, si se juzga oportuno, la procedencia de los materiales naturales, cuando ésta defina una característica de los mismos, y ensayos a que deben someterse para comprobación de las condiciones que han de cumplir; las normas para elaboración de las distintas unidades de obra las instalaciones que hayan de exigirse; las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; y los niveles de control exigidos para los materiales y ejecución. En ningún caso contendrán estos pliegos declaraciones o cláusulas de carácter económico que deban figurar en el Pliego de Cláusulas Administrativas. En cualquier caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá, específicamente, los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse en obra:

- Tipo, clase y características especiales, en su caso, del cemento.
- Tipos de acero, tanto para armaduras activas como pasivas.
- Resistencia especificada para el hormigón.

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

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

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

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

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

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

Comentarios

En cuanto a las prescripciones técnicas de ejecución 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.

Las tolerancias dimensionales deberán ser compatibles con las condiciones de ejecución previstas.

Con respecto a las decisiones derivadas del control de resistencia del hormigón (véase 66.4), en el Pliego de Cláusulas Administrativas Particulares o en el Pliego de Condiciones de cada obra cuando no exista aquél, se pueden especificar posibles penalizaciones económicas, en particular para el caso en que resulte

$$f_{ck} > f_{est} \geq 0,9f_{ck}$$

6.5. Presupuesto

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

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

Se considerarán costes directos:

- La mano de obra, con sus pluses y cargas y seguros sociales, que interviene directamente en la ejecución de la unidad de obra.
- Los materiales, a los precios resultantes a pie de obra, que queden integrados en la unidad de que se trate o que sean necesarios para su ejecución.
- Los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tengan lugar por el accionamiento o funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra.
- Los gastos de amortización y conservación de la maquinaria e instalaciones anteriormente citadas.

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

En particular deberá figurar de forma explícita el coste del control, obtenido de acuerdo con los niveles adoptados para el mismo.

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

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

Comentarios

Se recomienda realizar las mediciones expresando: las excavaciones y rellenos, en metros cúbicos; los encofrados en metros cuadrados; los hormigones en metros cúbicos; las armaduras activas y pasivas en kilogramos y, en la unidad que convenga, los anclajes, vainas, lechadas de inyección y demás unidades específicas de la técnica del pretensado, así como las cimbras o elementos auxiliares que se requieran, de acuerdo con el proceso de construcción previsto.

El incluir por separado y con sus precios independientes, el hormigón, el acero, las excavaciones y las cimbras, permite darse

cuenta de la importancia relativa del coste de cada uno de estos elementos; y sobre todo, permite valorar justamente cualquier modificación que pueda introducirse después en los volúmenes de las distintas unidades de obra.

Siempre que la legislación aplicable lo permita, conviene que el coste del control figure separadamente en el presupuesto. Si se recurre a un organismo de control, la selección del mismo debe efectuarse con el acuerdo del Director de la Obra. Se recomienda que el abono del control no se efectúe a través del constructor.

6.6. Programa de trabajo

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

6.7. Modificaciones del proyecto

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

Comentarios

Siempre que se haga una modificación sobre un plano, deberá estamparse la mención ANULADO en las copias anteriores, anotando en el plano rectificado la fecha de su expedición y la referencia del mismo.

Se conservará una copia, al menos, de cada uno de los sucesivos planos; pero en obra, para evitar confusiones, se retirarán o, mejor aún, se destruirán las copias afectadas por la modificación y que quedan sustituidas por los planos rectificados.

6.8. Aplicación preferente de la legislación de contratos del Estado

En caso de presentarse en el futuro cualquier conflicto o dificultad motivado por diferencias o posibles discrepancias entre los textos de la vigente legislación de contratos del Estado y el de la Instrucción, que puedan dar lugar a interpretaciones distintas o a colisión de disposiciones, se entenderá que prevalece siempre el texto de la referida legislación de contratos.

6.9. Documentación final de la obra

El Director de la Obra entregará, al menos, a la Propiedad en el momento de finalizar la misma, una Memoria que recoja las incidencias principales de su ejecución, una colección de Planos que reflejen el estado final de la obra tal como ha sido construida así como una demostración

documental de que se han cumplido las especificaciones que se prescriben en el Título 3 "Del Control de esta Instrucción".

TITULO 1º. DE LOS MATERIALES Y EJECUCIÓN

CAPITULO II : MATERIALES

Artículo 7º. Cementos

7.1. Cementos utilizables

El cemento utilizado será capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que al mismo se exigen en el Artículo 11º.

Podrá utilizarse cualquier cemento de los tipos I-O, I, II, II-S, II-Z, II-C, II-F y IV, definidos en el vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos, siempre que tengan un contenido mínimo de clinker del 75%, y su clase no sea inferior a 35 y en el caso de los tipos 11, II-S, II-C y IV el contenido en sulfuros (S=) no sea superior a 0,2 por 100 en peso.

A la entrega del suministro se acompañará un albarán con los datos que figuran en el apartado 5.2.1. "albarán y hoja de características" del vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos, incluyendo en dicha hoja el contenido de sulfuros.

Cuando el cemento se utilice como producto de inyección se tendrá en cuenta lo prescrito en 17.2.

Comentarios

En tanto no existan unas especificaciones vinculantes en el ámbito de la Comunidad Europea el articulado exige al cemento que cumpla la Reglamentación Española.

La constatación del cumplimiento del nivel de seguridad equivalente por parte de los cementos procedentes de un Estado miembro de la Comunidad Económica Europea, se comprobará según lo dispuesto en la Reglamentación en materia de normalización y homologación de cementos.

Se recomienda, siempre que sea posible, el empleo de cemento de la clase 45. Con independencia de las limitaciones que figuran en el vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de

Cementos para el contenido máximo de cloruros (Cl) g el 0,2 por 100 máximo de sulfuros que figura en el articulado, se tendrá en cuenta L prescrito en 11.1.

La presencia de sulfuros en el cemento puede contribuir, en circunstancias especiales y no fácilmente previsibles, a la fragilización por hidrógeno de las armaduras de pretensado.

En general, y de un modo especial en el caso de que vaya a utilizarse en la construcción de elementos prefabricados, resulta conveniente que el cemento posea las características adecuadas para que pueda ser sometido a tratamiento higrotérmico, u otro análogo, con el fin de conseguir un rápido fraguado y su endurecimiento.

7.2. Suministro y almacenamiento

El cemento no llegará a obra excesivamente caliente. Se recomienda que, si su manipulación se va a realizar por medios mecánicos, su temperatura no exceda de setenta grados centígrados; y si se va a realizar a mano, no exceda del mayor de los dos límites siguientes:

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

De no cumplirse los límites citados, deberá comprobarse, con anterioridad al empleo del cemento, que éste no presenta tendencia a experimentar falso fraguado.

Cuando el suministro se realice en sacos, el cemento se recibirá en obra en los mismos envases cerrados en que fue 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 del 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 cemento en el momento de su utilización vendrá dada por los resultados que se obtengan al determinar, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 64º la resistencia mecánica a veintiocho días del hormigón con él fabricado.

Comentarios

Aun en los casos en que las condiciones de conservación sean excelentes, un período de almacenamiento prolongado suele originar caídas de resistencia en el cemento, así como un aumento del tiempo de fraguado; de ahí los ensayos que se prescriben.

Si los resultados del ensayo de fraguado son compatibles con las condiciones particulares de la obra (lo que puede no ocurrir si son de tener heladas, por ejemplo), podrá seguir utilizándose el cemento con tal de que sea posible compensar su caída de resistencia con una dosificación más rica de conglomerantes en el hormigón. Este aumento de dosificación, no obstante, vendrá limitado por la cifra máxima de 400 kg/m³. prescrita con carácter general en el Artículo

21º, o eventualmente, por otra más estricta que pueda figurar en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Para establecer la nueva dosificación, resultan muy útiles los resultados de los ensayos de resistencia prescritos ya que, en general, el porcentaje de caída de resistencia del cemento a veintiocho días es aproximadamente el mismo que a siete días.

De esta manera podrá conseguirse, en muchos casos, que la resistencia del hormigón continúe siendo adecuada; lo cual constituye, en definitiva, el elemento de juicio determinante para dar o no validez al empleo del cemento en cuestión.

Artículo 8º. 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.

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

- exponente de hidrógeno pH (UNE 7234) ≥ 5
- sustancias disueltas (UNE 7130) ≤ 15 gramos por litro
15.000 p.p.m
- sulfatos, expresados en SO₄=(UNE 7131)
..... excepto para el cemento SR en que se
..... eleva este límite a 5 gramos por litro
..... 5.000 p.p.m) ≤ 1 gramo por litro (1000 p.p.m)
- ion cloro, Cl (UNE 7178) $< 0,25$ gramos por litro (250 p.p.m)
- hidratos de carbono (UNE 7132) 0
- sustancias orgánicas solubles en
..... éter (UNE 7235) ≤ 15 gramos por litro
(15.000 p.p.m)

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

Expresamente se prohíbe el empleo de agua de mar.

Con respecto al contenido de ion cloro, se tendrá en cuenta lo previsto en 11.1.

Comentarios

Resulta más perjudicial para el hormigón, utilizar aguas no adecuadas en su curado que en su amasado.

Está comprobado que la utilización del agua de mar reduce la resistencia del hormigón (en un quince por ciento, aproximadamente) .

La limitación del contenido máximo de cloruros expresados en ión cloro es una medida preventiva contra posibles acciones corrosivas sobre las armaduras, que pueden producir mermas en la sección de éstas, fisuraciones y disminución de adherencia.

En las sustancias orgánicas solubles en éter quedan incluidos no sólo los aceites y las grasas de cualquier origen, sino también otras sustancias que puedan afectar desfavorablemente al fraguado y al endurecimiento hidráulico.

En obras ubicadas en ambientes muy secos, que favorecen la posible presencia de fenómenos expansivos de cristalización, resulta recomendable restringir aún más la limitación relativa a sustancias solubles.

Artículo 9° . Áridos

9.1. Generalidades

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

Como áridos para la fabricación de hormigones pueden emplearse arenas y gravas existentes en yacimientos naturales, rocas machacadas o escorias siderúrgicas apropiadas, así como otros productos cuyo empleo se encuentre sancionado por la práctica o resulte aconsejable como consecuencia de estudios realizados en laboratorio. En cualquier caso se cumplirán las condiciones de 9.3.

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

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

Se prohíbe el empleo de áridos que contengan sulfuros oxidables.

Se entiende por "arena" o "árido fino", el árido o fracción del mismo que pasa por un tamiz de 5 mm de luz malla (tamiz 5 UNE 7.050); 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 si o por mezcla, posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere.

Los áridos deberán llegar a obra manteniendo las características granulométricas de cada una de sus fracciones.

Comentarios

Los áridos no deben ser activos frente al cemento, ni deben descomponerse por los agentes exteriores a que estarán sometidos en obra. Por tanto, no deben emplearse áridos tales como los procedentes de rocas blandas, friables, porosas, etc., ni los que contengan nódulos de yeso, compuestos ferrosos, sulfuros oxidables, etc.

Entre los ensayos que se pueden realizar con los áridos, hay algunos de interés general; por ejemplo, el utilizado para determinar el contenido en materia orgánica, ya que ésta es siempre perjudicial para el fraguado y endurecimiento del hormigón.

En otros ensayos, el resultado es verdaderamente interesante sólo en un cierto número de casos, ya que su finalidad consiste

en dar un índice de comportamiento del material en circunstancias que, a pesar de ser relativamente frecuentes, no son comunes a todas las obras. Esto ocurre con la determinación de la pérdida de peso en solución de sulfato sódico o magnésico, cuyo principal objeto es conocer la resistencia, frente a la helada, del árido empleado en el hormigón.

Los sulfuros oxidables (por ejemplo, pirrotina, marcasita y algunas formas de pirita), aun en pequeña cantidad, resultan muy peligrosos para el hormigón, pues por oxidación y posterior hidratación se transforman en ácido sulfúrico y óxido de hierro hidratado, con gran aumento de volumen.

Ciertos tipos de rocas de naturaleza silicea (por ejemplo, ópalo, dacitas, etc.) así como otras que contienen sustancias carbonatadas magnesianas (por ejemplo, dolomitas), pueden provocar fenómenos fuertemente expansivos en el hormigón en ciertas condiciones higrotérmicas y en presencia de los álcalis provenientes de los componentes del hormigón (reacción álcali-árido). Otros tipos de reacciones nocivas pueden presentarse entre el hidróxido cálcico liberado durante la hidratación del cemento y áridos que provienen de ciertas rocas magmáticas o metamórficas, en función de su naturaleza y estado de alteración. Por ello, cuando no exista experiencia de uso, se prescribe la realización de ensayos de identificación en un laboratorio especializado.

9.2. Tamaños del árido

Se denomina tamaño máximo de un árido la mínima abertura de tamiz UNE 7.050 por el que pase más del 90% en peso, cuando además pase el total por el tamiz de abertura doble. Se denomina tamaño mínimo de un árido, la máxima abertura de tamiz UNE 7.050 por el que pase menos del 10% en peso.

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

- 0,8 de la distancia horizontal libre entre vainas o armaduras que no formen grupo, o entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo mayor de 45° con la dirección de hormigonado.
- 1,30 de la distancia entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo no mayor de 45° con la dirección de hormigonado.
- 0,25 de la dimensión mínima de la pieza, excepto en los casos siguientes: 0,33 de la anchura libre de los nervios de los forjados y otros elementos de pequeño espesor que se justifique. 0,5 del espesor mínimo de la losa superior de los forjados.

Comentarios

Las piezas de ejecución muy cuidada (caso de prefabricación en taller) y aquellos elementos en los que el efecto pared del encofrado sea reducido (forjados que se encofran por una sola cara) constituyen dos ejemplos en los que el límite c) puede tomarse como 0,33.

Cuando el hormigón deba pasar por entre varias capas de armaduras, convendrá emplear un tamaño de árido más pequeño que el que corresponde a los límites a) o b) si fuese determinante.

9.3. Prescripciones y ensayos

Además de lo indicado en 9.1. los áridos deberán cumplir las condiciones que a continuación se indican.

9.3.1. Condiciones físico-químicas

La cantidad de sustancias perjudiciales que pueden presentar los áridos no excederá de los límites siguientes:

	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra
--	---

<i>Terrones de arcilla Determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.133</i>	<i>1,00</i>	<i>0,25</i>
<i>Partículas blandas Determinadas con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.134</i>	<i>--</i>	<i>5,00</i>
<i>Material retenido por el tamiz 0,063 UNE 7.050 y que flota en un líquido de peso específico 2 Determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.244</i>	<i>0,50</i>	<i>1,00</i>
<i>Compuestos de azufre expresados en SO_3^- y referidos al árido seco Determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83.120/88</i>	<i>0,4</i>	<i>0,4</i>
<i>Cloruros expresados en Cl^- y referidos al árido seco Determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83.124/88</i>	<i>0,03</i>	<i>0,03</i>

Con respecto al contenido en compuestos de cloro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 11.1.

No se utilizarán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.082, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

No se utilizarán áridos finos cuyo equivalente de arena (EAV), determinado "a vista" (UNE 83.131/87) sea inferior a:

- a) 75, para obras en ambiente I y II (véase 19.4)
- b) 80, para obras en ambiente III o que hayan de soportar ciclos hielo/deshielo (véase 19.4).

No obstante lo anterior, aquellas arenas procedentes del machaqueo de rocas calizas, entendiendo como tal aquellas rocas sedimentarias carbonáticas que contienen al menos un 50% de calcita, que no cumplan la especificación del equivalente de arena, podrán ser aceptadas como válidas siempre que el valor de azul de metileno (UNE 83.130/87) sea igual o inferior a 0,60 gramos de azul por cada 100 gramos de finos, para obras en ambientes I y II, o bien igual o inferior a 0,30 gramos de azul por cada 100 gramos de finos, para obras en ambiente III o que hayan de soportar ciclos de hielo-deshielo.

Los áridos no presentarán reactividad potencial con los álcalis del cemento. Realizado el análisis químico de la concentración de SiO_2 y determinada la reducción de alcalinidad R, de acuerdo con el método de ensayo indicado en la UNE 83.121/90 el árido será considerado como potencialmente reactivo si:

- Para $R \geq 70$, la concentración de $SiO_2 > R$
- Para $R < 70$, la concentración de SiO_2 resulta $> 35 + 0,5R$

Comentarios

La presencia de compuestos de azufre detectados mediante el ensayo cualitativo indicado en la UNE 7.245 pone de manifiesto la inestabilidad potencial del árido y, por consiguiente, el peligro de su empleo para la fabricación de hormigón al poder afectar a su durabilidad.

Respecto a los ensayos prescritos veánse las ideas generales expuestas anteriormente en el comentario al apartado 9.1.

Como es sabido, la presencia de finos arcillosos en la arena puede afectar negativamente tanto a la resistencia del hormigón como a su durabilidad, lo que se pretende evitar con las limitaciones incluidas en el articulado (equivalente de arena y azul de metileno).

9.3.2 Condiciones físico-mecánicas

Se cumplirán las siguientes limitaciones:

Friabilidad de la arena (FA) ≤ 40

Determinada con arreglo al método de ensayo
indicado en la UNE 83.115(ensayo micro-Deval)
Resistencia al desgaste de la grava..... ≤ 40
Determinada con arreglo al método de ensayo
indicado en la UNE 83.116 (ensayo de los Ángeles)
Absorción de agua por los áridos..... ≤ 5%
Determinada con arreglo al método de ensayo
indicado en la UNE 83.133 y 83.134

La pérdida de peso máxima experimentada por los áridos al ser sometidos a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico (método de ensayo UNE 7.136) no será superior a la que se indica en el cuadro 9.3.

Este ensayo sólo se realizará cuando así lo indique el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Cuadro 9.3

Áridos	Pérdida de peso	
	Con sulfato sódico	Con sulfato magnésico
<i>Finos</i>	10%	15%
<i>Gruesos</i>	12%	18%

9.3.3. Granulometría y Coeficiente de forma

Para el árido grueso, los finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7.050 no excederán del 1% del peso total de la muestra, pudiendo admitirse hasta un 2% si se trata de árido procedente del machaqueo de rocas calizas.

Para el árido fino, la cantidad de finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7.050, expresada en porcentaje del peso total de la muestra, no excederá del 6%, con carácter general. En arenas procedentes del machaqueo de rocas calizas, este límite, en función de las condiciones de ambiente (véase 19.4), puede elevarse a:

15% para obras en ambientes I y II

10% para obras en ambiente III o que hayan de soportar ciclos de hielo-deshielo.

El coeficiente de forma del árido grueso, determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.238, no debe ser inferior a 0,20. En caso contrario, el empleo de ese árido vendrá supeditado a la realización de ensayos previos en laboratorio.

Se entiende por coeficiente de forma de un árido el obtenido a partir de un conjunto de n gramos 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:

a = 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 si de entre todos los que sea posible trazar.

Comentarios

El empleo de áridos gruesos con formas inadecuadas dificulta extraordinariamente la obtención de buenas resistencias y, en todo caso, exige una dosis excesiva de cemento. Por esta razón, es decir, para evitar la presencia de áridos laminares y aciculares en

una proporción excesiva, se limita interiormente el coeficiente de forma de la grava. El valor límite establecido no es muy exigente, por lo que sólo aquellos áridos que tienen gran cantidad de granos de forma inadecuada tendrán un coeficiente inferior a

0,20 y obligarán, por tanto, a recurrir a los ensayos previos que para este caso se prescriban. Tales ensayos consisten en la fabricación de probetas de hormigón, con

objeto de comprobar si es o no admisible la dosis de cemento que esos áridos necesitan para que el hormigón correspondiente alcance las cualidades exigidas.

9.4. Almacenamiento

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

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

Comentarios

Con el fin de evitar el empleo de áridos excesivamente calientes durante el verano o saturados de humedad en invierno o en época de lluvia, se recomienda almacenarlos bajo techado, en recintos convenientemente

protegidos y aislados. En caso contrario, deberán adoptarse las precauciones oportunas para evitar los perjuicios que la elevada temperatura, o excesiva humedad, pudieran ocasionar.

Artículo 10°. Otros componentes del hormigón

También pueden utilizarse como componentes del hormigón aditivos, siempre que se justifique mediante los oportunos ensayos, que la sustancia agregada en las proporciones y condiciones previstas produce el efecto deseado sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón, ni representar peligro para la durabilidad del hormigón ni para la corrosión de armaduras. Con respecto al contenido de ión cloro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 11.1.

El empleo de aditivos no puede hacerse en ningún caso sin la expresa autorización del Director de Obra.

10.1. Aditivos

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

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

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

En los documentos de origen, figurará la designación del aditivo de acuerdo con lo indicado en UNE 83.200/91-1R, así como la garantía del fabricante de que el aditivo, agregado en las proporciones y condiciones previstas, produce la función principal deseada sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón, ni representar peligro para las armaduras.

Solamente se autorizará el uso de aquellos aditivos cuyas características y especialmente su comportamiento al emplearlos en las proporciones previstas, vengán garantizadas por el fabricante. El fabricante suministrará el aditivo correctamente etiquetado, según UNE 83.275/87.

Comentarios

Debe tenerse en cuenta que el comportamiento de los aditivos puede variar con las condiciones particulares de cada obra, tipo y dosificación de cemento, naturaleza de los áridos etc. Por ello es imprescindible la

realización de los ensayos previos en todos y cada uno de los casos (véase 60.4) y muy especialmente cuando se empleen cementos diferentes del tipo I-0.

La prohibición de la utilización de aireantes se basa en que estos productos pueden perjudicar la adherencia entre el hormigón y la armadura.

En relación con los plastificantes, debe tenerse en cuenta que estos productos facilitan el hormigonado y permiten una reducción en la relación agua/cemento de las masas, con el consiguiente beneficio para su

resistencia, pero al mismo tiempo, suelen retrasar el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón. Por consiguiente cuando se utilicen como aditivos productos plastificantes o fluidificantes, será necesario, en general, ampliar los plazos previstos para desmoldar las piezas y proceder a la transferencia (transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón).

10.2. Adiciones

Se prohíbe el uso de adiciones de cualquier tipo, y en particular, las cenizas volantes, como componentes del hormigón pretensado.

Comentarios

El empleo de cenizas volantes u otras adiciones durante la fabricación del hormigón puede afectar negativamente a la durabilidad, la protección frente a la corrosión de las

armaduras y la evolución de la resistencia, así como puede alterar la fluencia, entre otras propiedades del hormigón pretensado, por lo que se prohíbe explícitamente su uso.

Artículo 11°. Hormigones

11.1. Composición

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

Los componentes del hormigón deberán cumplir las prescripciones incluidas en los Artículos 7º, 8º, 9º y 10º.

Además, el ion cloro total aportado por los componentes no excederá del 0,2 por 100 del peso del cemento salvo justificación especial de que no altera perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón y a las armaduras, ni a corto ni a largo plazo.

Comentarios

Hay que tener en cuenta que, en general, los hormigones para elementos pretensados deben alcanzar resistencias mecánicas elevadas. En particular, los hormigones que hayan a ser utilizados en obras expuestas a ambientes muy agresivos, deberán ser objeto de estudios especiales.

La homogeneidad y compacidad de los hormigones utilizados, así como los recubrimientos y protección previstos para las armaduras, serán los necesarios para garantizar la durabilidad de la obra, teniendo

en cuenta sus condiciones de explotación y el ambiente al cual se prevé estará expuesta.

Los hormigones que vayan a ser utilizados en obras expuestas a ambientes muy agresivos, deberán ser objeto de estudios especiales. Es preciso señalar que las condiciones de durabilidad, sobre todo en el caso de riesgo eminente de agresividad de la atmósfera, requieren a veces utilizar hormigones cuyas dosificaciones pueden ser superabundantes con respecto a las exigidas por razones existentes.

11.2. Condiciones del hormigón

Las condiciones o características de calidad exigidas al hormigón se especificarán en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, siendo siempre necesario indicar las referentes a su resistencia a compresión, su docilidad y tamaño máximo del árido, y cuando sea preciso, las referentes a su resistencia a tracción, contenido máximo y mínimo del cemento, absorción, peso específico, compacidad, desposte, permeabilidad, aspecto externo, etc.

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

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

Comentarios

Contiene tener presente que la resistencia a compresión, por si sola, es ya un índice de las demás cualidades propias del hormigón. Por ello en muchas ocasiones basta con exigir un cierto valor mínimo de esta resistencia mínima para tener prácticamente garantizada la existencia en grado suficiente, de otras características que puedan interesar en el caso particular de que se trate.

No obstante, habrá casos en los que convendrá exigir específicamente un mínimo relativo a una determinada cualidad del hormigón: resistencia al desgaste en un pavimento, resistencia al hielo-deshielo en una obra de alta montaña, impermeabilidad en un depósito de agua, etc. No es posible dar en una Instrucción indicaciones generales a este respecto. Por eso, en el articulado se remite al Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de cada obra, el cual deberá precisar, en cada caso, de acuerdo con lo

o amasadas defectuosas que se está dispuesto a admitir, como máximo, en el total considerado. La fijación de tal porcentaje debe establecerse tras un meditado estudio de la cuestión, ponderando todas las circunstancias de la obra, especialmente su repercusión en el costo, en la fiabilidad y en su seguridad.

En esta Instrucción se ha adoptado para la resistencia a compresión un nivel de confianza del 95% (Artículo 35º) equivalente a admitir un porcentaje de amasadas defectuosas, o con igual o menor resistencia que la especificada, del 5%. Naturalmente, en

prescrito en 6.4, el método de ensayo normalizado que debe emplearse para la comprobación de la cualidad correspondiente, así como las cifras límites admisibles en los resultados.

Todas las cualidades exigidas al hormigón deben quedar claramente especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, mediante los oportunos límites de aceptación, los cuales, según los casos, serán límites inferiores, límites superiores, o intervalos. Cualquier amasada que no cumpla alguna especificación se dirá que presenta un defecto y que ella es defectuosa.

Para que el cuadro de especificaciones contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares sea completo, es preciso asociar a cada condición o cualidad exigida un porcentaje de unidades de producto

función de tal porcentaje se han tomado los coeficientes de ponderación y establecido los niveles de Control, equilibrando el que la seguridad de la estructura permanezca dentro de unos márgenes admisibles, con el hecho de que el costo de la fabricación del hormigón y de su control no alcancen valores desmesurados.

En el nivel actual de la tecnología del hormigón parece que niveles de confianza del 95% para la mayoría de las características de calidad y casos son perfectamente aceptables.

11.3. Características mecánicas

Las características mecánicas de los hormigones empleados en las estructuras, o elementos estructurales pretensados deberán cumplir las condiciones impuestas en el Artículo 35°.

La resistencia del hormigón a compresión, a los efectos de esta Instrucción, se refiere a la resistencia de la unidad de producto o amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayo de rotura a compresión, en número igual o superior a tres, realizados sobre probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, de veintiocho días de edad, fabricadas a partir de la amasada, conservadas con arreglo al método de ensayo indicado en UNE 83.301/84, refrentadas según UNE 83.303/84 y rotas por compresión, según el método de ensayo indicado en UNE 83.304/84.

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

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

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica $f_{ct,k}$ a tracción en función de la resistencia de proyecto a compresión f_{ck} viene dada por la fórmula

$$f_{ct,k} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

donde $f_{ct,k}$ y f_{ck} están expresadas en N/mm^2 .

Comentarios

La definición dada para la resistencia del hormigón a compresión no es más que un convenio que permite asociar, a cada unidad de producto o amasada de hormigón, un valor relacionado con el concepto físico de resistencia del material que, año distinto de aquél, es lo suficientemente representativo para el fin práctico de esta Instrucción.

En lo anterior se presupone la homogeneidad completa del hormigón componente de cada amasada, lo cual implica atribuir a errores propios de los métodos de ensayo (momento y forma de la toma de la muestra, ejecución de la probeta, transporte y conservación, etc.), las discrepancias en los resultados obtenidos al operar con partes de la amasada. Cuando la desviación entre los resultados de una misma unidad de producto sobrepase ciertos límites parece razonable no concederles

11.4. Coeficientes de conversión

Si se dispusiera solamente de resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15 x 30 cm o 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.

Comentarios

absoluta representatividad sin haber realizado una verificación del proceso seguido.

Actualmente pueden considerarse en tal situación resultados que difieran de la media en +15 por 100.

En UNE 83.306/85 se especifican los medios y procedimientos a emplear para determinar la resistencia a rotura por tracción indirecta " f_{ci} " (ensayo brasileño) de probetas cilíndricas de hormigón. La resistencia a tracción " f_{ct} " viene dada por:

$$f_{ct} = 0,85 f_{ci}$$

La determinación de la resistencia a flexotracción " f_{ct} " está normalizada en UNE 83.305/86.

Para un hormigón dado, únicamente la realización de ensayos comparativos periódicamente repetidos a lo largo de la construcción, permitiría determinar los coeficientes de conversión aplicables a los resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15 x 30 cm, para obtener valores comparables a los obtenidos con estas últimas.

A falta de tales ensayos y a título indicativo, el cuadro 11.4.a, proporciona una idea aproximada de

los coeficientes de paso aplicables en cada caso.

Si no se dispone más que de resultados de ensayos a 28 días de edad, se podrá, a falta de datos experimentales correspondientes al hormigón de que se trate, admitir como valores de la relación entre la resistencia a j días de edad y la resistencia a 28 días de edad, los dados a título indicativo en los cuadros 11.4.b. y 11.4.c.

Cuadro 11.4.a.

Ensayos de compresión sobre probetas de distinto tipo y la misma edad

Tipo de probeta (suelta con caras re frentadas)	Dimensiones (cm)	Coeficiente de conversión a la probeta cilíndrica de 15 x 30 cm	
		Limites de variación	Valores medidos
Cilindro	15 x 30	--	1,00
"	10 x 20	0,94 a 1,00	0,97
"	25 x 50	1,00 a 1,10	1,05
Cubo	10	0,70 a 0,90	0,80
"	15	0,70 a 0,90	0,80
"	20	0,75 a 0,90	0,83
"	30	0,80 a 1,00	0,90
Prisma	15x 15x45	0,90 a 1,20	1,05
"	20x20x60	0,90 a 1,20	1,05

Cuadro 11.4.b.

Resistencia a compresión sobre probetas del mismo tipo

Edad del hormigón, en días	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Hormigones de endurecimiento rápido	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

Cuadro 11.4.c.

Resistencia a tracción sobre probetas del mismo tipo

Edad del hormigón, en días	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,40	0,70	1,00	1,05	1,10

11.5. Valor mínimo de la resistencia

La resistencia de proyecto f_{ck} (Véase 35.1) no será inferior a 25 N/mm².

11.6. Docilidad del hormigón

La docilidad del hormigón será la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rodee las armaduras sin solución de continuidad y rellene completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. La docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia; lo que se llevará a cabo por el procedimiento descrito en el método de ensayo UNE 83.313/90.

Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizarán hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado. En elementos con función resistente se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida.

Se exceptúa de lo anterior el caso de hormigones fluidificados por medio de un superplastificante. La producción y puesta en obra de estos hormigones deberán realizarse según sus reglas específicas.

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

<i>Tipo de consistencia</i>	<i>Asiento en cm.</i>
<i>Seca</i>	<i>0 - 2</i>
<i>Plástica</i>	<i>3 - 5</i>
<i>Blanda</i>	<i>6 - 9</i>
<i>Fluida</i>	<i>10- 15</i>

La consistencia del hormigón utilizado será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, definiéndola por su tipo, o por su asiento, con las tolerancias que a continuación se indican:

<i>Definidas por su tipo de consistencia</i>		
<i>Tipo de consistencia</i>	<i>Tolerancia en cm.</i>	<i>Intervalo resultante</i>
<i>Seca</i>	± 0	<i>0 - 2</i>
<i>Plástica</i>	± 1	<i>2 - 6</i>
<i>Blanda</i>	± 1	<i>5- 10</i>
<i>Fluida</i>	± 2	<i>8- 15</i>

<i>Definidas por su asiento</i>	
<i>Asiento en el cono de Abrams cm.</i>	<i>Tolerancia en cm.</i>
<i>Entre 0 - 2</i>	± 1
<i>Entre 3 - 7</i>	± 2
<i>Entre 8 - 12</i>	± 3

Comentarios

A medida que aumenta la proporción de agua de amasado en un hormigón, decrece, como es sabido, su resistencia, en tanto que aumenta el valor de su retracción, y por consiguiente, el peligro de que se fisure por esa causa. Este último fenómeno, que se acentúa con la utilización de cementos de

transforman, por un tiempo limitado, una consistencia plástica e incluso seca en una consistencia fluida e incluso líquida.

En cambio, los hormigones carga resistencia varíe entre la seca y la plástica, compactados por vibrado, son los más aconsejables, alcanzándose con ellos las mejores condiciones de resistencia y compacidad.

Respecto a la determinación de la consistencia, el

elevada finura de molido, es muy acusado en el caso de hormigones de consistencia líquida. Por ello se prohíbe su empleo.

Esta prohibición no afecta al caso en que se empleen superplastificantes, los cuales

procedimiento que se prescribe es simple y de muy fácil realización. Actualmente, cuando se trata de ensayar hormigones muy secos, se apunta la tendencia a utilizar aparatos en los que el asiento de la masa fresca se provoca por vibrado.

A título de orientación, se citan seguidamente las consistencias que se consideran adecuadas para los distintos sistemas de compactación.

Compactación	Consistencia
Vibrado energético y cuidadoso, como el efectuado	Seca

<i>generalmente en tanque</i>	
Vibrado normal	Plástica
Apisonado	Blanda
Picado con barra	Fluida

Según la UNE 83.313/90, la consistencia del hormigón se mide por su asiento en el

cono de Abrams, expresado en un número entero de centímetros.

Artículo 12°. Armaduras pasivas

12.1. Generalidades

En las estructuras y piezas de hormigón pretensado, las armaduras de alta resistencia, mediante las cuales se introduce la fuerza de pretensado, van asociadas a otras armaduras, llamadas "pasivas", que son las armaduras habituales del hormigón armado.

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

- Barras lisas
- Barras corrugadas
- Mallas electrosoldadas

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

4 - 5 - 6 - 8 - 10 - 12 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40 y 50 mm.

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

4 - 4,5 - 5 - 5,5 - 6 - 6,5 - 7 - 7,5 - 8 - 8,5 - 9 - 9,5 - 10 - 11 - 12 - 13 y 14 mm.

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

La sección equivalente no será inferior al 95 por 100 de su sección nominal, en diámetros no mayores de 25 mm.; ni al 96 por 100 en diámetros superiores.

A los efectos de esta Instrucción, se considerará como límite elástico, f_y , del acero el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

Se prohíbe la utilización de alambres lisos trefilados como armaduras pasivas, excepto como componentes de mallas electrosoldadas.

Los alambres corrugados que cumplan sólo las condiciones exigidas para ellos como componentes de mallas electrosoldadas, podrán utilizarse como armadura transversal en viguetas prefabricadas o en elementos prefabricados no estructurales.

En los documentos de origen figurarán la designación y características del material, según los correspondientes apartados 12.2, 12.3 y 12.4. El cumplimiento de estas características se acreditará mediante un sello o marca de calidad reconocida por la Administración o bien por un certificado del fabricante.

Comentarios

Los productos denominados "alambres" se asimilan a barras lisas o corrugadas, cuando cumplan las condiciones de éstas (UNE 36.097/81, UNE 36.068/88 y UNE 36.088/1/88).

Se entiende por diámetro nominal de una barra corrugada, el número convencional que define el círculo respecto al cual se establecen las tolerancias. El área del mencionado círculo es la sección nominal de la barra.

Se entiende por sección equivalente de una barra corrugada, expresada en centímetros cuadrados, el cociente de su peso en gramos,

por 7,85 veces su longitud en centímetros. El diámetro del círculo cuya área es igual a la sección equivalente se denomina diámetro equivalente.

La determinación de la sección equivalente de una barra debe realizarse después de limpiarla cuidadosamente para eliminar las posibles escamas de laminación y el óxido no adherido firmemente.

En general, en el caso de los aceros de dureza natural, salvo si se trata de barras de pequeño diámetro, el límite elástico coincide con el valor aparente de la tensión correspondiente al escalón de cadencia que

para estos aceros esta netamente definido. Cuando los aceros no presentan este escalón (como ocurre con todos los estirados en frío y algunos de dureza natural) o aparece poco definido, es necesario recurrir al valor convencional prescrito en el articulado. En todos los casos puede emplearse para el límite elástico la designación f_y .

En general, las barras lisas son recomendables para aquellos casos en los que se necesita poder realizar fácilmente las operaciones de doblado y desdoblado (por ejemplo, armaduras en espera) o en los que se precisan redondos de superficie lisa (pasadores en juntas de pavimentos de hormigón, por ejemplo). Por el contrario cuando se desea una resistencia elevada y/o una buena adherencia con el hormigón, es siempre aconsejable el empleo de barras corrugadas, de alambres corrugados o de mullas electrosoldadas con las limitaciones que fija el articulado.

Los alambres corrugados se fabrican por laminación en frío, y con los procesos actuales de producción suelen presentar tres filas de nervios longitudinales, lo que los distingue de las barras corrugadas cuya fabricación se efectúa siempre por laminación en caliente, seguida o no de un proceso de deformación en frío. Las características de los alambres corrugados son prácticamente las mismas que las de las barras, excepto en el caso de diámetros gruesos (≥ 12 milímetros) que suelen presentar una adherencia al hormigón ligeramente inferior (véase 9.4, 40.5 y 41.4 de la EH vigente).

En cuanto a las mallas electrosoldadas, su empleo suele ser especialmente apropiado en elementos superficiales (losas, láminas, etc.).

De un modo general se recomienda utilizar en obra el menor número posible de diámetros distintos y que estos diámetros se diferencien al máximo entre sí.

Los diámetros que componen la serie recomendada para las barras, tienen la ventaja de que pueden diferenciarse unos de otros a simple vista. Además, la sección de cada uno de esos redondos equivale aproximadamente a la suma de las secciones de los dos redondos inmediatamente precedentes, lo que facilita las distintas combinaciones de empleo. Por otra parte, la utilización de esta misma serie está recomendada actualmente en toda Europa.

Es conveniente que los fabricantes utilicen unas fichas de datos con las características correspondientes a los aceros de su fabricación, comprendiendo como mínimo:

- Designación comercial
 - Fabricante
 - Marcas de identificación
 - Tipo de acero
 - Condiciones técnicas de suministro
- Y las siguientes características garantizadas:
- Diámetros nominales
 - Masas por metro
 - Características geométricas del corrugado
 - Características mecánicas
 - Características de adherencia
 - Condiciones de soldeo, en su caso
 - Recomendaciones de empleo

12.2. Barras lisas

Barras lisas a los efectos de esta Instrucción son aquellas que no cumplen las condiciones de adherencia de 12.3. Cumplirán las condiciones siguientes, que serán garantizadas por el fabricante:

- Carga unitaria de rotura f_s comprendida entre 330 y 490 N/mm².
- Límite elástico f_y igual o superior a 215 N/mm².
- Alargamiento de rotura en %, medido sobre base de cinco diámetros igual o superior a 23.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple a 180° efectuado a una temperatura de $23^\circ \pm 5^\circ\text{C}$ sobre un mandril del siguiente diámetro:
 - para barras de diámetro superior a 16 mm. cuya carga unitaria de rotura sea superior a 440 N/mm², el diámetro del mandril será doble del de la barra;
 - para cualquier otro caso, el diámetro del mandril será igual al de la barra.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado a 90°. Este ensayo se efectuará a una temperatura de $23^\circ \pm 5^\circ\text{C}$ y en cada caso sobre un mandril de diámetro doble del utilizado en el ensayo de doblado simple a 180°.

Las tres primeras características citadas se determinarán de acuerdo con la UNE 36.401/81.

Comentarios

Se recomienda que el fabricante garantice un diagrama característico tensión-deformación del acero, hasta la deformación 10 por 1,000 basado en una amplia experimentación.

Las condiciones exigidas a las barras lisas coinciden en lo esencial con las especificadas en la UNE 36.097/I/81.

12.3. Barras corrugadas

Barras corrugadas a los efectos de esta Instrucción son las que presentan, en el ensayo de adherencia por flexión descrito en el Anejo 5 "Homologación de la adherencia de barras corrugadas" de la EH vigente, una tensión media de adherencia τ_{bm} y una tensión de rotura de adherencia τ_{bu} que cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

Diámetros inferiores a 8 mm.:

$$\begin{aligned}\tau_{bm} &\geq 6,9 \\ \tau_{bu} &\geq 11.30\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\tau_{bm} &\geq 7,8-0,12 \varnothing \\ \tau_{bu} &\geq 12,70-0,19 \varnothing\end{aligned}$$

Diámetros superiores a 32 mm.:

$$\begin{aligned}\tau_{bm} &\geq 4,10 \\ \tau_{bu} &\geq 6,80\end{aligned}$$

donde τ_{bm} y τ_{bu} se expresan en N/mm² y \varnothing en mm.

Las características de adherencia serán objeto de homologación mediante ensayos realizados en laboratorio oficial o acreditado oficialmente. En el certificado de homologación se consignarán obligatoriamente los límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltos. Estas características deben ser verificadas en el control de obra, después de que las barras hayan sufrido las operaciones de enderezado, si las hubiere.

Para las barras cuya adherencia haya sido homologada, tanto soldables como no soldables, será suficiente que cumplan el apartado 8 "Geometría del corrugado" de la UNE 36.068/88.

Estas barras cumplirán además las condiciones siguientes:

- Las características mecánicas mínimas garantizadas por el fabricante, de acuerdo con las prescripciones de la Tabla 12.3.a.
- Ausencia de grietas después de los ensayos de doblado simple a 180°, y de doblado-desdoblado a 90° (Apartado 9.2 y 9.3 de la UNE 36.088/I/88 y apartado 10.3 de la UNE 36.068/88) sobre los mandriles que corresponda según Tabla 12.3.b.
- Llevar grabadas las marcas de identificación establecidas en el apartado 11 de la UNE 36.088/I/88 y apartado 12 de la UNE 36.068/88, relativas a su tipo y marca del fabricante.

Tabla 12.3.a
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS MÍNIMAS GARANTIZADAS
DE LAS BARRAS CORRUGADAS

Designación	Clase de acero	Límite elástico fy en N/mm ² no	Alargamiento de rotura en % sobre base 5	Relación fs/fy en ensayo no
-------------	----------------	---	--	--------------------------------

		menor que	diámetros no menor que	menor que (2)
AEH 400 N	Dureza Natural	400	16	1,05
AEH 400 F	Estirado en fño	400	14	1,05
AEH 400 S	So/dable	400	14	1,05
AEH 500 N	Dureza Natural	500	14	1,05
AEH 500 F	Estirado en fño	500	12	1,05
AEH 500 S	Soldeble	500	12	1,05
AEH 600 N	Dureza natural	600	12	1,05
AEH 600 F	Estirado en frío	600	10	1,05

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

Tabla 12.3.b
DIAMETRO DE LOS MANDRILES

Designación	Doblado simple (= 180°)				Doblado-desdoblado (= 90° (= 20°			
	d(12	12<d(16	16<d(25	d>25	d(12	12<d≤16	16<d≤25	d>25
AEH 400 N	3 d	3,5d	3,5 d	4d	6d	7d	7 d	8 d
AEH 400 F	3 d	3,5d	3,5 d	4d	6d	7d	7 d	8 d
AEH 400 S	2,5 d	3d	4d	5 d	5 d	6 d	8 d	10 d
AEH 500 N	4 d 1	4,5 d	4,5 d	5 d	8 d	9 d	9 d	10 d
AEH 500 F	4 d	4,5 d	4,5 d	5d	8d	9d	9 d	10 d
AEH 500 S	3 d	4 d	5 d	6 d	6 d	8 d	10 d	12 d
AEH 600 N	5 d	5,5 d	5,5 d	6d	10d	11 d	11 d	12 d
AEH 600 F	5 d	5,5 d	5,5 d	6d	10d	11 d	11 d	12 d

d = diámetro nominal de barra.

α = ángulo de doblado.

β = ángulo de desdoblado.

Si el acero es apto para el soldeo, el fabricante indicará las condiciones y procedimientos en que éste debe de realizarse.

La aptitud del acero para el soldeo, se comprobará de acuerdo con el 68.4. En el caso de que el acero sea del tipo S no es necesario comprobar la aptitud del soldeo.

Comentarios

La forma y dimensiones de los resaltos para conseguir una alta adherencia es potestativa del fabricante. Se recomienda que si se fabrican aceros de distinto límite elástico la forma del corrugado sea diferente.

El procedimiento para medir la adherencia entre el acero y el hormigón es siempre convencional, al igual que la definición de la tensión τ_b de adherencia.

Por ello se trata este tema refiriéndolo al método de ensayo incluido en el anejo 5 "Homologación de la adherencia de barras corrugadas a de la EH vigente, donde se definen las tensiones τ_{bm} y τ_{bu} y el procedimiento operativo.

La homologación del acero significa el reconocimiento de que cumple con las condiciones exigidas. Como se indica en el anejo 5 de la EH vigente los ensayos de homologación comprenden, para cada forma de corrugado y limite elástico, tres series de ensayos de 25 probetas cada serie, referidas a los diámetros 8, 16 y 32 mm. respectivamente. Para la elaboración de las probetas se parte de un total de 25 barras de 10 m. de longitud, por cada diámetro.

Una vez homologada la adherencia de un acero basta comprobar en obra, mediante un control geométrico, que los resaltos o corrugas están dentro de los límites que figuran en el certificado.

Se recomienda que el fabricante garantice un diagrama característico tensión-deformación del acero, hasta la deformación 10 por 1.000 basado en una amplia experimentación.

Se recuerda que la aptitud al soldeo de un acero va íntimamente ligada con el procedimiento que se utilice para soldar.

Independientemente de las marcas indicativas del límite garantizado, previstas en UNE 36.068/88 y UNE 36.088/I/88, se recomienda que las barras se suministren a obra con un

extremo marcado en pintura, de acuerdo con el siguiente código:

Tipo de acero	Color
AEH 400	Amarillo
AEH 500	Rojo
AEH 600	Azul

Las condiciones exigidas a las barras corrugadas coinciden en lo esencial con las definidas en las UNE 36.068/88 y UNE 36.088/I/88.

12.4. Mallas electrosoldadas

Mallas electrosoldadas, a los efectos de esta Instrucción, son aquellas que cumplen las condiciones prescritas en la norma UNE 36.092/I/81.

Se entiende por malla corrugada la fabricada con alambres corrugados que cumplen las condiciones de adherencia especificadas en 12.3 y lo especificado en la tabla 12.4. Se entiende por malla lisa la fabricada con alambres lisos trefilados que cumplen lo especificado en la tabla 12.4, pero que no cumplen las condiciones de adherencia de los alambres corrugados.

Cada panel debe llegar a obra con una etiqueta en la que se haga constar la marca del fabricante y la designación de la malla.

Tabla 12.4.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS mínimas GARANTIZADAS DE LOS ALAMBRES QUE FORMAN LAS MALLAS ELECTROSOLDADAS

Designación de los alambres	Ensayo de tracción (1)				Ensayo de doblado simple $\alpha=180^\circ$ (5)	Ensayo de doblado-desde $\alpha=90^\circ$ $\beta=20^\circ$ (6)
	Límite elástico f_y N/mm. ² (2)	Carga unitaria f_s N/mm. ² (2)	Alargamiento de rotura (%) sobre base de 5 diámetros (3)	Relación f_s/f_y (4)		
AEH 500 T	500	550	(3)	(4)	4 d (7)	8 d (7)
AEH 600 T	600	660	8	(4)	5 d (7)	10 d (7)

(1) Valores característicos inferiores garantizados.

(2) Para la determinación del límite elástico y la carga unitaria se utilizará como divisor de las cargas el valor nominal del área de la sección transversal.

(3) $A \% = 20 - 0,2 f_{yi} \leq 8 \%$.

siendo:

A = alargamiento de rotura

f_{yi} = límite elástico medido en cada ensayo.

$$(4) \frac{f_{si}}{f_{yi}} \leq 1,05 - 0,1 \left[\frac{f_{yi}}{f_{yk}} - 1 \right] \leq 1,03$$

siendo:

f_{yi} = límite elástico medido en cada ensayo
 f_{si} = carga unitaria obtenida en cada ensayo
 f_{yk} = límite elástico garantizado.

(5) α = ángulo de doblado.

(6) β = ángulo de desdoblado.

(7) d = diámetro nominal del alambre.

Comentarios

Las mallas electrosoldadas corrugadas se designarán de la forma siguiente: ME $s_l \times s_t$ BØ $d_l - d_t$ AEH X L x b

Las mallas electrosoldadas lisas se designarán de la forma siguiente: ME $s_l \times s_t$ BØ L $d_l - d_t$

AEH X L I x b siendo:

s_l, s_t = Las separaciones entre alambres longitudinales y transversales respectivamente, expresadas en centímetros

B = El distintivo del tipo de ahorro, que consistirá en sustituir la letra B por A, si el ahorro es estándar y por E, si es especial, suprimiéndose la letra B si la malla no tiene barras de ahorro de borde.

d_l, d_t = Los diámetros de los alambres longitudinales y transversales, respectivamente, expresados en milímetros. Cada diámetro d_l ó d_t irá seguido de la letra d en las mallas dobles y por la letra P en las mallas pares.

X = Límite elástico en N/mm².

L = Distancia expresada en metros de la longitud del panel para las mallas no estándar.

b = Distancia expresada en metros de la anchura del panel para las mallas no estándar.

Ejemplo de designación de una malla electrosoldada: Designación de una malla electrosoldada de alambre corrugado de alta adherencia y límite elástico 500 N/mm². con separación entre ejes de alambres longitudinales de 150 mm. y entre ejes de los transversales de 300 mm., diámetro de los alambres longitudinales 10 mm., diámetro de los alambres transversales 6,5 mm., longitud del panel 5 m. y anchura 2 m., con ahorro estándar.

ME 15 x 30A Ø 10 - 6,5 AEH 500 T 5 x 2

Debe tenerse en cuenta que la identificación de los diámetros en obra debe realizarse con especial cuidado, ya que de otra forma, al variar los diámetros de medio en medio milímetro, pueden producirse errores de identificación, en especial con mallas corrugadas.

Se recomienda que el fabricante garantice un diagrama característico, tensión-deformación de los alambres hasta la deformación 10 por 1000 basado en una amplia experimentación.

12.5. Suministro y almacenamiento

Cada partida de acero irá acompañada de los oportunos certificados de homologación y garantía, facilitados por el fabricante, en los que se indiquen los valores límites de las diferentes características expresadas en 12.2, 12.3 y 12.4 que justifiquen que el acero cumple las exigencias contenidas en esta Instrucción.

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

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

Antes de su utilización y especialmente después de un largo periodo de almacenamiento en obra, se examinará el estado de su superficie, con el fin de asegurarse que no presenta alteraciones perjudiciales.

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

Comentarios

En general la barra recta se considera la forma más conveniente de suministro. Se toleran, sin embargo, otras formas habituales en la práctica, siempre que se cumplan las limitaciones de diámetro de doblado prescritas en las UNE 36. 068/88, 36. 088/1/88 y 36.09 7/1/81.

En el caso de un almacenamiento prolongado, el Director de Obra, si lo estima necesario,

podrá exigir la realización de los ensayos precisos para comprobar que los aceros no presentan alteraciones perjudiciales.

Una ligera capa de óxido adherente (que no desaparece al frotar con cepillo de alambre) en la superficie de las barras no se considera perjudicial para su utilización.

Artículo 13°. Armaduras activas

13.1. Generalidades

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

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

Alambre.- Producto de sección maciza, procedente de un estirado en frío o trefilado de alambón que normalmente se suministra en rollos.

Barra.- Producto de sección maciza, que se suministra solamente en forma de elementos rectilíneos.

Torzal.- Conjunto formado por dos o tres alambres de igual diámetro nominal d , todos ellos arrollados helicoidalmente, con el mismo paso y el mismo sentido de torsión, sobre un eje ideal común.

Cordón.- Conjunto formado por más de tres alambres de igual diámetro nominal d , arrollados helicoidalmente, con igual paso y en el mismo sentido de torsión, alrededor de un alambre central recto cuyo diámetro estará comprendido entre $1,02 d$ y $1,05 d$.

Cable.- Conjunto formado por cordones arrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo central o alma que actúa como soporte. Dicho núcleo puede estar constituido por un muelle helicoidal, un alambre, un cordón u otro cable.

Se denomina "tendón" al conjunto de las armaduras de pretensado que, alojadas dentro de un mismo conducto, se consideran en los cálculos como una sola armadura.

Comentarios

El tendón también recibe el nombre de unidad de tensión. Además de los citados en el articulado, que son los normales, existen otros elementos que pueden utilizarse para

constituir las armaduras activas, cuyo empleo deberá, en su caso, justificarse convenientemente, de acuerdo con lo previsto en el Artículo 1°.

13.2. Características mecánicas

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

- a) Diagrama tensión-deformación (carga unitaria-alargamiento en porcentaje)
- b) Carga unitaria máxima a tracción ($f_{m\acute{a}x}$)
- c) Limite elástico (f_y)
- d) Alargamiento remanente concentrado de rotura (ϵ_u)
- e) Alargamiento bajo carga máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$)
- f) Módulo de elasticidad (E_s)
- g) Estricción (η), expresada en porcentaje
- h) Aptitud al doblado alternativo
- i) Relajación
- j) Resistencia a la fatiga
- k) Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión

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

Comentarios

Se recomienda que el contenido porcentual de cada uno de los elementos químicos constituyentes de los aceros no afeados utilizados en las armaduras activas, quede comprendido entre los valores aceptados en la tabla 13.2 con el fin de conseguir que resulten aceptables sus características mecánicas.

Elemento	Porcentaje mínimo	Porcentaje máximo
C	0,58	0,88
Mn	0,50	0,90
Si	0,15	0,40
P	--	0,040
S	--	0,040

-Se utiliza como más propia la nomenclatura de "carga unitaria" en vez de "tensión ", para tener en cuenta que los valores que se registran en el gráfico están referidos a la

sección inicial (carga unitaria) y no a la real (tensión).

-El limite elástico f_y , se define, para todo tipo de aceros, como la carga unitaria correspondiente a una deformación remanente del 0,2 por 100. Este valor suele coincidir con el del escalón de cedencia en aquellos aceros que lo presentan (figura 13.2).

-El alargamiento remanente de rotura puede evaluarse de dos formas. Una, midiéndolo sobre una base que por incluir la sección de rotura y zonas adyacentes resulta afectada por una posible estricción; el alargamiento así medido se denomina "alargamiento remanente concentrado ". Otra, midiéndolo sobre una

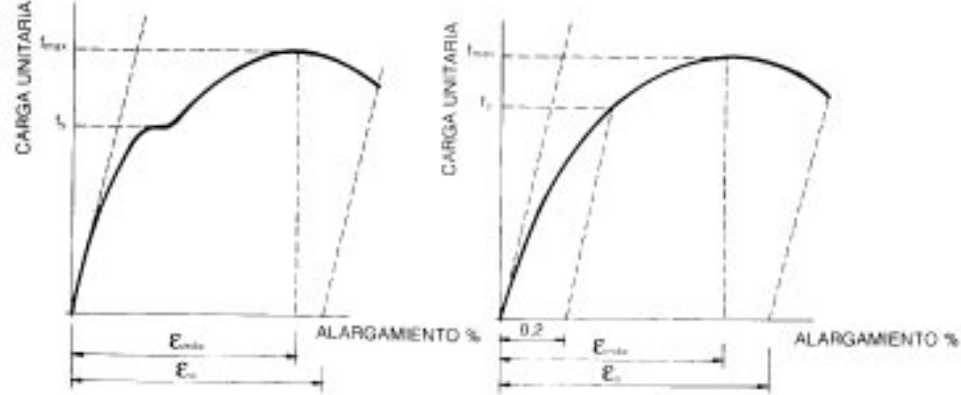


Figura 13.2

base que no incluya la sección de rotura ni las zonas afectadas por una posible estricción; se determina así el conocido como "alargamiento remanente repartido".

-La estricción expresada en porcentaje viene definida como:

$$\eta = \frac{A_i - A_u}{A_i} \cdot 100$$

-siendo A_i y A_u respectivamente, las secciones rectas, inicial y de rotura.

-Otro parámetro relacionado con la ductilidad del material es la sensibilidad a las entallas, definido como la relación entre la carga que es capaz de soportar a tracción una probeta entallada y la que soporta otra probeta sin entallar y con la misma sección resistente que la primera. Este número es un índice de la capacidad del material para soportar defectos que pueden producirse durante la fabricación, transporte o puesta en obra.

-Para las estructuras que deban soportar sollicitaciones dinámicas o de fatiga, y cuyas armaduras vayan ancladas por adherencia, es preciso conocer las longitudes de anclaje y las características de la transmisión de esfuerzos entre la armadura y el hormigón,

mediante ensayos especiales dinámicos y estáticos.

-No existe un método único de ensayo que permita determinar con suficiente garantía y en todos los casos, la inmunidad de un acero frente a la corrosión bajo tensión, habida cuenta de los diferentes medios agresivos que pueden producir este fenómeno. Se recomienda por ello que, siempre que se prevea la existencia de un determinado ambiente agresivo potencialmente productor de este fenómeno, se realice ensayos (Normas MELC) indicativos del comportamiento del acero frente a determinados medios agresivos (sulfuros, cloruros y nitratos) o su susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno (Norma UNE 36.464/86).

- Cuando se trate de estructuras especiales que puedan estar sometidas a temperaturas distintas a las normales será preciso conocer cómo varían con la temperatura las características mecánicas adoptadas en el proyecto. La elevación de la temperatura provocará un aumento de la relajación. La disminución de la temperatura, una pérdida de la ductilidad.

13.3. Alambres

Las características mecánicas de los alambres de pretensado obtenidas a partir del ensayo a tracción realizado según UNE 36.401/81 deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$ no serán inferior a 1.570 N/mm^2 .
- El límite elástico f_y estará comprendido entre el 0,85 y el 0,95 de la carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$. Esta relación deberán cumplirla no sólo los valores mínimos garantizados, sino también los correspondientes a cada uno de los alambres ensayados.

- El alargamiento bajo carga máxima medido sobre una base de longitud igual o superior a 200 mm. no será inferior al 3,5 por 100. Para los alambres destinados a la fabricación de tardos, dicho alargamiento será igual o superior al 5 por 100.
- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante con una tolerancia de +7 por 100.

En los alambres de diámetro igual o superior a 5 mm. o de sección equivalente, la pérdida de resistencia a la tracción después de un doblado-desdoblado, realizado según UNE 36.461/80 no será superior al 5 por 100.

El número mínimo de doblados-desdoblados que soportará el alambre en la prueba de doblado alternativo realizada según UNE 36.461/80 no será inferior a:

- Para alambres destinados a obras hidráulicas o sometidos a ambiente corrosivo 7
- En los demás casos 3

La relajación a las 1.000 horas a temperatura de $20^{\circ} + 1^{\circ} \text{ C}$, y para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, determinada según UNE 36.422/85, no será superior a los siguientes valores:

- Alambres de grado R-5 (enderezados y con tratamiento de eliminación de tensiones) 5 por 100
- Alambres de grado R-2 (enderezados y con tratamiento de estabilización) 2 por 100

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

3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8

Las características geométricas y ponderales de los alambres de pretensado, así como las tolerancias correspondientes, se ajustarán a lo especificado en la UNE 36.095/1/85.

Comentarios

Las características mecánicas de los alambres se consiguen, en general, mediante un tratamiento térmico de patentado, seguido de un trefilado y de un proceso de envejecimiento acelerado. Los tratamientos termomecánicos del proceso de envejecimiento acelerado varían según el sistema de fabricación.

Cuando en igualdad de circunstancias se pueda elegir entre varios diámetros, se recomienda utilizar el mayor de ellos con el fin

de disminuir la importancia de los posibles defectos superficiales.

El fabricante puede suministrar a título informativo valores de la relajación correspondiente a una tensión inicial de 60, 70 y 80 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada o de la real. Esta se determina sobre una muestra adyacente a la sometida al ensayo de relajación. A falta de información del fabricante, los valores antes mencionados, según se recoge en UNE 36.095/85 pueden tomarse de la tabla siguiente:

Valores de la relajación

Tensión inicial según la carta de rotura $f_{m\acute{a}x}$		Grado de relajación	
		R.2	R.5
60%	de $f_{m\acute{a}x}$ garantizada	1,3	3,0
	de $f_{m\acute{a}x}$ real	1,5	5,0
70%	de $f_{m\acute{a}x}$ garantizada	2,0*	5,0*
	de $f_{m\acute{a}x}$ real	2,5	8,0
80%	de $f_{m\acute{a}x}$ garantizada	4,0	10,0
	de $f_{m\acute{a}x}$ real	4,5	12,0

*** Estos valores son los exigidos en el articulado.**

13.4 Barras

Las características mecánicas de las barras de pretensado, deducidas a partir del ensayo de tracción realizado según UNE 36.401/81 deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$ no será inferior a 980N/mm^2 .
- El límite elástico f_y , estará comprendido entre el 75 por 100 y el 90 por 100 de la carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$. Esta relación deberán cumplirla no sólo los valores mínimos garantizados, sino también los correspondientes a cada una de las barras ensayadas.
- El alargamiento bajo carga máxima medido sobre una base de longitud igual o superior a 200 mm. no será inferior a 3,5 por ciento.
- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante con una tolerancia del + 7 por 100.

Las barras soportarán sin rotura ni agrietamiento el ensayo de doblado especificado en la UNE 7.472/89.

La relajación a las 1.000 horas a temperatura de $20^\circ + 1^\circ \text{C}$ y para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 3 por 100. El ensayo se realizará según UNE 36.422/85.

Comentarios

Las barras que normalmente se utilizan como armaduras de pretensado son de acero de dureza natural. En ellas, si la carga unitaria de tensado no excede del 75 por 100 del valor correspondiente a su límite elástico, la relajación puede considerarse prácticamente nula.

Las barras para pretensado se producen en un reducido número de fábricas y, en general, para unos determinados sistemas de pretensado. No parece oportuno, por lo tanto, dar una información más detallada sobre dimensiones y calidades de las barras, información que deberá ser suministrada por los fabricantes.

13.5. Torzales y cordones

Las características mecánicas de los torzales y cordones de pretensado, deducidas de los ensayos de tracción realizados según UNE 36.401/81 y UNE 7.326/75, respectivamente, deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$ no será inferior a:
En torzales 1.770 N/mm^2 .
En cordones 1.670 N/mm^2 .
- El límite elástico f_y estará comprendido entre el 0,85 y el 0,95 de la carga unitaria máxima $f_{m\acute{a}x}$. Esta limitación deberán cumplirla no sólo los valores mínimos garantizados, sino también cada uno de los elementos ensayados.
- El alargamiento bajo carga máxima, medido sobre una base de longitud igual o superior a 500 mm., no será inferior al 3,5 por 100.
- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante, con una tolerancia de ± 7 por 100.
- La relajación a las 1.000 horas a temperatura de $20^\circ \pm 1^\circ \text{C}$ y para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, determinada según UNE 36.422/85, no será superior a los siguientes valores:
Torzales y cordones de grado R-6 (de alambre enderezado y con tratamiento de eliminación de tensiones) 6 por 100
Torzales y cordones de grado R-2 (de alambre enderezado y con tratamiento de estabilización) 2 por 100

El valor del coeficiente de desviación D en el ensayo de tracción desviada (apartado 7.3 de la UNE 41.184/89) no será superior a 28, para los cordones con diámetro nominal comprendido entre 12,5 y 12,9 mm. y entre 15,2 y 15,7 mm.

Las características geométricas y ponderales, así como las correspondientes tolerancias, de los torzales y cordones se ajustarán a lo especificado en las UNE 36.096/1/85 y 36.098/1/85, respectivamente.

Los alambres utilizados en los torzales o cordones soportarán el número de doblados y desdoblados indicados en 13.3.

Comentarios

Cuando, en igualdad de circunstancias, se pueda elegir entre varios torzales formados por alambres de distintos diámetros, se recomienda utilizar el formado por los de mayor diámetro con el fin de disminuir la influencia de los posibles defectos superficiales.

El ensayo de tracción desviada, consiste en someter una determinada longitud del cordón,

El fabricante puede suministrar a título informativo, valores de la relajación correspondiente a una tensión inicial de 60, 70, y 80 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada o de la real. Esta se determina sobre una muestra adyacente a la sometida al

desviada en su centro mediante un mandril, a una tracción creciente hasta producir la rotura de al menos uno de los alambres del cordón. Su objeto es determinar el comportamiento del cordón de pretensado bajo tensión multiaxial. A esta tensión suelen verse sometidos, en la práctica, los cordones de trazado no recto, o desviados en el anclaje.

ensayo de relajación. A falta de información del fabricante, los valores antes mencionados, según se recoge en UNE 36.096/85 y UNE 36.098/85 pueden tomarse de la tabla siguiente:

Valores de la relajación

Tensión inicial según la carta de rotura $f_{m\acute{a}x}$		Grado de relajación	
		R.2	R.5
60%	de $f_{m\acute{a}x}$ garantizada	1,3	3,0
	de $f_{m\acute{a}x}$ real	1,5	5,0
70%	de $f_{m\acute{a}x}$ garantizada	2,0*	5,0*
	de $f_{m\acute{a}x}$ real	2,5	8,0
80%	de $f_{m\acute{a}x}$ garantizada	4,0	10,0
	de $f_{m\acute{a}x}$ real	4,5	12,0

13.6. Cables

Los cables de pretensado se confeccionarán a partir de los alambres torzales o, más frecuentemente, cordones que cumplen las especificaciones de los apartados 13.3. y 13.5.

Comentarios

Los cables de pretensado se fabrican por las empresas suministradoras del sistema de pretensado o también, en algunos casos, por las propias empresas constructoras, con el objeto de lograr los tendones de gran potencia necesarios para proporcionar las importantes

fuerzas de pretensado que exigen las modernas estructuras.

En consecuencia, por tratarse de productos no comercializados, no resulta posible normalizar sus características.

13.7. Suministro y almacenamiento

Los alambres de grado R-3 y R-2 se suministrarán en rollos en los que el diámetro del bobinado no habrá de ser inferior a 250 veces el del alambre, y, al dejarlos libres en un suelo horizontal liso, presentarán una flecha inferior a 30 mm. en una base de 1 m., en cualquier punto del alambre.

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

Las barras se suministrarán en trozos rectos.

Los torzales se suministrarán en rollos cuyo diámetro interior sea igual o superior a 600 mm.

Los cordones se suministrarán en rollos, bobinas o carretes, que salvo acuerdo en contrario, contendrán una sola longitud de fabricación de cordón; y el diámetro interior del rollo o del núcleo de la bobina o carrete no será inferior a 600 mm.

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

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

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

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

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

Comentarios

Con un diámetro de bobinado no inferior a 260 veces el del alambre, se puede asegurar que la tensión producida por la flexión de enrollamiento en la fibra exterior se mantiene en la zona elástica del material con un adecuado margen de seguridad.

El peso de los rollos suele oscilar entre 50 y 250 kg. La longitud de suministro de las barras varía normalmente entre 12 y 14 m.

El peso normal de los carretes utilizados para el suministro de los cordones incluida su carga de cordón, es normalmente de 2.000 kg.

Se entiende por longitud de fabricación, la longitud de cordón que generalmente se fabrica con una misma carga de máquina.

13.8. Características que deben poseer las armaduras para poder ser ancladas por adherencia

Las armaduras destinadas a ser ancladas por adherencia deberán poseer unas características adherentes, definidas por su longitud de transmisión y longitud de anclaje, que les hagan adecuadas para su utilización en la forma prevista.

Comentarios

Se entiende por longitud de transmisión de una armadura dada, la necesaria para transferir al hormigón, por adherencia, la fuerza de pretensado introducida en dicha armadura, y por longitud de anclaje, la necesaria para garantizar la resistencia del anclaje por adherencia, hasta la rotura del acero.

Con objeto de que estas longitudes no hayan de ser determinadas experimentalmente en cada caso particular, se recomienda que los fabricantes sometan sus productos a homologación de sus características adherentes en un laboratorio oficial (véase Artículo 36°).

Se consideran adecuadas para su anclaje por adherencia, las armaduras cuya longitud de

anclaje resulta inferior a 100 \varnothing en el caso de alambres aislados (siendo \varnothing el diámetro del alambre) y a 150 veces el diámetro de cada

uno de los alambres individuales si se trata de torzales, cordones y cables.

Artículo 14°. Sistemas de pretensado

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

Los sistemas de pretensado cumplirán lo especificado en la UNE 41.184/89.

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

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

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

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

Comentarios

El informe técnico a que se refiere el articulado, debe contener, como mínimo, lo siguiente:

- Descripción y características de los elementos fundamentales, del sistema (anclajes, empalmes, conductos, etc.) así como de los equipos de tesado e inyección.

- Tipo y características de las armaduras activas que deben utilizarse.

- Datos sobre colocación de tendones y anclajes.

- Coeficientes de rozamiento y valor de penetración de cañas, en su caso.

- Valor del coeficiente de eficacia del tendón anclado.

Los aparatos que se utilizan para realizar el tesado de las armaduras postesas suelen ser gatos hidráulicos.

Los aparatos de medida deben ser los adecuados para medir las presiones de trabajo de los gatos utilizados. En el caso de emplearse manómetros, resultan especialmente recomendables los de precisión, con dispositivos de seguridad contra el golpe de ariete.

La máxima garantía en la medición del esfuerzo de pretensado se obtiene con el empleo de dinamómetros intercalados detrás del gato, entre el pistón y la armadura que se tesa. En los bancos de prefabricación para el tesado de las armaduras se utilizan, además de los gatos hidráulicos, otros dispositivos tales como sistemas de contrapesos, cabrestantes eléctricos y máquinas devanadoras. Estas últimas se emplean preferentemente en la prefabricación de placas y paneles.

Artículo 15°. Dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas

15.1. Características de los anclajes

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

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

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

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

Los ensayos necesarios para la comprobación de estas características serán los que figuran en la UNE 41.184/89.

El fabricante o suministrador de los anclajes justificará y garantizará las características de los mismos, precisando las condiciones en que deben ser utilizados. En el caso de anclajes por cuñas, deberá hacer constar, especialmente, la magnitud del movimiento conjunto de la armadura y la cuña, por ajuste y penetración.

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

Comentarios

Los anclajes por adherencia se calculan suponiendo que no haya deslizamiento del tendón.

Para disminuir la longitud de anclaje resultante del cálculo, los tendones se

gos, debe estudiarse cuidadosamente, ya que al no poder sustituir estos tendones, pueden presentarse durante la ejecución de la obra algunos inconvenientes, tales como los producidos por la rotura de un alambre o rozamientos superiores a los previstos, que tienen difícil solución.

La carga de rotura de tracción de un tendón suele ser en general, superior a la que es capaz de soportar el conjunto tendón-anclaje.

Coefficiente de eficacia de un tendón anclado es la relación entre la carga de rotura del tendón con su anclaje y el valor medio de la carga máxima que es capaz de resistir el tendón sólo en el ensayo normalizado de tracción de los aceros. Se exige un valor del

terminan en espiral o gancho, o se ondulan sus extremos con objeto de aumentar la adherencia con el hormigón.

La utilización de anclajes pasivos inaccesibles por hormigonado, en tendones lar-

coeficiente de eficacia superior en el caso de tendones no adherentes debido a que un aumento en la tuerza de dichos tendones se transmite al anclaje, mientras que en el caso de tendones adherentes dicho aumento se distribuye a lo largo del tendón por adherencia.

Puede definirse como resistencia a la fatiga de un anclaje la amplitud de carga que puede soportar dicho anclaje en 2.106 ciclos, sin ocasionar roturas que supongan una disminución superior al 5% de la sección inicial del tendón. Como requisito mínimo puede considerarse satisfactorio un anclaje que soporte 2.106 ciclos con una amplitud del 0,60 al 0,65 de la carga unitaria máxima a tracción del tendón.

15.2. Empalme

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

Comentarios

Entre los diversos tipos de empalme utilizables, pueden citarse, como ejemplo, los constituidos por manguitos roscados

(especialmente indicados en el caso de barras), manguitos de cañas, grapas, alambres enrollados bajo tensión, etc.

15.3. Suministro y almacenamiento

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

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

Artículo 16°. Vainas y accesorios

En los elementos estructurales con armaduras postesas es necesario disponer conductos adecuados para alojar dichas armaduras. Estos conductos pueden formarse, por diversos procedimientos, en la propia masa del hormigón al construir el elemento. Pero lo más frecuente es utilizar vainas que quedan embebidas en el hormigón de la pieza, o se recuperan una vez endurecido éste.

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

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

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

Los accesorios más utilizados son:

- *Tubo de purga o purgador.* Pequeño segmento de tubo que comunica los conductos de pretensado con el exterior y que se coloca, generalmente, en los puntos altos y bajos de su trazado para facilitar la evacuación del aire y del agua del interior de dichos conductos y para seguir paso a paso el avance de la inyección. También se le llama **respiradero**.
- *Boquilla de inyección.* Pieza que sirve para introducir el producto de inyección en los conductos en que se alojan las armaduras activas.
- *Separador.* Pieza generalmente metálica o de plástico que, en algunos casos, se emplea para distribuir uniformemente dentro de las vainas las distintas armaduras constituyentes del tendón.
- *Trompeta de empalme.* Es una pieza, de forma generalmente troncocónica, que enlaza la placa de reparto con la vaina.

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

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

Comentarios

Para formar los conductos en la propia masa del hormigón, pueden utilizarse barras de acero de diámetro adecuado, que se retiran cuando, estando el hormigón todavía fresco, ha alcanzado ya la resistencia suficiente para que el hueco dejado por la barra al ser extraída no se deforme. Este procedimiento se utiliza principalmente en los casos de construcción de piezas por dovelas de longitud moderada. No es aplicable en el caso de armaduras de trazado curvo.

Entre los tipos de vaina que se recuperan una vez endurecido el hormigón, deben citarse las constituidas por tubos de goma hinchables, de resistencia adecuada, que sobresalen por los extremos de las piezas. Para extraerlas, se desinflan primero y se sacan después tirando por uno de sus extremos salientes. Pueden utilizarse incluso para piezas de gran longitud y con armaduras de trazado tanto recto como poligonal o curvo.

Para conseguir la necesaria estanquidad en los empalmes de las vainas metálicas se recomienda recibirlos con cinta adhesiva o cualquier otro procedimiento análogo.

En los puntos difíciles del trazado de las vainas o en su unión con los anclajes, podrá recurrirse al empleo de mastiques especiales que garanticen la estanquidad requerida.

En general, se consigue una correcta inyección cuando el diámetro interior de la vaina supera al del tendón que en ella se aloja en 5 a 10 mm.; por otra parte, conviene que la relación entre la sección de la vaina y la de la armadura sea del orden de 1,5 a 2.

Las aberturas dispuestas a lo largo del trazado de las vainas deben permitir también la evacuación del agua que haya podido quedar en éstas, al lavarlas, antes de enfilear las armaduras o proceder a la inyección. Para la formación de estas aberturas y de los tubos de purga se recurre al empleo de piezas especiales accesorias, en T.

Tanto los separadores como las trompetas de empalme de las vainas con los anclajes, pueden ser de tipos muy distintos. En general, cada sistema de pretensado tiene adoptado un modelo característico.

Artículo 17°. Productos de inyección

17.1. Generalidades

Con el fin de asegurar la protección de las armaduras activas contra la corrosión, en el caso de tendones alojados en conductos o vainas dispuestas en el interior de las piezas, deberá procederse al relleno de tales conductos o vainas, utilizando un producto de inyección adecuado.

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

Los productos de inyección pueden ser adherentes o no, debiendo cumplir, en cada caso, las condiciones que en 17.2 y 17.3 se indican.

Comentarios

Hay que tener en cuenta que las armaduras que se utilizan en las obras pretensadas resultan especialmente sensibles a cualquier sustancia que provoque o favorezca la corrosión, no sólo por su mayor superficie

específica con relación a las barras de hormigón armado, sino también, y en mayor medida, por el estado de tensión elevada a que se encuentran sometidas una vez tesas.

17.2. Productos de inyección adherentes

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

- El cemento será Portland, de los tipos 1-0 ó 1. Para poder utilizar otros tipos de cementos será preciso una justificación especial.
- El agua no tendrá un pH inferior a 7.
- Cuando se utilicen áridos para la preparación del material de inyección, deberán estar constituidos por granos silíceos o calcáreos, exentos de iones ácidos y de partículas laminares tales como las de mica o pizarra.
- Podrán utilizarse aditivos si se demuestra, mediante los oportunos ensayos, que su empleo mejora las características del producto de inyección, por ejemplo, aumentando la facilidad de su puesta en obra, reduciendo la tendencia a la decantación, sirviendo como aireante o para provocar una expansión controlada de la lechada. En cualquier caso, deberá tenerse en cuenta lo indicado en el segundo párrafo de 17.1.

- La relación agua/cemento deberá ser la más baja posible compatible con la necesidad de obtener la fluidez precisa para poder realizar la inyección de forma adecuada.
- La exudación del mortero o lechada de inyección, determinada según se indica en el "Ensayo de estabilidad de la inyección" descrito en el Anejo 3 de la presente Instrucción, no debe exceder del 2%, en volumen, transcurridas tres horas desde la preparación de la mezcla. En casos excepcionales podrá admitirse hasta un 4%, como máximo. Además, el agua exudada deberá reabsorberse pasadas veinticuatro horas.
- La reducción de volumen de la mezcla no excederá del 3%, y la expansión volumétrica eventual será inferior al 10%. Estos valores se determinarán de acuerdo con lo indicado en el mismo "Ensayo de estabilidad de la inyección" citado en el párrafo anterior.
- La resistencia a compresión, a 28 días, de la mezcla de inyección no será inferior a 30 N/mm² (véase Artículo 75°).

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

Comentarios

El relleno de los conductos con una inyección adherente, tiene como fin proteger las armaduras activas y proporcionar la adherencia adecuada entre éstas y el hormigón de la pieza.

Es conveniente que las armaduras estén rodeadas por un material cuya alcalinidad sea elevada, para evitar su corrosión. Por esta causa se recomienda el uso del cemento Portland, salvo en casos debidamente justificados.

lechada, durante la inyección, dando lugar a nidos de arena que dificultan el perfecto llenado de la vaina.

Por otra parte, la experiencia demuestra que las arenas rodadas, silíceas y limpias, aumentan la inyectabilidad de los morteros, debido a la forma redondeada de sus granos.

En cuanto a la relación agua/cemento, conviene que sea reducida, no solo por razones de resistencia mecánica sino también por otros motivos, como la resistencia a las heladas y la retracción del material inyectado. La experiencia demuestra que, para una mezcla pura de cemento y agua, la relación agua/cemento idónea varía entre 0,38 y 0,43. Para otros tipos de mezclas será necesario determinar, en cada caso, la relación agua/cemento apropiada.

La resistencia a la helada de las lechadas o morteros puede considerarse satisfactoria si el producto de inyección contiene un 3%, como

En general, el batido de la lechada o mortero debe ser enérgico, a fin de producir un material muy trabado, y si es posible, de carácter coloidal.

Si el material de inyección es un mortero, la granulometría de éste debe ser prácticamente continua, ya que las discontinuidades favorecen la separación del árido y la

mínimo, de burbujas de aire incorporadas una vez reabsorbida el agua de segregación.

La fluidez de la lechada o mortero y su capacidad de retención de agua, condicionan la perfecta colmatación de los conductos o vainas. Un aumento de fluidez facilita la inyección pero puede provocar, posteriormente, una exudación mayor en el material inyectado y, como consecuencia, un defectuoso relleno de los conductos.

Por tanto, si la fluidez que produce la máxima exudación admitida no es suficiente para realizar la inyección, será necesario emplear un producto aero-fluidificante, sin añadir más agua al mortero, o utilizar una sustancia finamente dividida, -trass, tierra de diatomeas, etc.-, que permita incrementar el agua de amasado y en consecuencia la fluidez, sin que aumente por ello la exudación, ya que esos materiales finamente divididos mejoran la capacidad de retención de agua.

La fluidez de la lechada o mortero de inyección puede medirse por el tiempo que un

volumen determinado de lechada tarda en salir por un viscosímetro, tal como el indicado en la figura 17.2. Podrán también emplearse otros procedimientos siempre que previamente se demuestre, mediante ensayos, que resultan adecuados para el fin propuesto.

Ya se ha indicado que, según su fluidez, cada tipo de mezcla tiene un campo específico de aplicación. Conviene aclarar que los límites inferiores de fluidez vienen en general dados por la necesidad de obtener la suficiente inyectabilidad y los superiores por las exigencias relativas a la resistencia a compresión, la reducción de volumen y la exudación.

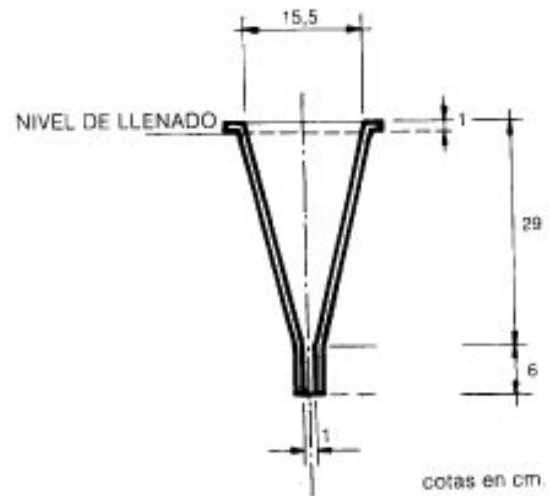


Figura 17.2

17.3. Productos de inyección no adherentes

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

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

Comentarios

Los productos de inyección no adherentes suelen utilizarse como protección de carácter temporal de las armaduras activas cuando

haya que retesar en el caso de tener que realizar un control continuo de tensiones, y en otras circunstancias análogas.

CAPITULO III : EJECUCIÓN

Artículo 18°. Cimbras, encofrados y moldes

Las cimbras, encofrados y moldes, así como las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficientes para resistir, sin asientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones de cualquier naturaleza que puedan producirse sobre ellos como consecuencia del proceso de hormigonado y, especialmente, bajo las presiones del hormigón fresco o los efectos del método de compactación utilizado.

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

Los encofrados y moldes 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.

Las superficies interiores de los encofrados y moldes 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 y moldes no impidan la libre retracción del hormigón.

Debe tenerse en cuenta, además, que en el caso del hormigón pretensado adquiere primordial importancia la comprobación de que las cimbras, encofrados y moldes permitan las deformaciones

de las piezas en ellos hormigonadas y resistir adecuadamente la redistribución de cargas que como consecuencia se originan, durante el tesado de las armaduras y la transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón. Especialmente, las cimbras, encofrados y moldes deben permitir, sin coartarlos, los acortamientos de los elementos que en ellos se construyen.

En el caso de prefabricación de piezas en serie, cuando los moldes que forman cada bancada sean independientes deberán estar perfectamente sujetos y arriostrados entre sí para impedir movimientos relativos durante la fabricación. Por el contrario, el conjunto de moldes deberá poderse mover libremente para no coartar la eficacia de la compactación.

Si se utilizan productos para facilitar el desencofrado o desmoldeo de las piezas, dichos productos no deben dejar rastros en los paramentos de hormigón, ni deslizarse por las superficies verticales o inclinadas de los moldes o encofrados. Por otra parte, no deberán impedir la ulterior aplicación de revestimientos ni la posible construcción de juntas de hormigonado, especialmente cuando se trate de elementos que posteriormente, vayan a unirse entre sí, para trabajar solidariamente. Como consecuencia, el empleo de estos productos deberá ser expresamente autorizado, en cada caso, por el Director de Obra.

Como norma general, se evitará el uso de gasoil, grasa corriente o cualquier otro producto análogo pudiéndose utilizar para estos fines barnices antiadherentes compuestos de siliconas, o preparados a base de aceites solubles en agua o grasa diluida.

Comentarios

A efectos de la presente Instrucción, encofrado es el elemento destinado al hormigonado in situ de una parte cualquiera de la estructura, y molde el que se utiliza con el mismo objeto pero cuando el hormigonado no se hace in situ sino a pie de obra o en una planta o taller de fabricación.

Conviene que el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establezca los límites máximos que puedan alcanzar los movimientos de las cimbras, encofrados y moldes. A título de orientación, pueden fijarse los de cinco milímetros para los movimientos locales y la milésima de la luz para los de conjunto.

La presión estática ejercida por el hormigón sobre los encofrados o moldes, aumenta, como es sabido, con la altura de la masa fresca contenida en los mismos. Por otra parte, la aplicación del vibrado para compactar el hormigón, así como el empleo de fluidificantes, origina presiones adicionales. Por todo ello, cuando la velocidad de hormigonado vaya a ser elevada, cuando se compacte por vibrado o cuando se utilicen fluidificantes, será preciso cuidar especialmente la buena terminación de los encofrados o moldes, así como adoptar las adecuadas precauciones que garanticen su necesaria rigidez, y reducir al mínimo el número de sus juntas, reforzándolas convenientemente.

Por lo que respecta a la rigidez de los moldes o encofrados, necesaria para que la sección transversal de la pieza se mantenga constante, conviene subrayar que en los elementos de hormigón pretensado las tolerancias en las dimensiones tienen que ser menores que en hormigón armado dado que, normalmente, las piezas son más esbeltas y sus espesores más reducidos.

Cuando la luz de un elemento sobrepase los seis metros, se recomienda disponer las cimbras y encofrados o moldes de manera que, una vez retirados y cargada la pieza, ésta presente una ligera contraflecha (del orden del milésimo de la luz) para conseguir un aspecto agradable.

En el momento de la transferencia, es decir, cuando la fuerza de pretensado introducida en las armaduras activas se transmite al hormigón, el elemento que se construye experimenta una serie de deformaciones y nuevos estados de carga que es preciso tener en cuenta en el proyecto de las correspondientes cimbras y encofrados o moldes.

Así por ejemplo, en una viga isostática con fuerza de pretensado excéntrica, la pieza adquiere una contraflecha y, como consecuencia, todo su peso propio que inicialmente actuaba distribuido a lo largo del molde o encofrado, se concentra en los extremos. Por otra parte, el elemento de hormigón debe experimentar un acortamiento

elástico instantáneo y si la superficie interior de los moldes o encofrados impide o dificulta (por adherencia, rozamiento, presencia de resaltos, etc.) este acortamiento, los esfuerzos de tracción que como consecuencia se producen, pueden dar lugar a la fisuración de dicho elemento.

La necesidad de mantener perfectamente arriostrados entre sí los moldes individuales

Situados en una misma bancada de prefabricación, se justifica por el hecho de que como el trazado de las armaduras activas ancladas en los estribos extremos de la bancada es constante a lo largo de ésta, si los moldes no se encuentran perfectamente alineados, la distribución de dichas armaduras y sus recubrimientos variarán de un molde a otro y, por consiguiente, las características resistentes de las piezas en ellos fabricadas.

Artículo 19º. Colocación de las armaduras pasivas

19.1. Generalidades

Las armaduras pasivas 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 o molde de manera que no puedan experimentar movimiento durante el vertido y compactación del hormigón, y permitan a éste envolverlas sin dejar coqueras.

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. En estas zonas, cuando se doblen simultáneamente muchas barras, resulta aconsejable aumentar el diámetro de los estribos o disminuir su separación.

Se autoriza el uso de la técnica de soldadura para la elaboración de la ferralla, siempre que la operación se realice con las debidas garantías y normas de buena práctica, el acero sea apto para la soldadura y se efectúe previamente a la colocación de la ferralla en el encofrado. Los cercos o estribos se sujetarán a las barras principales mediante simple atado u otro procedimiento idóneo, prohibiéndose expresamente la fijación mediante puntos de soldadura, una vez situada la ferralla en los moldes o encofrados.

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 para las armaduras pasivas: uno para la armadura principal y otro para los estribos.

En la ejecución de las obras se cumplirá en todo caso, lo indicado en 19.5 "Anclaje de las armaduras pasivas" y 19.6 "Empalme de las armaduras pasivas".

Comentarios

Los calzos y apoyos provisionales de las armaduras pasivas en los encofrados o moldes deben ser de hormigón, mortero, plástico u otro material apropiado, desaconsejándose el empleo de los de madera. Tampoco es conveniente utilizar para esos fines elementos metálicos si han de quedar vistos, pues podrían perjudicar la durabilidad de la obra, o su buen aspecto.

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

Cuando se utilicen apoyos de plástico, para asegurar su buen enlace con el hormigón de la pieza, aquellos deberán presentar orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25% de la superficie bruta del calzo.

Aun cuando no exista peligro de confusión de barras, debe evitarse, en la medida de lo posible, el empleo simultáneo, como armaduras longitudinales las de acero de características diferentes. Además, deben acopiarse separadamente las barras de distinto tipo o proceso de fabricación, y las barras soldables de las que no lo son.

Una forma de evitar confusiones en obra es marcar con distintos colores las barras de

19.2. Doblado de las armaduras

Las armaduras pasivas se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y a velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

Cuando se trate de armadura de acero AE. 215 L (12.2), se admitirá el doblado en caliente, cuidando de no alcanzar la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (unos 800°C) y dejando luego enfriar lentamente las barras calentadas.

El doblado de las barras, salvo indicación en contrario del proyecto, se realizará con diámetros interiores "d" que cumplan las condiciones siguientes:

- No ser inferiores a los indicados en el Artículo 12º para el ensayo de doblado-desdoblado.
- No ser inferiores a 10 veces el diámetro de la barra.
- No ser inferiores al valor deducido de la siguiente expresión:

$$d = \frac{2f_{yk}}{3f_{ck}} \varnothing$$

siendo:

\varnothing = diámetro nominal de la barra (véase su definición en 12.1).

f_{yk} = límite elástico de proyecto del acero (véase su definición en 34.2).

f_{ck} = resistencia de proyecto del hormigón (véase su definición en 35.1), expresada en las mismas unidades que f_{yk} .

En el caso de que el recubrimiento lateral de la barra doblada sea superior a dos veces el diámetro de la barra podrá reducirse la tercera limitación, aplicando un factor igual a 0,6 al valor dado por la fórmula anterior.

Los cercos o estribos podrán doblarse con diámetros inferiores a los anteriormente indicados con tal de que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración. Para evitar esta fisuración, el diámetro empleado no deberá ser inferior al indicado en el Artículo 12º para el ensayo del doblado simple, ni a 3 cm.

En el caso de las mallas electrosoldadas rigen también las limitaciones anteriores; pero excepcionalmente puede aceptarse que el diámetro de doblado sea inferior al del ensayo de doblado-desdoblado indicado en el Artículo 12º, en cuyo caso no deberá efectuarse el doblado de la barra a menos de cuatro diámetros contados a partir del nudo más próximo.

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.

Comentarios

La velocidad con que se realice la operación de doblado debe tener en cuenta el tipo de acero y la temperatura ambiente. A este efecto se recuerda que, con bajas temperaturas, pueden producirse roturas frágiles por choque o doblado.

La limitación impuesta en el artículo que se comenta, para el diámetro interior de doblado de las barras, proporciona valores comparables a los indicados en otras Instrucciones extranjeras y, según se ha podido comprobar experimentalmente, resulta suficientemente segura, en especial si se

respetan las prescripciones relativas a distancias al paramento y a colocación de cercos en los codos. Aunque sea elemental, debe recordarse también a este respecto la conveniencia de no doblar, en una misma sección de la pieza, un número elevado de barras, con objeto de no crear una concentración de tensiones en el hormigón que pudiera llegar a ser peligrosa.

Cuando los dobleces se efectúen en zonas fuertemente solicitadas, o si el proyectista desea hacerlos con diámetros menores que los prescritos en el articulado, deberá

estudiarse el valor mínimo que se pueda asignar a dichos diámetros sin que peligre la zona de hormigón correspondiente al cambio de dirección de la armadura, teniendo en cuenta que el efecto de las tracciones que tienden a desgarrar el hormigón suele ser más perjudicial que el de las compresiones directamente originadas por el codo. En estos casos es siempre necesario rodear con cercos o estribos, en las zonas correspondientes a los codos, las barras dobladas.

La tercera limitación del articulado relativo al doblado de barras tiene por objeto evitar daños locales en el hormigón. Para su establecimiento se ha partido de las especificaciones de 19.4 relativas a recubrimiento lateral.

19.3. Distancias entre barras de armaduras

La disposición de las armaduras pasivas debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta, en su caso, las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

Las prescripciones que siguen son aplicables a las obras ordinarias hormigonadas in situ. Cuando se trate de obras provisionales, o en los casos especiales de ejecución particularmente cuidada (por ejemplo, elementos prefabricados con riguroso control), se podrán disminuir las distancias mínimas que en los apartados siguientes se indican previa justificación especial.

Comentarios

Las zonas de gran densidad de armaduras pasivas tales como los cruces de elementos estructurales, zonas de anclaje etc., constituyen un caso especial en el que pueden disminuirse las distancias mínimas indicadas en este apartado, siempre que la ejecución sea particularmente cuidada; es decir, siempre que se asegure un correcto

Respecto al doblado de cercos o estribos, sobre todo si son de acero especial, se llama la atención sobre el riesgo que entraña realizar esa operación con diámetros pequeños por la posibilidad de que se produzca un principio de fisuración, visible o no, con el consiguiente peligro de futura corrosión para la barra. Idéntico riesgo se corre al tratar de enderezar un codo.

Si resulta imprescindible realizar desdoblos en obra, como por ejemplo, en el caso de algunas armaduras en espera, será necesario justificar experimentalmente la idoneidad del proceso de ejecución previsto.

hormigonado de la pieza, de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón.

Es útil, a menudo, el aparear los estribos cuando su separación es pequeña, con objeto de facilitar el paso del hormigón.

19.3.1. Barras aisladas

A) La distancia horizontal libre entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en 19.3.2.C, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- a) dos centímetros;
- b) el diámetro de la mayor;
- c) el valor correlativo al que se toma en el apartado a) de 9.2.

B) La distancia vertical libre entre dos barras aisladas consecutivas cumplirá las condiciones a) y b) del párrafo anterior.

Comentarios

En el caso en que se dispongan varias capas de barras como armadura, se recomienda

aumentar prudencialmente las separaciones mínimas del articulado.

Se llama grupo de barras a dos o más barras puestas en contacto.

A) Como norma general, se podrán colocar grupos de hasta tres barras como armadura principal, siempre que sean corrugadas. Cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical, y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse grupos de hasta cuatro barras corrugadas.

B) En los grupos de barras para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras que lo constituyan. Estas magnitudes se medirán a partir del contorno real del grupo.

C) En los grupos, el número de barras y su diámetro serán tales que el diámetro equivalente del grupo, definido en la forma indicada en el párrafo anterior, no sea mayor que 50 mm., salvo en piezas comprimidas que se hormigonen en posición vertical en las que podrá elevarse a 70 mm. la limitación anterior. En las zonas de solapo el número máximo de barras en contacto en la zona del empalme será de cuatro.

Comentarios

Para facilitar la puesta en obra del hormigón, resulta ventajoso, a veces, adoptar las disposiciones previstas en los puntos A) y C). Tales disposiciones son aconsejables tan sólo

con hormigones de buena calidad, debiendo, además, asegurar el buen recubrimiento de las barras mediante un cuidadoso vibrado de la masa en las zonas de hormigón vecinas.

19.4. Distancias a los paramentos

Se observarán los siguientes recubrimientos mínimos:

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 o diámetro equivalente si se trata de grupo de barras y al 0,80 del tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido (Véase 9.2).

b) Para cualquier clase de armadura (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior no será inferior a los valores siguientes:

Ambiente I Estructuras en interiores de edificios o medios exteriores de baja humedad (no se sobrepasa el 60% de la humedad relativa más de 90 días al año)	20 mm.
Ambiente II Estructuras en exteriores normales (no agresivos) o en contacto con aguas normales o terreno ordinario	30 mm.
Ambiente III Estructuras en atmósfera agresiva industrial o marina, o en contacto con terrenos agresivos o con aguas salinas o ligeramente ácidas	40 mm.

Los valores anteriores podrán disminuirse:

En láminas, piezas con paramentos protegidos y piezas prefabricadas 5 mm.

Con hormigones de $25 \leq f_{ck} < 40 \text{ N/mm}^2$ 5 mm.

Con hormigones de $f_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ 10 mm.

sin que en ningún caso resulten recubrimientos inferiores a 15 mm., 20 mm. o 25 mm. para los casos I, II y III respectivamente.

c) La distancia libre de los paramentos a las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.

d) En las estructuras expuestas a ambientes químicos especialmente agresivos, el proyectista fijará el recubrimiento teniendo en cuenta que los valores anteriores deben ser prudentemente aumentados a la vez que debe cuidarse la compacidad y no porosidad del hormigón del recubrimiento (véase 33.3)

e) Cuando por exigencias de protección frente a incendios o utilización de grupos de barras, el recubrimiento sea superior a 40 mm. deberá colocarse una malla de reparto en medio del espesor del recubrimiento en la zona de tracción, con una cuantía geométrica del 5 por mil del área de recubrimiento para barras o grupos de barras de diámetro (o diámetro equivalente) igual o inferior a 32 mm., y del 10 por mil para diámetros (o diámetro equivalente) superiores a 32 mm.

Comentarios

En el caso de vigas usuales la aplicación del articulado conduce a una disposición de la malla de reparto A_s como se indica en la figura

19.4, siendo A_r el área de recubrimiento (zona rayada).

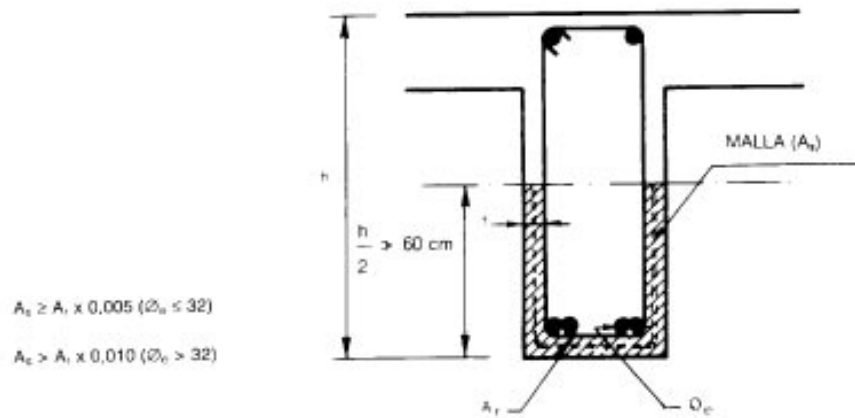


Figura 19.4

En ambiente agresivo la colocación de una malla en la zona de recubrimiento puede resultar perjudicial por el peligro de oxidación de los redondos de dicha malla.

Los recubrimientos mínimos, en mm., establecidos en el articulado (sub epígrafe b) se resumen en la tabla que sigue, en la que f_{ck} se expresa en N/mm^2 .

Tabla 19.4.

Condiciones ambientales de la estructura	Elementos en general			Láminas; piezas con paramentos protegidos; piezas prefabricadas		
	$f_{ck} < 25$	$25 < f_{ck} < 40$	$f_{ck} \geq 40$	$f_{ck} < 25$	$25 \leq f_{ck} < 40$	$f_{ck} \geq 40$
I.- Interior de edificios - Exteriores de baja humedad	20	15	15	15	15	15
II.- Exteriores normales - Contacto con aguas normales	30	25	20	25	20	20
III.- Atmósfera marina o industrial. - Contacto con el terreno - Contacto con aguas salinas o ligeramente ácidas	40	35	30	35	30	25

19.5. Anclaje de las armaduras pasivas

19.5.1. Generalidades

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patina, 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.

A efectos de anclaje de las barras en tracción para tener en cuenta el efecto de la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante, se supondrá la envolvente de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual al canto útil y en sentido más desfavorable (fig. 19.5.1.a).

Deberá continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo, en el caso de apoyos extremos de vigas; y al menos un cuarto en los intermedios. Esta armadura se prolongará a partir del eje del apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud de anclaje reducida.

En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas en 19.5.2. y 19.5.3. se aumentarán en $10 \varnothing$.

Por el contrario, cuando la sección real de acero $A_{s, \text{real}}$ sea superior a la estricta A_s , las longitudes de anclaje indicadas en 19.5.2. y 19.5.3. pueden reducirse en la

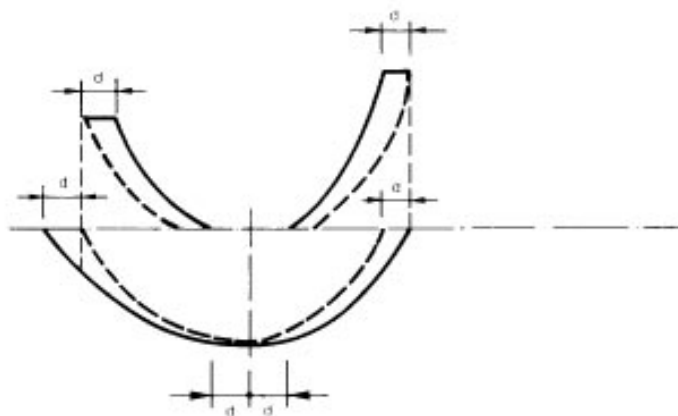


Figura 19.5.1.a.

relación $A_s/A_{s, \text{real}}$ no debiendo adoptar para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- $10 \varnothing$
- 15 cm.
- la tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza de hormigón. Se distinguen las dos posiciones siguientes:

- Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45° , están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm. de la cara superior de una capa de hormigonado.
- Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. En esta posición, las longitudes de anclaje serán iguales a 1,4 veces la de la posición 1.

Comentarios

Cuando se utilicen ganchos, debe tenerse en cuenta que tales dispositivos no son verdaderamente eficaces más que cuando están cubiertos de un espesor suficiente de

hormigón. Por ello, en el caso de vigas, es buena práctica inclinar los ganchos con el fin de que queden rodeados de la mayor masa posible de hormigón (fig. 19.5.1.b) .

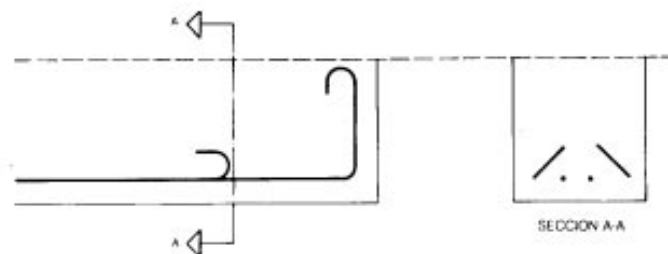


Figura 19.5.1.b

El punto en que deja de ser necesaria una barra, debe calcularse teniendo en cuenta, tanto las sollicitaciones normales como las tangenciales. De una manera suficientemente aproximada puede tenerse en cuenta el efecto de la sollicitación tangencial, trasladando la envolvente de las leyes de momentos flectores, paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable.

El esfuerzo que puede desarrollar un anclaje se calculará suponiendo:

- a) que en la longitud interesada por un anclaje, la tensión de adherencia es constante e igual al valor medio τ_{bm} que se define convencionalmente.
- b) que en las partes curvas del anclaje se superpone a la adherencia un rozamiento entre el acero y el hormigón.

Estas hipótesis conducen, en el anclaje total por prolongación recta, a la siguiente ecuación de equilibrio:

$$A_s f_{yd} = u l_b \tau_{bm}$$

con los siguientes significados:

A_s = área de la sección transversal de la barra
 f_{yd} = resistencia de cálculo del acero
 l_b = longitud de anclaje
 u = perímetro de la barra
 τ_{bm} = tensión media de adherencia

Despejando l_b queda:

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 \tau_{bm}}$$

Para barras lisas el valor de τ_{bm} es el indicado por τ_{bd} en 19.7.

Para barras corrugadas el valor de τ_{bm} depende del diámetro de la barra, de la calidad del hormigón y de la propia longitud de anclaje, por lo que su formulación es complicada y se ha recurrido a la tabulación de las longitudes prácticas de anclaje en la tabla 19.5.3, basándose en la experimentación realizada con motivo de la homologación de las características adherentes de las barras fabricadas en España.

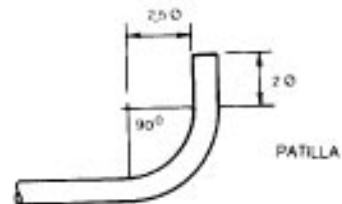
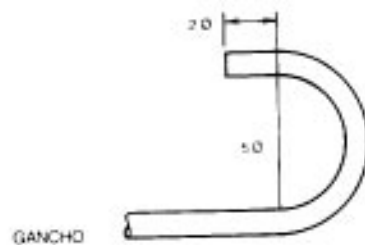
19.5.2. Anclaje de las barras lisas

Salvo justificación especial, las barras lisas que trabajen exclusivamente a compresión se anclarán por prolongación recta o patilla. En los demás casos las barras se anclarán por gancho.

El gancho normal para barras lisas está formado (fig. 19.5.2.a) 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 (fig. 19.5.2.b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a $2,5 \varnothing$ con una prolongación recta igual a $2 \varnothing$.

En la figura 19.5.2.c se indican las longitudes prácticas de anclaje l_b que deben adoptarse para las barras lisas en los casos en que se señalan.

Los valores de n se dan en la tabla 19.5.2.



GANCHO Y PATILLA NORMALES PARA BARRAS LISAS

Figura 19.5.2.a.

Figura 19.5.2.b.

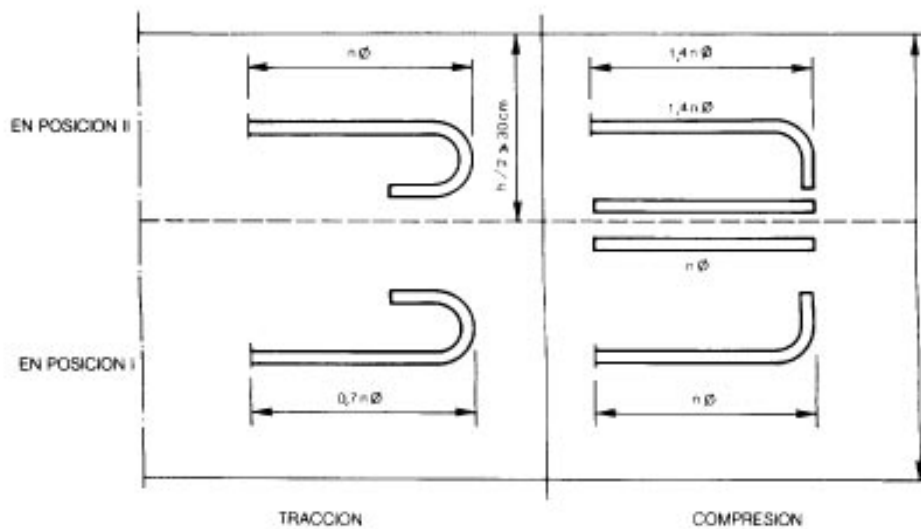


Figura 19.5.2.c.

Tabla 19.5.2.

HORMIGÓN	n
H - 25	33
H - 30	30
H - 35	25
H - 40	25
H - 45	25
H - 50	25

Para anclajes en formas distintas a las anteriormente consideradas, podrán descontarse:

- 5 Ø en el caso de curvas comprendidas entre 45° y 90°
- 10 Ø para curvas entre 90° y 135°
- 15 Ø para curvas entre 135° y 180°

Comentarios

Como norma general, es aconsejable disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a tracciones importantes. Por esta causa, a veces es obligatorio el empleo de anclajes a 45° ó 90°.

Los diámetros mínimos impuestos a los ganchos y patillas tienen por objeto limitar las

tensiones de compresión localizadas en el hormigón, en contacto con la parte curva de la armadura. Debe tenerse en cuenta que, como consecuencia de la compresión localizada, pueden aparecer tracciones en el hormigón más perjudiciales que las compresiones originadas por el codo.

19.5.3. Anclaje de las barras corrugadas

Este apartado se refiere a las barras corrugadas cuyas características de adherencia han sido homologadas y cumplen la condición establecida en el Artículo 12°.

Salvo justificación especial, las barras corrugadas se anclarán preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse patilla en las barras trabajando a tracción.

La patilla normal para barras corrugadas está formada (fig. 19.5.3.a) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a 3,5 Ø, con una prolongación recta igual a 2 Ø.

Las longitudes prácticas de anclaje en prolongación recta l_{bl} pueden calcularse para las barras corrugadas con las siguientes fórmulas (fig. 19.5.3.b):



Figura 19.5.3.a.

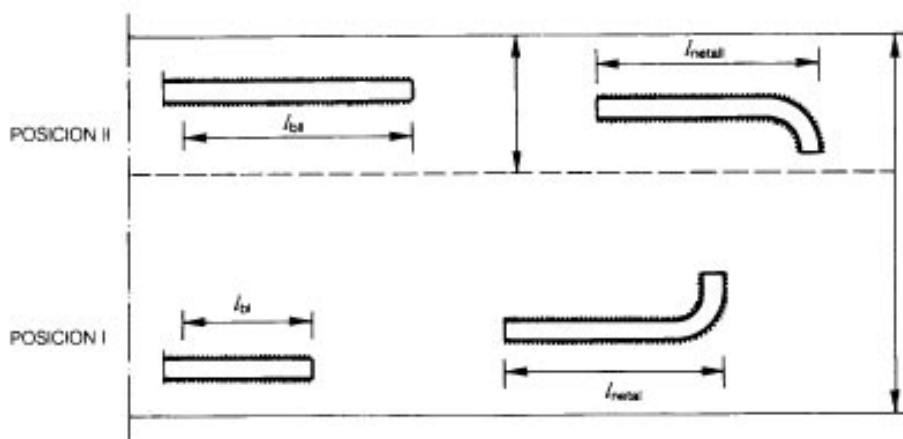


Figura 19.5.3.b.

Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m\varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \leq 15 \text{ cm}$$

Para barras en posición II:

$$l_{bI} = 1,4 m\varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing \leq 15 \text{ cm}$$

siendo:

Ø = diámetro de la barra, en centímetros.
m = coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 19.5.3. en función
del tipo de acero.
 f_{yk} = límite elástico garantizado del acero, en N/mm^2 .

Tabla 19.5.3.

HORMIGÓN	m		
	AEH - 400	AEH - 500	AEH-600
H - 25	12	15	19
H - 30	10	13	17
H - 35	9	12	16
H - 40	8	11	15
H - 50	7	10	14

La terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas en tracción permite reducir la longitud de anclaje a $l_{neta} = 0,7l_b$ no debiendo adoptarse para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los siguientes:

- a) $10 \varnothing$
- b) 15 cm.

19.5.4. Reglas especiales para el caso de grupos de barras

Siempre que sea posible, los anclajes de las barras de un grupo se harán por prolongación recta. Cuando todas las barras del grupo dejan de ser necesarias en la misma sección, la longitud de anclaje de las barras será como mínimo:

- 1,3 l_b para grupos de 2 barras
- 1,4 l_b para grupos de 3 barras
- 1,6 l_b para grupos de 4 barras

siendo l_b la longitud de anclaje correspondiente a una barra aislada.

Cuando las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, a cada barra se le dará la longitud de anclaje que le corresponda según el siguiente criterio:

- 1,2 l_b si va acompañada de 1 barra en la sección en que deja de ser necesaria.
- 1,3 l_b si va acompañada de 2 barras en la sección en que deja de ser necesaria.
- 1,4 l_b si va acompañada de 3 barras en la sección en que deja de ser necesaria.

Teniendo en cuenta que en ningún caso los extremos finales de las barras pueden distar entre sí menos de la longitud l_b (fig. 19.5.4).

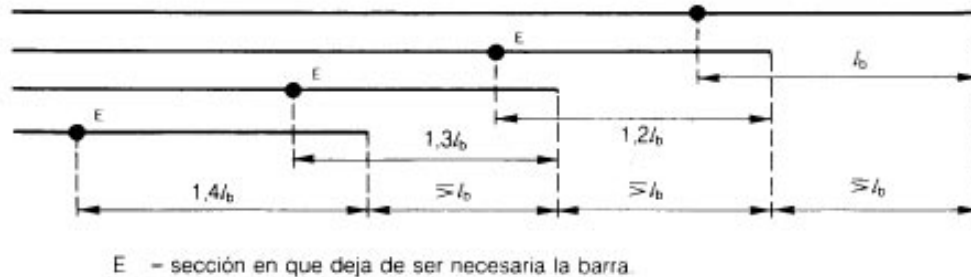


Figura 19.5.4.

19.5.5. Anclaje de mallas electrosoldadas

A) Mallas corrugadas. La longitud de anclaje se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$l_{b1} = l_b \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

siendo l_b el valor indicado en las fórmulas dadas en 19.5.3. Si en la zona de anclaje existe al menos una barra transversal soldada, la longitud de anclaje se reducirá en el 30 por 100. En todo caso, la longitud de anclaje no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a) $0,3 l_b$

- b) $10 \varnothing$
c) 15 cm.

Para el caso de barras dobles, se aplicará lo dicho en 19.5.4.

B) Mallas lisas. La longitud de anclaje se calculará con la misma fórmula que para mallas corrugadas, pero no contendrá, en ningún caso menos de $4 \frac{A_s}{A_{s,real}}$ transversales.

En todo caso, la longitud de anclaje no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a) $0,3 l_b$
b) $10 \varnothing$
c) 15 cm.

19.6. Empalme de las armaduras

19.6.1. Generalidades

No se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice el Director de Obra; empalmes que se procurará que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga.

Los empalmes podrán realizarse por solapo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente una resistencia a la rotura no inferior a la de la menor de las 2 barras empalmadas y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza, se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a l_b (fig. 19.6.1).

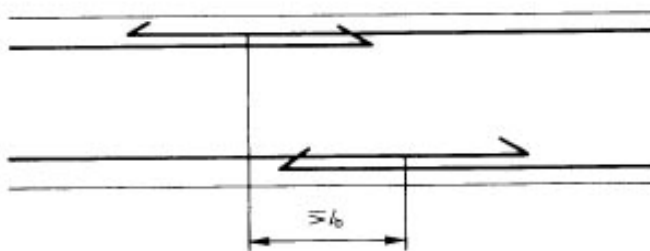


Figura 19.6.1.

19.6.2. Empalmes por solapo

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de $4 \varnothing$ como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que la prescrita en 19.3.

Para el caso en que el porcentaje de barras solapadas en la misma sección sea menor o igual al 50 por 100 de las barras existentes en dicha sección, la sección de la armadura transversal será de $1/3$; mientras que en caso de que el porcentaje sea mayor, la sección de la armadura transversal será los $2/3$ de la sección de la barra solapada de mayor diámetro.

Cuando se trate de barras corrugadas, no se dispondrán ni ganchos ni patillas, y la longitud de solapo no será inferior a αl_b siendo l_b la longitud definida en 19.5.3. y a un coeficiente, dado en la tabla 19.6.2, función del porcentaje de armaduras solapadas en una sección, respecto a la sección total de acero en esa misma sección.

Para barras de diámetro mayor de 32 mm, sólo se admitirán los empalmes por solapo si se justifica satisfactoriamente, en cada caso, mediante estudios especiales, su correcto comportamiento.

Tabla 1 9.6.2. VALORES DE α

Distancia entre los	Porcentaje de barras solapadas	Barras solapadas
---------------------	--------------------------------	------------------

empalmes más próximos a (fig. 19.6.2)	trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero.					trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$\leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$\leq 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

En el caso de barras corrugadas, pueden empalmarse todas las de una sección; mientras que si se trata de barras lisas sólo se pueden empalmar el 50 por 100 si las solicitaciones son estáticas, y el 25 por 100 si las solicitaciones son dinámicas.



Figura 19.6.2.

Comentarios

Para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a otra, es fundamental que el espesor del hormigón existente alrededor del empalme sea suficiente. El valor mínimo recomendable para ese espesor es el de dos veces el diámetro de las barras.

Conviene respetar además las distancias establecidas en 19.3. y 19.4.

Deberá prestarse la mayor atención durante el hormigonado, para asegurar que éste se

realiza de un modo adecuado en las zonas de empalmes de barras.

La falta de experiencia y de los necesarios estudios sobre las medidas que deben adoptarse para garantizar el correcto comportamiento de los empalmes por solapo para barras de diámetro mayor de 32 mm, aconseja utilizar en estos casos otros tipos de empalmes, especialmente los realizados mediante dispositivos metálicos, tales como manguitos.

19.6.3. Empalme por solapo de grupos de barras

Para el empalme por solapo de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se colocará enfrentada a tope a aquélla que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria será de $1,2 l_b$ ó $1,3 l_b$ según sean grupos de dos o tres barras (fig. 19.6.3).

Se prohíbe el empalme por solapo en los grupos de cuatro barras.

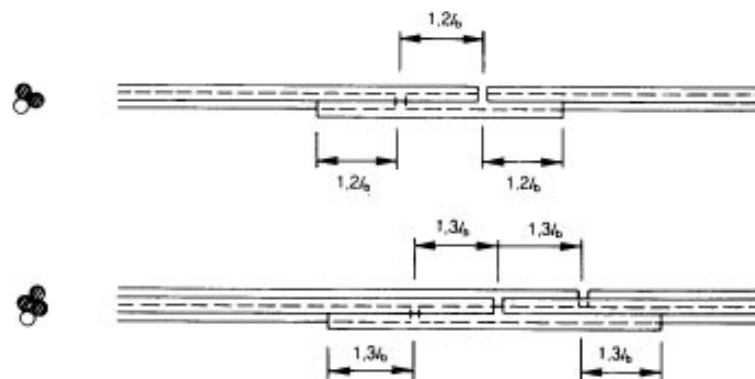


Figura 19.6.3.

19.6.4. Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas: Solapos longitudinales

A) Mallas corrugadas. Se consideran dos posiciones de solapo, según la disposición de las mallas: acopladas (fig. 19.6.4.a) y superpuestas o en capas (figs. 19.6.4.b y 19.6.4.c).

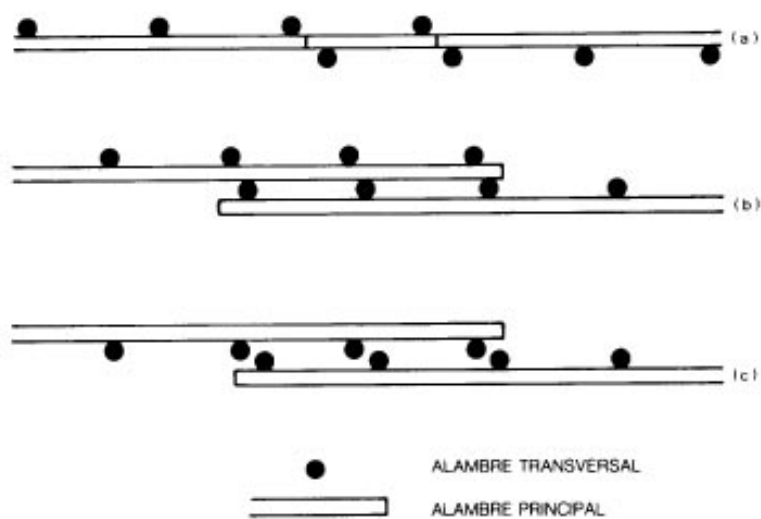


Figura 19.6.4

Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

$$l_{b1} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} (1)$$

siendo l_b el valor dado en 19.5.3 y el α coeficiente indicado en la tabla 19.6.2.

Para cargas predominantemente estáticas, se permite el solapo del 100 por 100 de la armadura en la misma sección. Para cargas dinámicas sólo se permite el solapo del 100 por 100, si toda la armadura está dispuesta en una capa; y del 50 por 100 en caso contrario. En este último caso, los solapos se distanciarán entre sí la longitud l_{b1} .

En todos los casos la longitud mínima de solapo no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a) $0,3 l_b$
- b) $10 \varnothing$
- c) 15 cm.

Solapo de mallas superpuestas: La longitud del solapo será de $1,7 l_b$. En todos los casos la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- a) $0,3 l_b$
- b) $15 \varnothing$
- c) 20 cm.

Se procurará situar los solapos en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80 por 100 de las máximas posibles. La proporción de alambres que pueden ser solapados será del 100 por 100, si se dispone una sola capa de mallas, y del 60 por 100 si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre solapos deberá ser de $1,5 l_b$. Con las barras dobles de $\varnothing > 8,5$ mm., sólo se permite solapar, como máximo, el 60 por 100 de la armadura.

B) Mallas lisas.

Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

$$l_{b1} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} (2)$$

siendo l_b el valor dado en 19.5.3 y α el coeficiente indicado en la tabla 19.6.2.

En cualquier caso, la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a) $0,3 l_b$
- b) $10 \varnothing$
- c) 15 cm.

Solapo de mallas superpuestas: La longitud del solapo será de $1,7 l_b$ pero no contendrá menos de $5 \frac{A_s}{A_{s,real}}$ barras transversales.

En cualquier caso, la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los valores indicados a continuación:

- a) $0,3 l_b$
- b) $15 \varnothing$
- c) 20 cm.

Solapos transversales:

Para mallas acopladas se aplicarán las fórmulas (1) y (2).

Para mallas superpuestas se dispondrán las longitudes de solapo indicadas en la tabla 19.6.4.

Si la armadura no se considera en el cálculo, el solapo podrá ser siempre de una sola trama, pero no menor de 150 mm, independientemente del diámetro que se emplee.

Tabla 19.6.4

<i>0 mm.</i>	<i>Longitudes de solapo</i>
<i>0<6</i>	<i>150 mm.; al menos una trama</i>
<i>6<0<8,5</i>	<i>250 mm.; al menos dos tramas</i>
<i>8,5<0<12</i>	<i>400 mm.; al menos dos tramas</i>

19.6.5. 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 realizarse:

- a tope por resistencia eléctrica, según el método que incluye en su ciclo un periodo 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 de fuerte curvatura 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 esa sección.

Comentarios

Siendo la soldadura una operación delicada, conviene que los operarios que hayan de realizarla demuestren previamente su aptitud, sometiéndose a las pruebas especificadas en la norma UNE 14.010/71/1R.

Las soldaduras a tope por resistencia eléctrica, deben realizarse con máquinas de

regulación automática y de potencia adecuada a los diámetros de que se trate, como garantía de la perfecta ejecución de todo el ciclo. Las secciones que vayan a unirse deberán estar cuidadosamente limpias y cortadas perpendicularmente al eje de la barra.

Las soldaduras a tope al arco eléctrico deben ejecutarse preferentemente en forma simétrica (en punta o en X). Si no es posible voltear las barras, pueden utilizarse también, especialmente si se trata de barras de diámetros medios o pequeños, las preparaciones en V o en U, siempre que se adapten las medidas necesarias para asegurar una penetración completa y una raíz sana de la soldadura.

En los empalmes o solapo por soldadura eléctrica deberá asegurarse la penetración del cordón a lo largo de la zona en la que las dos barras quedan en contacto. Para ello conviene soldar por ambos lados de la generatriz de contacto. Cuando el espesor de garganta sea igual a $\varnothing/2$ (como normalmente

debe ocurrir), la longitud eficaz del cordón de cada lado no será inferior a 5 \varnothing . En caso de que no sea posible soldar más que por un lado (lo que nunca es aconsejable), la longitud eficaz de este cordón único será, por lo menos, igual a 10 \varnothing .

Cualquiera que sea el tipo de soldadura empleado se recomienda que el sobreespesor de la junta, en la zona de mayor recargue, no exceda del diez por ciento del diámetro nominal del redondo empalmado.

A efectos del último párrafo del articulado se entenderá que la zona de empalme abarca toda la longitud de la barra afectada por el proceso térmico de la soldadura.

Artículo 20°. Colocación y tesado de las armaduras activas

20.1. Generalidades

Según su forma de colocación en las piezas, se distinguen tres tipos de armaduras activas:

- a) armaduras adherentes;
- b) armaduras en vainas o conductos inyectados adherentes;
- c) armaduras en vainas o conductos inyectados no adherentes;
- d) armaduras exteriores o libres.

La utilización de este último tipo de armaduras no resulta recomendable y deberá recurrirse a él únicamente por razones especiales (retesado, sustitución de alambres, reparaciones, etc.) y en determinadas condiciones, y exige una permanente vigilancia y adoptar las debidas precauciones para evitar la corrosión del acero y garantizar la durabilidad de los anclajes y de las estructuras.

Hay que tener en cuenta que el empleo de armaduras de los tipos c) y d) disminuye la resistencia de las piezas a rotura por flexión, y da lugar a una mayor abertura de fisuras.

En el momento de su puesta en obra, las armaduras activas deberán estar bien limpias, sin trazas de grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otra materia perjudicial para su buena conservación o su adherencia. No presentarán indicios de corrosión, defectos superficiales aparentes, puntos de soldadura, pliegues o dobleces.

Se prohíbe el enderezamiento en obra de las armaduras activas.

No podrán utilizarse en un mismo tendón, aceros de pretensado de diferentes características, a no ser que se demuestre que no existe riesgo alguno de corrosión electrolítica en tales aceros.

Comentarios

Entre las materias perjudiciales para la buena conservación y adherencia de las armaduras activas, se considera incluido al óxido.

Los riesgos de corrosión electrolítica de las armaduras, adquieren especial importancia en presencia de sulfuros o cloruros, aunque sólo existan trazas de ellos.

20.2. Colocación de las armaduras activas

El trazado real de los tendones se ajustará a lo indicado en el proyecto, colocando los puntos de apoyo necesarios para mantener las armaduras y vainas en su correcta posición. Las distancias entre estos puntos serán tales que aseguren el cumplimiento de las tolerancias de regularidad de trazado indicadas en 20.4.2.

Los apoyos que se dispongan para mantener este trazado deberán ser de tal naturaleza que no den lugar, una vez endurecido el hormigón, a fisuras ni filtraciones.

Por otra parte, las armaduras activas o sus vainas se sujetarán convenientemente para impedir que se muevan durante el hormigonado y vibrado. Queda prohibido emplear con este objeto la soldadura.

La posición de los tendones dentro de sus vainas o conductos deberá ser la adecuada. Para ello, si fuese preciso, se recurrirá al empleo de separadores.

No se permitirá dejar las armaduras o sus vainas sobre el fondo del encofrado para irlas levantando después, a medida que se hormigona la pieza, hasta situarlas en la posición requerida.

Cuando se utilicen armaduras pretesas, conviene aplicarles una pequeña tensión previa y comprobar que, tanto los separadores y placas extremas como los alambres, están bien alineados y que éstos no se han enredado ni enganchado.

Antes de autorizar el hormigonado, y una vez colocadas y, en su caso, tesas las armaduras se comprobará si su posición, así como la de las vainas, anclajes y demás elementos, concuerdan con la indicada en los planos, y si las sujeciones son las adecuadas para garantizar su invariabilidad durante el hormigonado y vibrado. Si fuera preciso, se efectuarán las oportunas rectificaciones.

Comentarios

Cualquier irregularidad en el trazado de las armaduras respecto a su correcta posición, modifica la distribución de tensiones en la sección transversal de la pieza y puede engendrar solicitaciones no previstas en los cálculos, susceptibles de dañar o fisurar el hormigón. También puede afectar al valor del rozamiento de los tendones en sus vainas.

Por este motivo, habrá que conocer todos los datos necesarios para lograr dar a las armaduras su trazado adecuado, y proceder a los oportunos controles, durante las diferentes fases de la construcción, para asegurarse de que se mantiene dicho trazado.

El número y distribución de los apoyos depende de numerosas variables, como por ejemplo: orientación del encofrado (horizontal o vertical); resistencia de los apoyos; poso y rigidez de los tendones o vainas, y modo de hormigonar. No es posible, por lo tanto dar, indicaciones concretas al respecto.

La tracción previa que conviene aplicar a las armaduras pretesas puede valorarse en 225 kg. por alambre, para diámetros de hasta 5 mm. y en 450 kg. para alambres de diámetros superiores. Esta carga resulta, en general, suficiente para poder considerar que los alambres quedan rectos.

20.3. Distancias entre armaduras activas. Recubrimientos

20.3.1. Armaduras pretesas

Como norma general, las distancias mínimas entre las armaduras pretesas que vayan a ser ancladas por adherencia, serán las mismas prescritas en el Artículo 19°.

En cuanto a los recubrimientos, se fijarán teniendo en cuenta la clase de comportamiento que haya sido adoptada para el elemento, de acuerdo con lo que se indica en 40.3.

Cuando el elemento haya de ser comprobado en Clase I, se admitirán los siguientes recubrimientos mínimos para las armaduras longitudinales:

- Para $\emptyset = 3$ mm. siendo \emptyset el diámetro máximo de las armaduras:
 - 8 mm. para piezas en ambiente I;
 - 10 mm. para piezas en ambiente II;
 - 13 mm. para piezas en ambiente III;
- Para diámetros superiores:
 - 10 mm. para piezas en ambiente I;
 - 12 mm. para piezas en ambiente II;
 - 15 mm. para piezas en ambiente III.

El recubrimiento mínimo de las armaduras transversales será de 7 mm.

En el caso de piezas que hayan de ser comprobadas en Clase II o Clase III, se tendrán en cuenta los recubrimientos prescritos en el Artículo 19°.

En piezas expuestas a ambientes químicos especialmente agresivos, así como en aquellas que deban satisfacer exigencias de resistencia al fuego, habrá que aumentar los recubrimientos o recurrir a otras medidas de protección.

Comentarios

Son de aplicación los del Artículo 19°. Conviene señalar que, como el diámetro de las armaduras pretensas suele ser muy

pequeño, por lo que respecta a la distancia mínima entre ellas, es en general, la limitación de 20 mm., la que debe ser considerada.

20.3.2. Armaduras postesas

Como norma general, se admite colocar en contacto diversas vainas formando grupo, limitándose a dos en horizontal y a no más de cuatro en su conjunto. Para ello, las vainas deberán ser corrugadas y, a cada lado del conjunto habrá de dejarse espacio suficiente para que pueda introducirse un vibrador normal interno.

Las distancias libres entre vainas o grupos de vainas en contacto, o entre estas vainas y las demás armaduras, deberán ser al menos iguales a:

en dirección vertical: una vez la dimensión vertical de la vaina o grupo de vainas.

en dirección horizontal: para vainas aisladas, una vez la dimensión horizontal de la vaina; para grupos de vainas en contacto, 1,6 veces la mayor de las dimensiones de las vainas individuales que forman el grupo.

En cuanto a recubrimientos, en el caso de estructuras situadas en ambientes no agresivos o poco agresivos, los valores mínimos serán por lo menos iguales al mayor de los límites siguientes (véase figura 20.3.2.).

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

En casos particulares, cuando existan atmósferas fuertemente agresivas o especiales riesgos de incendio, estos recubrimientos deberán aumentarse.

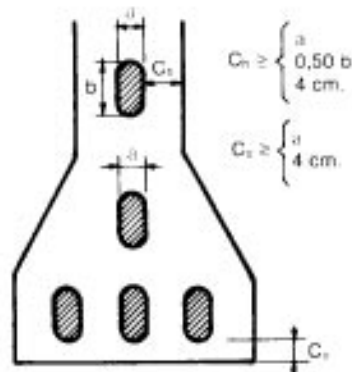


Figura 20.3.2.

Comentarios

El intervalo entre armaduras, estimado como necesario para poder introducir sin riesgo un vibrador normal interno, es el de 6 cm.

Las prescripciones citadas para las armaduras activas no exige de la comprobación de los recubrimientos exigidos para las armaduras pasivas y secundarias en el Artículo 19°.

En el caso de ambientes fuertemente agresivos, el valor de los recubrimientos y demás disposiciones de proyecto, deberán establecerse, previa consulta de la literatura

técnica especializada, en función de la naturaleza del ambiente, del tipo de elemento estructural de que se trate, etc.

20.4. Tolerancias

20.4.1. Tolerancias en la posición de las armaduras activas

Rigen las siguientes, salvo que lo dicho en 20.4.2. permita una desviación mayor.
Desviación máxima permisible en sentido lateral (b, dimensión transversal de la pieza a la altura de la armadura en la sección considerada)

b < 20 cm. 7 mm

20 cm. < b < 60 cm. 13 mm

b > 60 cm. 25 mm.

Desviación máxima en sentido vertical, (h canto total en la sección considerada)

h < 20 cm. 7 mm.

20 cm. < h < 60 cm. 10 mm.

h > 60 cm. 25 mm.

En caso necesario, los tendones o vainas podrán desplazarse para evitar que interfieran unos con otros, siempre que ello no suponga una variación, en su trazado, superior a las tolerancias indicadas.

20.4.2. Tolerancias en los recubrimientos

Desviaciones permisibles en sentido lateral o vertical, según corresponda (b, dimensión transversal de la pieza a la altura de la armadura, en la sección considerada; h, canto total en la sección considerada).

En menos: 5 mm.

En más:

b ó h < 30 cm. 10 mm.

30 < b ó h < 60 cm. 13 mm.

b ó h > 60 cm. 25 mm.

20.4.3. Tolerancias en la regularidad del trazado de las armaduras activas

El trazado en obra de las armaduras activas no debe presentar ondulaciones locales excesivas, estableciéndose a estos efectos una tolerancia de 1 cm. en una longitud de 1,50 m.

20.5. Empalmes de las armaduras activas

Los empalmes se efectuarán en las secciones indicadas en el proyecto y se dispondrán en alojamientos especiales de la longitud suficiente para que puedan moverse libremente durante el tesado.

20.5. Colocación de los dispositivos de anclaje

El montaje de los dispositivos de anclaje se realizará siguiendo estrictamente las instrucciones del suministrador.

Las placas de reparto de los anclajes se colocarán perpendicularmente al trazado de los tendones, para poder aplicar después correctamente los gatos. Deberán evitarse desviaciones geométricas en los anclajes, con el fin de que los tendones, al llegar a ellos, no experimenten cambios angulares bruscos en su trazado.

Los dispositivos de anclaje deberán poderse fijar de un modo eficaz al encofrado o molde, de tal forma que no se descoloquen durante el hormigonado y vibrado de la pieza; y se empalmarán correctamente a las vainas o conductos, para evitar escape del producto de inyección por las juntas.

Antes del tesado, se limpiarán todas las piezas del anclaje para eliminar cualquier sustancia (grasa, pintura, etc.) que pueda resultar perjudicial para su eficaz comportamiento.

En la colocación del hormigón alrededor de las cabezas de anclaje, es importante cuidar su compactación para que no se formen huecos ni coqueras y todos los elementos de anclaje queden bien recubiertos y protegidos.

Comentarios

En el encofrado y coincidiendo con los puntos en que vayan a situarse los anclajes, deberán colocarse, en general, tacos adecuados para formar un cajeado que sirva de apoyo de

anclaje y facilite la colocación del material destinado a la protección del dispositivo de anclaje, una vez efectuados el tesado y la inyección.

20.7. Tesado de las armaduras activas

20.7.1. Generalidades

El tesado deberá realizarse de acuerdo con las recomendaciones del fabricante del sistema utilizado. En particular, se cuidará de que el gato apoye perpendicularmente y centrado sobre el anclaje.

El tesado se efectuará por operarios cualificados que posean la competencia y experiencia necesarias. Además, la operación habrá de ser cuidadosamente vigilada y controlada.

El tesado, efectuado por uno o los dos extremos del elemento, según el programa establecido, se realizará de forma que las tensiones aumenten lenta y progresivamente hasta alcanzar el valor fijado en el proyecto.

El tesado a bajas temperaturas requiere precauciones especiales.

Si durante el tesado se rompe uno o más elementos de la armadura y esta está constituida por un gran número de ellos, podrá alcanzarse la fuerza total de pretensado necesaria, aumentando la tensión en los restantes, siempre que para ello no sea preciso elevar la tensión en cada elemento individual en más de un 5% del valor inicialmente previsto. La aplicación de tensiones superiores, requiere un nuevo estudio del proyecto original; estudio que deberá efectuarse basándose en las características mecánicas de los materiales realmente utilizados.

En todos estos casos, será preciso realizar la correspondiente comprobación a rotura de la pieza o elemento estructural que se tesa, teniendo en cuenta las nuevas condiciones en que se encuentra. La pérdida total en la fuerza de pretensado, originada por la rotura de elementos irreemplazables de la armadura, no podrá exceder nunca del 2% de la fuerza total de pretensado indicada en el proyecto.

Comentarios

El esfuerzo final de tracción de las armaduras, depende del orden de su puesta en carga (tesado), puesto que la pieza se deforma progresivamente durante la aplicación del pretensado. Deberá comprobarse siempre que el tesado de los primeros elementos de la

armadura no provoca en la pieza deformaciones anormales.

El valor del movimiento originado por la penetración de la caña, si se utiliza este tipo de anclaje, deberá medirse cuidadosamente por un operario responsable y anotarse en la tabla de tesado.

20.7.2. Programa de tesado

En el programa de tesado deberá hacerse constar expresamente: el orden de tesado de las armaduras; eventualmente, las sucesivas etapas parciales de pretensado; el valor de la carga de tesado en los anclajes; y los alargamientos que deben obtenerse teniendo en cuenta, en su caso, los movimientos originados por la penetración de la caña.

El tesado no se iniciará sin autorización previa del Director de Obra, el cual comprobará que el hormigón ha alcanzado, por lo menos, una resistencia igual a la reseñada en los planos como mínima para poder comenzar dicha maniobra.

Para comprobar si el hormigón ha alcanzado la resistencia necesaria para poder iniciar el tesado, se realizarán ensayos de información

con probetas conservadas en condiciones lo más análogas posibles a las de obra.

20.7.3. Tensión máxima inicial admisible en las armaduras

De acuerdo con lo dispuesto en 39.2., el valor máximo de la tensión inicial introducida en las armaduras antes de anclarlas, no será superior al menor de los dos límites siguientes:

$$\begin{aligned} &0,75 f_{\text{máx},k} \\ &0,90 f_{yk} \end{aligned}$$

Únicamente con carácter temporal, y siempre que antes de anclar las armaduras se reduzca la tensión al valor indicado en el párrafo anterior, esta tensión podrá aumentarse, como máximo, hasta alcanzar un valor no superior al menor de los dos que a continuación se indican:

$$\begin{aligned} &0,85 f_{\text{máx},k} \\ &0,95 f_{yk} \end{aligned}$$

siendo:

$f_{\text{máx},k}$ = carga unitaria de rotura del acero de las armaduras activas.

f_{yk} = límite elástico de dicho acero.

Comentarios

Como quiera que para el control de la tensión introducida en las armaduras se exige (véase 20. 7.4) medir los alargamientos, es preciso que los aceros permanezcan siempre en la zona de deformaciones elásticas.

Debe tenerse en cuenta que los límites citados en el articulado son valores máximos absolutos admisibles. Por consiguiente, una vez alcanzados dichos límites no se podrá admitir sobretensión alguna ni aún en casos excepcionales (rotura fortuita de alambres, etc.).

20.7.4. Control del tesado. Alargamiento

El control de la magnitud de la fuerza de pretensado introducida, se realizará midiendo simultáneamente el esfuerzo ejercido por el gato y el alargamiento experimentado por la armadura. El esfuerzo de tracción ejercido por el gato deberá ser igual al indicado en el programa de tesado que figure en el proyecto. Los dispositivos de tesado y los aparatos de medida utilizados, deberán ser tales que permitan garantizar que la fuerza de pretensado introducida en las armaduras no difiere de la indicada en el referido programa de tesado, en más del 5%.

Los valores de los alargamientos se medirán con una precisión no inferior al 2% del recorrido total; y no podrán diferir de los previstos en el programa de tesado en más del 15% para un tendón particular ni del 5% para la suma de todos los valores de tendones en la misma sección. En caso de que esta diferencia sea superada, se adoptarán las oportunas medidas para su corrección.

Los valores de los alargamientos leídos, se anotarán en la tabla de tesado. En ella se harán constar también todos los incidentes que hayan podido surgir en el transcurso de la operación de tesado.

Todos los aparatos de medida utilizados, deberán contrastarse con la frecuencia necesaria para poder garantizar, en cualquier momento, que la precisión de las mediciones efectuadas cumplen las tolerancias que en los párrafos anteriores quedan señaladas.

Comentarios

La medición del esfuerzo ejercido por el gato se hará con un dinamómetro intercalado entre

el gato y la armadura, o determinando, mediante dos manómetros incorporados al

gato, la presión en el del fluido de carga. En este último caso, se dispondrá de una curva de tarado que dé, para presiones crecientes y decrecientes, y en función de la presión del fluido leída en los manómetros, el esfuerzo ejercido por el gato sobre las armaduras tras el anclaje.

Siempre que sea posible, el dispositivo para medir la fuerza de pretensado introducida debe ser independiente del gato de tesado.

Si los tendones son de poca longitud, el valor del alargamiento puede no ser significativo. Por consiguiente, en estos casos, el control de la magnitud de la fuerza de pretensado introducida se realizará preferentemente midiendo la fuerza ejercida por el gato.

El valor de las deformaciones iniciales (para pequeñas tensiones), especialmente cuando se trate de cables, debe determinarse experimentalmente. Debe tenerse en cuenta que, algunas veces, este alargamiento inicial, en el que influye el acoplamiento de los distintos elementos que forman el cable, puede ser importante.

Se recomienda valorar estos primeros alargamientos, iniciando las mediciones a partir de una tensión suficientemente elevada (por ejemplo, un décimo de la total) y extrapolando el diagrama, a partir de esta primera lectura, hasta el eje de las deformaciones.

Al medir el alargamiento, si resulta superior al previsto se comprobará:

- si los aparatos de medida utilizados están descorregidos;
- si la sección real de las armaduras es menor de la prevista;
- si el módulo de elasticidad del acero es menor del previsto;
- si ha cedido el anclaje opuesto al extremo por el que se está tesando;
- si se ha roto algún elemento de la armadura;
- si el rozamiento es menor que el previsto.

Si el alargamiento es menor que el previsto, se comprobará:

- si están descorregidos los aparatos de medida utilizados;
- si la sección real de las armaduras es mayor de la prevista;
- si el módulo de elasticidad del acero es mayor del previsto;
- si el rozamiento es mayor del previsto.

En este caso se podrá elevar la tensión inicial hasta alcanzar el valor máximo admitido en 20.7.3. Si esto no bastase, deberá recurrirse a procedimientos especiales tales como la lubricación; la cual sin embargo, no debe perjudicar la posterior adherencia entre armadura e inyección.

En cualquier caso, el Director de la Obra decidirá las medidas que deben adoptarse para corregir las anomalías observadas durante el tesado.

20.7.5. Medidas de seguridad que deben adoptarse durante el tesado

Durante la operación de tesado deberán adoptarse las precauciones necesarias para evitar cualquier daño a personas.

Deberá prohibirse que, en las proximidades de la zona en que va a realizarse el tesado, exista más personal que el que haya de intervenir en el mismo. Por detrás de los gatos se colocarán protecciones resistentes y se prohibirá, durante el tesado, el paso entre dichas protecciones y el gato.

Se comprobará escrupulosamente el estado del equipo de tesado, y se vigilará el cumplimiento de todas las instrucciones facilitadas por el suministrador del mismo.

Comentarios

La ignorancia, la falta de cuidado y el exceso de confianza, constituyen los mayores

mejor garantía de seguridad.

Los operarios llevarán siempre guantes para manejar las armaduras y tendrán especial

peligros durante las operaciones de tesado. Una estrecha vigilancia representa la

cuidado al manipular los rollos pues pueden desarrollarse con fuerza si no están bien sujetos.

En el caso de armaduras pretesas se recomienda colocar, en los estribos de las bancadas de pretensado, un cartel indicando la carga máxima para la cual han sido proyectados.

Con el fin de evitar que durante el tesado puedan saltar las armaduras si se rompen, se recomienda: utilizar separadores o placas horadadas para el paso de los alambres; disponer estribos que rodeen las armaduras; cubrirlas con tabloncillos de gran peso, o envolverlas con sacos de yute.

20.7.6. Tabla de tesado

La tabla de tesado consiste en un impreso, con el correspondiente encasillado, en el que se anotan, por una parte, todos los datos del programa de tesado previsto en el proyecto, así como los necesarios para la identificación de cada tendón; y por otra, los resultados registrados durante la ejecución del tesado.

Durante las operaciones de tesado, que deberán efectuarse de acuerdo con los datos del programa incluido en el proyecto, se anotarán, en las oportunas casillas de la tabla y enfrentados con los correspondientes valores teóricos para su fácil y rápida comprobación, los resultados reales obtenidos, es decir, las lecturas registradas en los aparatos utilizados para medir las fuerzas introducidas y los correspondientes alargamientos.

Comentarios

Es conveniente que en la tabla de tesado se anoten, además, todas las observaciones que

se juzguen de interés, relacionadas con la marcha de las operaciones de tesado.

20.7.7. Retesado de armaduras postesas

Se entiende por retesado cualquier operación de tesado efectuada sobre un tendón con posterioridad a la de su tesado inicial.

Solo está justificado cuando se considere preciso para uniformar las tensiones de los diferentes tendones de un mismo elemento, o cuando, de acuerdo con el programa previsto en el proyecto, el tesado se realice en etapas sucesivas.

Debe evitarse el retesado que tenga como único objeto disminuir las pérdidas diferidas de tensión, salvo que circunstancias especiales así lo exijan.

Comentarios

El tesado en etapas sucesivas tiene el inconveniente de que obliga a retrasar la

inyección; lo que aumenta el riesgo de corrosión bajo tensión de las armaduras.

20.7.8. Destesado de armaduras pretesas

El destesado es la operación mediante la cual se transmite el esfuerzo de pretensado de las armaduras al hormigón, en el caso de armaduras pretesas, y se efectúa soltándolas de sus anclajes provisionales extremos.

Antes de proceder al destesado, deberá comprobarse que el hormigón ha alcanzado la resistencia necesaria para poder soportar las tensiones transmitidas por las armaduras.

Deberán preverse los dispositivos adecuados que permitan realizar el destesado de un modo lento, gradual y uniforme, sin sacudidas bruscas.

Una vez sueltas las armaduras de sus amarres extremos y liberadas también las coacciones que puedan existir entre las sucesivas piezas de cada bancada, se procederá a cortar las puntas de las armaduras que sobresalgan de las testas de dichas piezas.

Antes de proceder al destesado se eliminarán todos los obstáculos capaces de impedir el libre movimiento de las piezas de hormigón.

Si el destesado se realiza elemento por elemento, con el fin de evitar asimetrías en el esfuerzo de pretensado, que pueden resultar perjudiciales, la operación deberá hacerse de acuerdo con un orden preestablecido.

Comentarios

Se llama la atención sobre el peligro que representa un destesado prematuro, como consecuencia de las elevadas pérdidas en la fuerza de pretensado que pueden ocasionar las importantes deformaciones reológicas que posteriormente experimenta el hormigón cuando se carga siendo aún muy joven.

Un destesado brusco provocaría esfuerzos anormales en las piezas, con aumento de la

longitud de anclaje de las armaduras y riesgos de deslizamiento de las mismas.

El corte de las armaduras debe hacerse siempre lo más cerca posible de la testa de la pieza, para evitar el impacto que pudiera producirse sobre el hormigón si aún quedase algo de tensión en la armadura.

Artículo 21°. Dosificación del hormigón

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

- a) La cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón, será de 250 kg.
- b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será, en general, de 400 kg. 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, con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el Artículo 11°, así como las especificadas en el correspondiente 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.

Comentarios

Para determinar la dosificación más conveniente se tendrán en cuenta, no sólo las resistencias mecánicas que deban obtenerse sino también los posibles riesgos de deterioro del hormigón o las armaduras a causa del ataque de agentes exteriores.

La cantidad mínima necesaria de cemento por metro cubico de hormigón depende, en particular, del tamaño de los áridos, debiendo ser más elevada a medida que disminuye dicho tamaño.

El peligro de emplear mezclas muy ricas en cemento, reside en los fuertes valores que, en tales casos, pueden alcanzar la retracción y el calor de fraguado en las primeras edades. No

obstante, si se atiende cuidadosamente a otros factores que también influyen en estos fenómenos, tales como el tipo y clase del cemento, la relación agua/cemento, el proceso de curado, etc., es posible emplear proporciones más elevadas de cemento. Por ello se admite rebasar la cifra de 400 kg. en circunstancias especiales, en las que como ocurre en ciertos casos de prefabricación, se cuidan y controlan al máximo todos los detalles relativos a los materiales, granulometrías, dosificación, ejecución y curado final.

Aún en los casos de prefabricación, no es aconsejable una dosificación de cemento superior a los 500 kg/m³.

Artículo 22°. Fabricación del hormigón y transporte a obra en su caso

22.1. Prescripciones generales

La fabricación de hormigón requiere:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipo de amasado.

Las materias primas se almacenarán y transportarán de forma tal que se evite cualquier alteración significativa en sus características. Se tendrá en cuenta lo previsto en 7.2. y 9.4. para el cemento y los áridos, respectivamente.

La dosificación de cemento se realizará en peso, pudiendo dosificarse los áridos en peso o en volumen. En cualquier caso, la cantidad de cada material deberá ajustarse a lo especificado, para conseguir una adecuada uniformidad entre amasadas.

Las materias primas se amasarán de forma tal que se consiga su mezcla íntima y homogénea, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento. El periodo de batido, a la velocidad de régimen, no será inferior a un minuto, con la posible excepción del hormigón fabricado en central (22.2.6).

No se mezclarán masas frescas de hormigones fabricados con cementos no compatibles, de acuerdo con lo indicado en el Anejo 3 de la "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en masa o armado". Antes de comenzar la fabricación de una masa con un nuevo tipo de cemento no compatible con el de la masa anterior, deberán limpiarse perfectamente las hormigoneras.

Comentarios

No es recomendable dosificar los áridos en volumen por las fuertes dispersiones a que suele dar lugar este procedimiento.

Las propiedades que permiten evaluar el nivel de calidad de un hormigón son la homogeneidad (mantenimiento de características similares dentro de una misma amasada) y la uniformidad (mantenimiento de características similares entre distintas amasadas) .

El hormigón fabricado en central se caracteriza, además de por las

especificaciones de su producción, por una mayor homogeneidad y uniformidad, presumibles a priori y evaluables en el proceso de control de calidad de producción. Inversamente, el hormigón fabricado por cualquier otro procedimiento suele presentar dispersiones elevadas, tanto de homogeneidad como de uniformidad.

Por todo lo anterior, se recomienda fabricar el hormigón en central, siguiendo las especificaciones del apartado 22.2.

22.2. Hormigón fabricado en central

22.2.1. Generalidades

Se entenderá como central de fabricación de hormigón, el conjunto de instalaciones y equipos que, cumpliendo con las especificaciones que se contienen en los apartados siguientes, comprende:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipos de amasado.
- Equipos de transporte, en su caso.
- Servicios de control de calidad de producción.

En cada central habrá una persona responsable de la fabricación, que estará presente durante el proceso de producción y que será distinta de la encargada del servicio de control de calidad.

Comentarios

Los parámetros que pueden utilizarse para comprobar la homogeneidad y uniformidad del hormigón, características propias del sistema de fabricación en central (ver comentario 22.1)

son, entre otros, el peso del metro cúbico, el contenido de aire, el índice de consistencia y la resistencia a compresión.

La homogeneidad se analiza evaluando la dispersión que existe entre características de diversas muestras tomadas de la misma amasada, lo que permite comprobar la idoneidad del proceso de dosificación, amasado y transporte.

La uniformidad se analiza evaluando, mediante el coeficiente de variación, la dispersión que existe entre características análogas de distintas amasadas. Para ello, normalmente, se utilizan los valores de la resistencia a compresión a 28 días.

22.2.2. Almacenamiento de materias primas

El cemento y los áridos se almacenarán según lo prescrito en 7.2. y 9.4., respectivamente.

Si existen instalaciones para almacenamiento de agua y/o aditivos, serán tales que eviten cualquier contaminación.

Los aditivos pulverulentos se almacenarán en las mismas condiciones que los cementos.

Los aditivos líquidos y los pulverulentos diluidos en agua se deben almacenar en depósitos protegidos de la helada y que dispongan de elementos agitadores para mantener los sólidos en suspensión.

Comentarios

Los apilamientos de áridos a pie de central (ver 9.4.) deben disponerse sobre una base anticontaminante que evite su contacto con el terreno. La mezcla entre los apilamientos de fracciones granulométricas distintas se evitará con tabiques separadores o con espaciamientos amplios entre ellos.

Debe también preverse la posible acción del viento sobre los apilamientos de árido fino, con objeto de evitar la segregación.

Con objeto de conseguir una humedad superficial estable en el árido fino, se debe mantener éste apilado y en reposo el tiempo necesario para que se produzca su drenaje. Este tiempo de drenaje depende principalmente de la granulometría y forma del árido. Se puede considerar como contenido de humedad superficial estable el comprendido entre un 6 y un 8 por ciento del peso del árido.

22.2.3. Instalaciones de dosificación

Las instalaciones de dosificación dispondrán de silos con compartimientos adecuados y separados para cada una de las fracciones granulométricas necesarias de árido. Cada compartimiento de los silos será diseñado y montado de forma que pueda descargar con eficacia, sin atascos y con una segregación mínima, sobre la tolva de la báscula.

Deberán existir los medios de control necesarios para conseguir que la alimentación de estos materiales a la tolva de la báscula pueda ser cortada con precisión cuando se llega a la cantidad deseada.

Las tolvas de las básculas deberán estar construidas de forma que puedan descargar completamente todo el material que se ha pesado.

Los instrumentos indicadores deberán estar completamente a la vista y lo suficientemente cerca del operador para que pueda leerlos con precisión mientras se está cargando la tolva de la báscula. El operador deberá tener un acceso fácil a todos los instrumentos de control.

Bajo cargas estáticas, las básculas deberán tener una precisión del 0,5 por 100 de la capacidad total de la escala de la báscula. Para comprobarlo deberá disponerse de un conjunto adecuado de pesas patrón.

Se deberán mantener perfectamente limpios todos los puntos de apoyo, las articulaciones y partes análogas de las básculas.

El medidor de agua deberá tener una precisión tal que no se rebase la tolerancia de dosificación establecida en 22.2.4.

Los dosificadores para aditivos estarán diseñados y marcados de tal forma que se pueda medir con claridad la cantidad de aditivo correspondiente a 50 kilogramos de cemento.

Comentarios

Se recomienda utilizar un dosificador diferente para cada aditivo. En caso contrario, antes de hacer el cambio de aditivo deberá limpiarse el

sistema dosificador, excepto en el caso en que los diferentes aditivos sean compatibles entre sí.

22.2.4. Dosificación de materias primas

22.2.4.1. Cemento

El cemento se dosificará en peso, utilizando básculas y escalas distintas de las utilizadas para los áridos.

Si la cantidad de cemento que se dosifica es superior al 30% de la capacidad total de la escala de la báscula, la tolerancia en peso de cemento será del ± 1 por 100. Si tal cantidad es inferior al 30% de la capacidad total de la escala de la báscula, la tolerancia en peso del cemento estará comprendida entre 0 y ± 4 por 100.

22.2.4.2. Áridos

Los áridos se dosificarán en peso, teniendo en cuenta las correcciones por humedad. Para la medición de la humedad superficial, la central dispondrá de elementos que aporten este dato de forma automática.

Si se utilizan básculas distintas para cada fracción de árido, la tolerancia en el peso total de cada fracción será del $\pm 2\%$.

Si la dosificación de áridos se realiza acumulada, la tolerancia en el peso total de los áridos será de:

- a) $\pm 1\%$ si el peso total sobrepasa el 30% de la capacidad total de la escala de la báscula.
- b) $\pm 3\%$ si el peso total se encuentra entre el 15% y el 30% de la capacidad total de la escala de la báscula.
- c) $\pm 0,5\%$ de la capacidad total de la escala de la báscula, si el peso total se encuentra por debajo del 15% de dicha capacidad.

22.2.4.3. Agua

El agua de amasado está constituida fundamentalmente por la directamente añadida a la amasada y por la procedente de la humedad de los áridos.

El agua añadida directamente a la amasada se medirá por paso o volumen, con una tolerancia del $\pm 1\%$.

En el caso de amasadoras móviles (camiones hormigonera) se medirá con exactitud cualquier cantidad de agua de lavado retenida en la cuba para su empleo en la siguiente amasada. Si esto es prácticamente imposible, el agua de lavado deberá ser eliminada antes de cargar la siguiente amasada del hormigón.

El agua total se determinará con una tolerancia del $\pm 3\%$ de la cantidad total prefijada.

Comentarios

Agua total de un hormigón es la formada por el agua directamente añadida a la amasada, el agua aportada por la humedad de los áridos (tanto de absorción como el agua superficial), el agua que pudiera quedar en la amasadora móvil después de un lavado de la misma y el agua que pudieran aportar los aditivos.

Para mantener inalterables las dosificaciones de áridos, éstas se deben haber estudiado considerando el material saturado y con la superficie seca.

La cantidad de agua que hay que añadir directamente a la amasada para conseguir el índice de consistencia especificado, depende de la cantidad de agua aportada por los áridos y de la capacidad de retención de las distintas fracciones de éstos.

Es de importancia fundamental conocer el agua superficial que aportan los áridos. En cuanto al agua de absorción y a la capacidad de retención, se deben determinar mediante ensayos previos, en cada fracción granulométrica.

El agua superficial se determina durante el proceso de dosificación mediante los medidores de que dispone la central, debiendo tenerse previsto, mediante tablas o gráficos adecuados, los consiguientes cambios que deben realizarse en las fracciones granulométricas y en el agua añadida directamente a la amasada, para mantener la dosificación prevista con el índice de consistencia deseado.

Existe una variada gama de medidores del agua superficial. Unos se basan en la medición de la intensidad de una corriente

alterna de baja tensión después de su paso a través de la arena, método que exige un tarado de frecuencia regular. Se debe tener en cuenta que la resistividad del agua contenida en la arena depende de la compactación de ésta, de la temperatura, de la cantidad de sales disueltas y de la limpieza del electrodo (en particular, de su oxidación).

Otros medidores, que se basan en técnicas de absorción atómica o en técnicas ultrasónicas, presentan ventajas respecto a los anteriores en la medición del agua superficial.

22.2.4.4. Aditivos

Los aditivos pulverulentos deberán ser medidos en peso, y los aditivos en pasta o líquidos, en peso o en volumen.

En ambos casos, la tolerancia será del $\pm 3\%$ del peso o volumen requeridos.

22.2.5. Equipos de amasado

Los equipos pueden estar constituidos por amasadoras fijas o móviles.

Cuando el hormigón se amasa completamente en central y se transporta en amasadoras móviles, el volumen del hormigón transportado no deberá exceder del 80% del volumen total del tambor. Cuando el hormigón se amasa, o se termina de amasar, en amasadora móvil, el volumen no excederá de los dos tercios del volumen total del tambor.

Tanto las amasadoras fijas como las móviles deberán ser capaces de mezclar los componentes del hormigón de modo que se obtenga una mezcla homogénea y completamente amasada, capaz de satisfacer los dos requisitos del Grupo A y al menos dos de los del Grupo B, de la tabla 22.2.5.

Tabla 22.2.5.
COMPROBACIÓN DE LA HOMOGENEIDAD DEL HORMIGÓN
DEBERÁN OBTENERSE RESULTADOS SATISFACTORIOS EN LOS DOS ENSAYOS DEL
GRUPO A Y AL
MENOS DOS DE LOS CUATRO DEL GRUPO B

ENSAYOS		Diferencia máxima tolerada entre los resultados de los ensayos de dos muestras tomadas de la descarga del hormigón (1/4 y 3/4 de la descarga)
Grupo A	1. Consistencia	
	Si el asiento medio es igual o inferior a 9 cm	3
	Si el asiento medio es superior a 9 cm	4
	2. Resistencia (*)	
	En porcentajes respecto a la media	7,5
Grupo B	3. Peso del hormigón	
	En kg. por metro cúbico	16
	4. Contenido de aire	
	En porcentaje respecto al volumen del hormigón	1,0
	5. Contenido de árido grueso	
	En porcentaje respecto al peso de la muestra tomada (UNE 7 295)	6,0
	6. Módulo granulométrico del árido (UNE 7 295)	0,5

() Por cada muestra se romperán en compresión, a 7 días y según el método de ensayo UNE 83.304/84, tres probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura. Estas probetas serán confeccionadas y conservadas según el método de ensayo UNE 83.301/84.

Se determinará la medida de cada una de las dos muestras como porcentaje de la media total. La diferencia entre dichos porcentajes no sobrepasará el límite indicado en la tabla 22.2.5.

Comentarios

Las amasadoras, tanto fijas como móviles, deberán ostentar, en un lugar destacado, una placa metálica en la que se especifique:

- para las fijas, la velocidad de amasado y la capacidad máxima del tambor, en términos de volumen de hormigón amasado.

-para las móviles, el volumen total del tambor, su capacidad máxima en términos de volumen de hormigón amasado y las velocidades máxima y mínima de rotación.

-Las amasadoras fijas deberán tener, además, un temporizador adecuado que no permita descargar las amasadas hasta que

no se haya cumplido el tiempo de amasado prescrito.

Las amasadoras fijas y las móviles deberán ser examinadas con la frecuencia necesaria para poder detectar residuos de hormigón o mortero endurecido, así como desperfectos o desgastes en las paletas o en su superficie interior.

Si del examen se desprende que su eficacia puede haber sido afectada, se procederá a comprobar que se cumple lo estipulado en la tabla 22.2.5. De no ser así, se efectuarán las correcciones necesarias.

22.2.6. Amasado

El amasado del hormigón se realizará mediante uno de los procedimientos siguientes:

- totalmente en amasadora fija;
- iniciado en amasadora fija y terminado en amasadora móvil, antes de su transporte;
- en amasadora móvil, antes de su transporte.

Comentarios

Aunque las técnicas de empleo de las instalaciones de amasado y equipos de suministro vienen condicionadas, en parte, por las características particulares de tales instalaciones, se pueden establecer las siguientes recomendaciones de carácter general:

a)

Cuando se utiliza una amasadora fija para el amasado total del hormigón, el tiempo de amasado se contará a partir del momento en que todos los materiales sólidos están en el tambor.

Los materiales deberán ser cargados dentro de la amasadora de forma que parte del agua entre antes que el cemento y los áridos y todo el agua esté en el tambor al final de la primera cuarta parte del tiempo fijado para el amasado.

Si no se han hecho ensayos para comprobar la eficacia de la amasadora, el tiempo de amasado para amasadoras de 750 litros o menos de capacidad no deberá ser menos de 1 minuto. Para amasadoras de capacidad mayor, este tiempo mínimo se incrementará en 15 segundos por cada 400 litros o fracción de capacidad adicional.

b) Cuando se utiliza una amasadora fija para un amasado parcial del hormigón, el tiempo de amasado en ella no será mayor del requerido para mezclar los materiales. Después de ser transferida la masa a la amasadora móvil, el amasado en ésta, a la velocidad de régimen, será solamente el necesario para lograr que se cumpla lo estipulado en el último párrafo de 22.2.5. Si la amasadora móvil da más vueltas habrá de

hacerlo a la velocidad de agitación y no a la de régimen.

c) Cuando el hormigón se amasa completamente en amasadora móvil, se requiere, normalmente, de 70 a 100 revoluciones a la velocidad de régimen para conseguir que se cumpla lo estipulado en el último párrafo de 22.2.5.

Como en el caso anterior, las revoluciones adicionales que exceden del número necesario para obtener la uniformidad del hormigón, se efectuarán a la velocidad de agitación y no a la de régimen.

d) Cuando se utilice una amasadora móvil para transportar hormigón, todas las vueltas durante el transporte se efectuarán a la velocidad de agitación y no a la de régimen.

22.2.7. Transporte

22.2.7.1. Generalidades

Para el transporte del hormigón se utilizarán procedimientos adecuados para conseguir que las masas lleguen al lugar de entrega en las condiciones estipuladas, sin experimentar variación sensible en las características que poseían recién amasadas.

El volumen de hormigón transportado no superará los límites indicados, para cada caso, en 22.2.5.

El hormigón podrá ser transportado en amasadoras móviles, a la velocidad de agitación, o en equipos con o sin agitadores, siempre que tales equipos tengan superficies lisas y redondeadas y sean capaces de mantener la homogeneidad del hormigón durante el transporte y descarga, de forma que se cumpla lo estipulado en el último párrafo de 22.2.5.

Antes de transportar hormigón fabricado con un cemento incompatible con el del hormigón anteriormente transportado, el elemento de transporte se limpiará cuidadosamente.

Los equipos de transporte deberán estar exentos de residuos de hormigón o mortero endurecido, así como de desperfectos o desgastes en su superficie interior.

Comentarios

Los equipos de transporte con elementos de agitación deberán llevar en un lugar destacado una placa metálica en la que se especifique el volumen total de la cuba, su capacidad en términos de volumen de hormigón amasado y la velocidad de agitación del tambor o de las paletas.

Se deberá extremar el cuidado en el habitual lavado de los medios de transporte de hormigón entre carga y carga, cuando éstas estén constituidas por hormigones fabricados con distintos tipos de cemento o con otros componentes de características distintas, particularmente cuando se pueda presentar

alguna incompatibilidad entre tipos de cemento o entre características de los componentes.

A título orientativo se indica que, en condiciones medias, el tiempo transcurrido entre la adición de agua del amasado al cemento y a los áridos y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de hora y media. En tiempo caluroso, o bajo condiciones que contribuyen a un rápido fraguado del hormigón, el tiempo límite deberá ser inferior, a menos que se adopten medidas especiales que, sin perjudicar la calidad del hormigón, aumenten el tiempo de fraguado.

22.2.7.2. Documentación

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

1. Nombre de la central de fabricación de hormigón.
2. Número de serie de la hoja de suministro.
3. Fecha de entrega.
4. Nombre del utilizador.
5. Especificación del hormigón.

- a) La resistencia característica del hormigón y el contenido máximo y mínimo de cemento por metro cúbico de hormigón, cuando se designe por resistencia. Cuando se designe por dosificación, el contenido de cemento por metro cúbico de hormigón.
- b) Tipo y clase y marca del cemento.
- c) Consistencia y relación máxima a/c.
- d) Tamaño máximo del árido.
- e) Tipo de aditivo, según UNE 83.200/91/1 R, si lo hubiere.

- 6. Designación específica del lugar del suministro (nombre y lugar).
- 7. Cantidad de hormigón que compone la carga.
- 8. Hora en que fue cargado el camión.
- 9. Identificación del camión.
- 10. Hora límite de uso para el hormigón.

22.2.8. Servicio de control de calidad de producción

La central dispondrá de un servicio de laboratorio propio o contratado, que le permita realizar los ensayos previstos para el control de calidad de producción.

22.2.9. Hormigón preparado

22.2.9.1. Definición

Se entiende por hormigón preparado aquél que se fabrica en una central que no pertenece a las instalaciones propias de la obra y está inscrita en el Registro Industrial según Orden Ministerial de 3 de agosto de 1979 del Ministerio de Industria y Energía. Esta inscripción estará a disposición del utilizador y de las Administraciones competentes. Deberá cumplir, en consecuencia, además de las especificaciones del presente apartado, todo lo prescrito en los apartados 22.2.1 a 22.2.8.

22.2.9.2. Designación y Características

El hormigón preparado podrá designarse por resistencia o por dosificación.

En ambos casos deberá especificarse, como mínimo:

- La consistencia, expresada de acuerdo con 11.6.
- El tamaño máximo del árido en milímetros, según se define en el Anejo 2.

Además, para los hormigones designados por resistencia se especificará su resistencia característica a compresión (véase 35.1) y para los designados por dosificación, su contenido en cemento, expresado en kg. por m³. de hormigón.

Cuando la designación del hormigón fuese por resistencia, el suministrador establecerá la composición de la mezcla del hormigón, garantizando al utilizador las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia, resistencia característica y contenido máximo de cemento por m³. de hormigón. Antes de comenzar el suministro, el utilizador podrá pedir al suministrador una demostración satisfactoria de que las materias primas que van a emplearse cumplen los requisitos indicados en los Artículos 7º, 8º, 9º y 10º.

Cuando la designación del hormigón fuese por dosificación, el suministrador garantizará al utilizador las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia y contenido en cemento por m³. de hormigón. Antes de comenzar el suministro, el utilizador podrá pedir al suministrador las proporciones de los componentes del hormigón y una demostración satisfactoria de que las materias primas que van a emplearse cumplen los requisitos indicados en los Artículos 7º, 8º, 9º y 10º.

Cuando el utilizador pida hormigón con características especiales u otras además de las citadas anteriormente, las garantías y los datos que el suministrador deba dar al utilizador serán especificados antes de comenzar el suministro.

En ningún caso se emplearán aditivos ni adiciones sin el conocimiento del utilizador y sin la autorización del Director de Obra.

Comentarios

Cuando el hormigón se designa por dosificación el utilizador recaba para sí la responsabilidad de la resistencia que el mismo alcance, a diferencia del otro caso en que dicha responsabilidad corresponde al suministrador.

Por ello, es recomendable especificar el hormigón preparado por resistencia, salvo en casos de hormigones especiales.

Se recuerda que la homogeneidad del hormigón es una característica exigible en todos los casos, y que la forma de

comprobarla viene establecida en el último párrafo de 22.2.5.

La responsabilidad derivada del empleo de un determinado tipo de aditivo corresponde al utilizador en el caso de que sea éste quien lo especifique y del suministrador en caso contrario.

Si el utilizador no hiciese indicación expresa acerca del empleo o prohibición sobre el uso de aditivos, el suministrador puede emplearlos, informando de ello previamente al utilizador y garantizando en cualquier caso el hormigón suministrado.

22.2.9.3. Entrega y control de recepción

El comienzo de la descarga del hormigón desde el equipo de transporte del suministrador, en el lugar de la entrega, marca el principio del tiempo de entrega y recepción del hormigón, que durará hasta finalizar la descarga de éste.

El utilizador efectuará la recepción del hormigón tomando las muestras necesarias para realizar los ensayos de control, según lo indicado en el Capítulo XIV.

Cualquier rechazo de hormigón basado en los resultados de los ensayos de consistencia (y aire ocluido, en su caso) deberá ser realizado durante la entrega. No se podrá rechazar ningún hormigón por estos conceptos sin la realización de los ensayos oportunos.

El suministrador no será responsable de la consistencia, resistencia o calidad del hormigón al que se haya añadido agua o cualquier otro material por el utilizador o a petición de éste, alterando con ello la composición resultante de la masa fresca.

La actuación del suministrador termina una vez efectuada la entrega del hormigón y siendo satisfactorios los ensayos de recepción del mismo.

En los acuerdos entre el utilizador y el suministrador deberá tenerse en cuenta el tiempo que, en cada caso, pueda transcurrir entre la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

Comentarios

Se entiende por lugar de la entrega el sitio o sitios de la obra fijados por el utilizador y

aceptados por el suministrador para la recepción del hormigón preparado.

22.3. Hormigón no fabricado en central

Los medios para la fabricación del hormigón comprenden:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipo de amasado.

Para el almacenamiento de materias primas, se tendrá en cuenta lo previsto en 7.2 y 9.4 para el cemento y los áridos.

La dosificación de cemento se realizará en peso, pudiendo dosificarse los áridos por peso o volumen. No es recomendable este segundo procedimiento por las fuertes dispersiones a que suele dar lugar.

El amasado se realizará con un periodo de batido, a la velocidad de régimen, no inferior a un minuto.

Comentarios

Las dispersiones en la calidad del hormigón a que habitualmente conduce este sistema de fabricación no hace aconsejable su empleo

como norma general. En caso de utilizarse, convendrá extremar las precauciones en la dosificación, fabricación, y control.

Artículo 23°. Puesta en obra del hormigón

23.1. Colocación

En ningún caso se tolerará la colocación en obra de masas que acusen un principio de fraguado. En el vertido y colocación de las masas, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas, se adoptarán las debidas precauciones para evitar la disgregación de la mezcla.

No se colocarán en obra capas o tongadas de hormigón cuyo espesor sea superior al que permita una compactación completa de la masa.

No se efectuará el hormigonado en tanto no se obtenga la conformidad del Director de Obra, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

El hormigonado de cada elemento se realizará de acuerdo con un plan previamente establecido en el que deberán tenerse en cuenta las deformaciones previsibles de encofrados y cimbras.

Comentarios

Siempre que sea posible, las probetas de control se fabricarán en el lugar de puesta en obra y no a la salida de la hormigonera, con objeto de que, al resultar afectadas por las posibles variaciones ocasionadas por el transporte interior, sean verdaderamente representativas del hormigón empleado.

El vertido del hormigón en caída libre, si no se realiza desde pequeña altura, produce

inevitablemente, la disgregación de la masa. Por tanto, si la altura es apreciable, (del orden de los dos metros) deben adoptarse disposiciones apropiadas para evitar que se produzca el efecto mencionado. En general, el peligro de disgregación es mayor cuanto más grueso es el árido y menos continua su granulometría; y sus consecuencias son tanto más graves cuanto menor es la sección del elemento que se trata de hormigonar.

23.2. 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.

Comentarios

En el comentario al apartado 11.3 de esta Instrucción se indica que la resistencia a compresión de un hormigón es un índice de sus restantes cualidades; pero debe llamarse la atención sobre el hecho de que esto es así únicamente si se trata de hormigones bien compactados pues, en caso contrario, pueden presentarse defectos (excesiva permeabilidad, por ejemplo) que no resulten debidamente reflejados en el valor de la resistencia.

Como por otra parte, al fabricar las probetas para los ensayos de laboratorio con arreglo al correspondiente método de ensayo, el hormigón resulta perfectamente compactado,

la consolidación en obra del hormigón deberá realizarse con igual o mayor intensidad que la utilizada para la fabricación de dichas probetas.

La compactación resulta más difícil cuando el árido del hormigón encuentra un obstáculo para que sus piedras y granos de arena alcancen la ordenación que corresponde a la máxima compacidad compatible con su granulometría. Por esta causa, el proceso de compactación debe prolongarse junto a los fondos y paramentos de los encofrados y especialmente en los vértices y aristas, hasta eliminar todas las posibles coqueras.

En el caso de vigas, cuando se emplee una consistencia adecuada para compactar por picado, se recomienda efectuar dicha compactación mediante un picado normal al frente de la masa.

En general se recomienda el empleo de vibradores, ya que estos aparatos permiten el uso de hormigones con menos agua y dotados, por tanto, de mejores propiedades que los de consistencia adecuada para picado con barra, incluso a igualdad de resistencia mecánica.

Si se emplean vibradores de superficie, éstos deberán aplicarse corréndolos con movimiento lento, de tal modo que la superficie quede totalmente húmeda.

Como orientación se indica que la distancia entre puntos de inmersión debe ser la adecuada para producir, en toda la superficie de la masa vibrada, una humectación brillante, siendo preferible vibrar en muchos puntos por poco tiempo a vibrar en pocos puntos más prolongadamente.

23.3. 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.

Comentarios

Como en un reglamento de carácter general no es posible dar prescripciones para todos los casos, la Instrucción remite a las normas de buena práctica cuando se trate de técnicas

Si se emplean vibradores internos, su frecuencia de trabajo no debe ser inferior a seis mil ciclos por minuto. Estos aparatos deben sumergirse rápida y profundamente en la masa, cuidando de retirar la aguja con lentitud y a velocidad constante. Cuando se hormigone por tongadas, conviene introducir el vibrador hasta que la punta penetre en la capa subyacente, procurando mantener el aparato vertical o ligeramente inclinado.

Los valores óptimos, tanto de la duración del vibrado, como de la distancia entre los sucesivos puntos de inmersión, dependen de la consistencia de la masa, de la forma y dimensiones de la pieza y del tipo de vibrador utilizado, no siendo posible, por tanto, establecer cifras de validez general.

Si se emplean vibradores unidos a los moldes o encofrados, tales aparatos deberán sujetarse firmemente y distribuirse en forma adecuada para que su efecto se extienda en toda la masa.

especiales; lo que es lógico, además, por encontrarse estas técnicas en evolución continua.

Artículo 24º. Juntas de hormigonado

Las juntas de hormigonado que deberán, en general, estar previstas en el proyecto, se situarán en dirección lo más normal posible a la de las tensiones de compresión, y allí donde su efecto sea menos perjudicial, alejándolas, con dicho fin, de las zonas en las que la armadura esté sometida a fuertes tracciones. Se les dará la forma apropiada mediante tableros u otros elementos que permitan una compactación que asegure una unión lo más íntima posible entre el antiguo y el nuevo hormigón.

Cuando haya necesidad de disponer juntas de hormigonado no previstas en el proyecto se dispondrán en los lugares que el Director de Obra apruebe, y preferentemente sobre los puntales de la cimbra.

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. En general, y con carácter obligatorio, siempre que se trate de juntas de hormigonado no previstas en el proyecto, no se reanuda el hormigonado sin previo examen de la junta y aprobación, si procede, por el Director de Obra. Se prohíbe hormigonar directamente sobre o contra superficies de hormigón que hayan sufrido los efectos de las heladas. En este caso deberán eliminarse previamente las partes dañadas por el hielo. El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares podrá autorizar el empleo de otras técnicas para la ejecución de juntas (por ejemplo, impregnación con productos adecuados), siempre que se haya justificado previamente, mediante ensayos de suficiente garantía, que tales técnicas son capaces de proporcionar resultados tan eficaces, al menos, como los obtenidos cuando se utilizan los métodos tradicionales. Si la junta se establece entre hormigones fabricados con distinto tipo de cemento, 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. Se aconseja no recubrir las superficies de las juntas con lechada de cemento.

Comentarios

En 6.4. se hace referencia a las juntas de hormigonado, en relación con los documentos del proyecto.

Se han obtenido buenos resultados mediante la impregnación de juntas con ciertos productos sintéticos como, por ejemplo, algunas resinas epoxi.

Respecto al contacto entre hormigones fabricados con distintos tipos de cemento, conviene llamar la atención sobre diversos puntos:

a) En lo que se refiere al hormigón, se recomienda evitar el contacto de masas fraguadas, y endurecidas, hechas con cementos de distintos tipos, sobre todo si uno de los hormigones contiene componentes nocivos para el otro, y existe la posibilidad de acceso de humedad a la zona de contacto entre ambos.

Más o menos diferida, puede tener lugar entonces la desintegración de uno de los cementos por reacciones con cambio de volumen. Tal puede suceder entre hormigones de cemento aluminoso y de cemento portland, sobre todo si el segundo es rico en álcalis.

b) En lo que se refiere a la armadura, aquella parte de la misma en contacto con diferentes clases de hormigones no genera

sobre el acero suficiente diferencia de potencial para desencadenar una corrosión, por lo que no ha de tenerse más cuidado que el fabricar un hormigón de buena calidad, ejecutar perfectamente las juntas de hormigonado y evitar que la corrosión comience por otras causas.

Para casos como los mencionados, se aconseja recurrir a la bibliografía sobre el tema o al dictamen de los especialistas idóneos. En el Artículo 33º de esta Instrucción y su correspondiente comentario, así como en el Anejo 3 de la "Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en masa o armado", se hace referencia a diversos puntos relacionados con la incompatibilidad de cementos.

En la sección en que haya de detenerse el hormigonado es conveniente utilizar como encofrado una lámina de metal desplegado.

La malla así formada será lo suficientemente tupida para que se pueda vibrar perfectamente, incluso en las inmediaciones de la superficie de detención del hormigonado, sin que se produzca una pérdida excesiva de lechada de cemento. Si, a pesar de estas precauciones, quedasen huecos detrás de la lámina de metal desplegado, será necesario retirar ésta y eliminar las partes friables de la superficie libre del hormigon.

Artículo 25º. 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 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 Artículo 66º) necesarios para estimar la resistencia realmente alcanzada, adoptándose, en su caso, las medidas oportunas.

La temperatura de la masa de hormigón, en el momento de verterla en el molde o encofrado, no será inferior a +5°C.

Se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, moldes, etc.) cuya temperatura sea inferior a 0°C.

El empleo de aditivos anticongelantes requerirá una autorización expresa, en cada caso, del Director de Obra. Nunca podrán utilizarse productos susceptibles de atacar a las armaduras, en especial los que contienen ion cloruro.

Cuando el hormigonado se realice en ambiente frío, con riesgo de heladas, podrá utilizarse para el amasado, sin necesidad de adoptar precaución especial alguna, agua calentada hasta una temperatura de 40°C e incluso calentar previamente los áridos.

Cuando excepcionalmente se utilice agua o áridos calentados a temperatura superior a la antes indicada, se cuidará de que el cemento, durante el amasado, no entre en contacto con ella mientras su temperatura sea superior a 40°C.

Comentarios

Debe tenerse en cuenta que el peligro de que se hiele el hormigón fresco es tanto mayor cuanto mayor es su contenido en agua. Por ello se recomienda que, en estos casos, la relación agua/cemento sea lo más baja posible.

Por el contrario, no debe olvidarse que la reacción química del agua con el cemento engendra calor, y que éste aumenta al elevarse la dosificación en cemento, así como con el empleo de cemento de alta resistencia inicial. El calor originado durante el fraguado puede llegar a ser importante cuando la masa de hormigón es grande; como es lógico, disminuye cuando se trata de piezas delgadas. Por consiguiente, en este último caso, que es normal en la técnica de hormigón pretensado, es preciso extremar las medidas de protección contra las bajas temperaturas. Estas medidas deberán preverse con la antelación suficiente.

Cuando se emplea agua caliente conviene prolongar el tiempo de amasado para

conseguir una buena homogeneidad de la masa, sin formación de grumos.

Por último, y a título puramente indicativo, a continuación se detallan las medidas que pueden adoptarse en casos especiales.

-Para temperaturas ambientes comprendidos entre +5°C y 0°C: no se utilizarán materiales helados. A este respecto debe tenerse en cuenta que no basta con deshacer los montones de áridos congelados, para que éstos se deshíelen. Se recomienda calentar el agua de amasado y los áridos. El hormigón, después de vertido, deberá protegerse contra la helada.

- Entre 0°C y -5°C: deberán calentarse los áridos y el agua. Como en el caso anterior, es preciso proteger el hormigón después de vertido.

- Por debajo de -5°C: se suspenderá el hormigonado o se realizará la fabricación del hormigón y el hormigonado en un recinto que pueda calentarse.

Artículo 26º. Hormigonado en tiempo caluroso

Cuando el hormigonado se efectúe en tiempo caluroso, se adoptarán las medidas oportunas para evitar la evaporación del agua de amasado, en particular durante el transporte del hormigón y para reducir la temperatura de la masa.

Los materiales almacenados con los cuales vaya a fabricarse el hormigón y los encofrados o moldes destinados a recibirlo deberán estar protegidos del soleamiento.

Una vez efectuada la colocación del hormigón se protegerá éste del sol y especialmente del viento, para evitar que se deseque.

Si la temperatura ambiente es superior a 40°C o hay un viento excesivo, se suspenderá el hormigonado, salvo que previa autorización expresa del Director de Obra, se adopten medidas especiales, tales como enfriar el agua, amasar con hielo picado, enfriar los áridos, etc.

Comentarios

Se entenderá por tiempo caluroso aquél en que se produzca cualquier combinación de altas temperaturas, baja humedad relativa y alta velocidad del viento, que tiendan a empeorar la calidad del hormigón o que puedan conferir propiedades no deseadas.

Para reducir la temperatura de la masa de hormigón se recomienda recurrir al empleo de agua fría o hielo.

Cuando el hormigonado se efectúe a temperatura superior a los 40° C será necesario regar continuamente la superficie del hormigón durante diez días por lo menos, o tomar otras precauciones especiales, para evitar la desecación de la masa durante su fraguado y primer endurecimiento.

Artículo 27°. 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 y clase del cemento, de la temperatura y grado de humedad del ambiente, etc.

El curado podrá realizarse manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado 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 8º 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 (curado al vapor por ejemplo) se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas, previa autorización del Director de Obra.

En general, el proceso de curado debe prolongarse hasta que el hormigón haya alcanzado, como mínimo, el 70 por 100 de su resistencia de proyecto.

Comentarios

De las distintas operaciones necesarias para la ejecución de un elemento de hormigón, el proceso de curado es una de las más importantes por su influencia decisiva en la resistencia y demás cualidades del hormigón resultante.

Como término medio, resulta conveniente prolongar el proceso de curado durante siete días, debiendo aumentarse este plazo cuando

se utilicen cementos de endurecimiento lento o en ambientes secos y calurosos. Cuando las superficies de las piezas hayan de estar en contacto con aguas o filtraciones salinas, alcalinas o sulfatadas, es conveniente aumentar el citado plazo de siete días en un 50 por 100 por lo menos.

Un buen procedimiento de curado consiste en cubrir el hormigón con sacos, arena, paja u

otros materiales análogos y mantenerlos húmedos mediante riegos frecuentes. En estos casos, debe presentarse la máxima atención a que esos materiales estén exentos de sales solubles, materia orgánica (resto de azúcar en los sacos, paja en descomposición, etc.) u otras sustancias que, disueltas y arrastradas por el agua de curado, puedan alterar el fraguado y primer endurecimiento de la superficie del hormigón.

Entre los distintos métodos de curado acelerado utilizables, resultan especialmente aconsejables, sobre todo en el caso de elementos prefabricados, los procedimientos de curado por calor y, entre éstos, el de curado al vapor. Cuando se utilicen estos métodos, la velocidad de calentamiento y enfriamiento deberá controlarse adecuadamente para evitar que el hormigón sufra choques térmicos. El tratamiento no podrá iniciarse en tanto no haya transcurrido un determinado período de tiempo, denominado de prefraguado. Presenta también especial interés el procedimiento de curado por inmersión sobre todo si el agua se mantiene a temperatura adecuada y constante. En caso contrario, el tiempo de inmersión varía con la temperatura ambiente.

En el curado por calor conviene tener en cuenta el concepto de "maduración", es decir, el producto de la temperatura, en grados centígrados, a que se somete la pieza, por el tiempo durante el cual actúa esta temperatura, si está constante; o la integral del gráfico temperatura-tiempo en el caso de temperatura variable.

Se admite que, para una misma calidad de hormigón, el efecto del curado será el mismo, siempre que su maduración sea también la misma. Es decir, que distintas combinaciones de temperaturas y tiempos, darán el mismo

resultado siempre que su producto sea constante.

Como fuente calorífica para el curado por calor se utiliza, principalmente, la calefacción eléctrica, o el agua o aceite calientes.

El proceso de curado al vapor se iniciará una vez transcurrido el período de prefraguado, elevándose gradualmente la temperatura, a partir de este momento, hasta alcanzar la temperatura límite. Esta temperatura se mantendrá durante un cierto plazo, finalizado el cual se hará descender de forma continua hasta igualar la temperatura ambiente.

Cada cemento tiene una curva de curado ideal que deberá determinarse experimentalmente. De esta forma se podrán conocer los ritmos óptimos de aumento y descenso de la temperatura, así como el tiempo de permanencia a la temperatura límite, y el valor de la misma. En general, el período de prefraguado oscila entre dos y cuatro horas; la velocidad de calentamiento o enfriamiento no debe exceder de 20°C por hora, y la temperatura límite no será superior a 80°C.

La presión del vapor y la temperatura se mantendrán lo más constantes y uniforme posibles a lo largo de la pieza, y el recinto de curado se conservará, en todo momento, saturado de humedad.

Con respecto al procedimiento de curado por inmersión, puede indicarse, a título puramente orientativo, que el tiempo de inmersión oscilará entre tres y siete días.

Para los casos de empleo de técnicas especiales en el articulado se remite a las normas de buena práctica de tales técnicas, por tratarse de procesos en evolución continua, para los que es difícil dar reglas generales.

Artículo 28°. Descimbrado, desencofrado y desmoldeo

Los distintos elementos que constituyen los moldes, 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, desmoldeo y descimbrado.

Cuando se trate de obras de importancia y no se posea experiencia de casos análogos, o cuando los perjuicios que pudieran derivarse de una fisuración prematura fuesen grandes, se realizarán ensayos de información (véase Artículo 66º) para estimar la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

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

En elementos de hormigón pretensado es fundamental que el descimbrado se efectúe de conformidad con lo dispuesto en el programa previsto a tal efecto al redactar el proyecto de la estructura. Dicho programa deberá estar de acuerdo con el correspondiente al proceso de tesado. Para facilitar el desencofrado, y en particular, cuando se empleen moldes, se recomienda pintarlos con barnices antiadherentes que cumplan las condiciones prescritas en el Artículo 18º.

Comentarios

Se llama la atención sobre el hecho de que, en hormigones jóvenes, no sólo su resistencia sino también su módulo de deformación presenta un valor reducido; lo que tiene una gran influencia en las posibles deformaciones resultantes.

Resulta útil en ocasiones la medición de flechas durante el descimbrado de ciertos elementos, como índice para decidir si debe o no continuarse la operación e incluso si conviene o no disponer ensayos de carga de la estructura.

Se exige efectuar el descimbrado de acuerdo con un programa previo debidamente estudiado, con el fin de evitar que la estructura quede sometida, aunque sólo sea temporalmente durante el proceso de ejecución, a tensiones no previstas en el proyecto, que puedan resultar perjudiciales.

Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

Artículo 29º. Acabado de superficies y tolerancias

Las superficies vistas de las piezas o estructuras, una vez desencofradas o desmoldeadas, no presentarán coqueras o irregularidades que perjudiquen al comportamiento de la obra o a su aspecto exterior.

Terminadas las piezas, los defectos de planeidad o irregularidades de los paramentos, medidos haciendo pasar un escantillón de perfil adecuado y 2 m. de longitud, no excederán de los siguientes valores:

- | | |
|--------------------------|--------|
| - en superficies vistas | 5 mm. |
| - en superficies ocultas | 20 mm. |

Por otra parte se comprobarán cuantas tolerancias dimensionales (flechas, contraflechas, combas laterales, etc.) hayan sido especificadas en el proyecto.

En general, para el recubrimiento o relleno de las cabezas de anclaje, orificios, entalladuras, cajetines, etc., que deba efectuarse una vez terminadas las piezas, se utilizarán morteros fabricados con masas análogas a las empleadas en el hormigonado de dichas piezas, pero retirando de ellas los áridos de tamaño superior a 5 mm. Todas las superficies de mortero se acabarán de forma adecuada.

Artículo 30º. Uniones de continuidad entre elementos prefabricados

Las uniones entre las distintas piezas prefabricadas pretensadas, que constituyen una estructura, o entre dichas piezas y los otros elementos estructurales contruidos in situ, deberán asegurar la correcta transmisión de los esfuerzos entre cada pieza y las adyacentes a ella.

Se construirán de tal forma que puedan absorberse las tolerancias dimensionales normales de prefabricación, sin originar solicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos en los elementos prefabricados.

Las testas de los elementos que vayan a quedar en contacto, no podrán presentar irregularidades tales que impidan que las compresiones se transmitan uniformemente sobre toda la superficie de aquellas. El límite admisible para estas irregularidades depende del tipo y espesor de la junta; y no se permite intentar corregirlas mediante enlucido de las testas con mortero de cemento.

Las uniones por soldadura solo pueden autorizarse cuando este garantizada la soldabilidad de los elementos que se vayan a unir. En cualquier caso, deberá cuidarse que el calor desprendido por la soldadura no produzca daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.

Las uniones mediante armaduras postesas exigen adoptar precauciones especiales si estas armaduras son de pequeña longitud. Su empleo es recomendable para rigidizar nudos y están especialmente indicadas para estructuras que deban soportar acciones sísmicas.

Comentarios

Desde el punto de vista de la resistencia, durabilidad, deformaciones, etc. de la estructura, las uniones constituyen siempre puntos singulares que exigen una atención especial. Así, por ejemplo, su resistencia al fuego y a la corrosión deberá ser objeto de un detenido estudio.

Entre los tipos de junta que se consideran adecuados para las uniones de continuidad, cabe citar los siguientes:

- *las juntas de mortero (en cama o retacadas);*
- *las juntas hormigonadas;*
- *las juntas encoladas.*

Las juntas de mortero deberán tener, como mínimo, de 10 a 20 mm. de anchura. Los paramentos adyacentes de las piezas que vayan a unirse, deberán estar limpios y no presentar picos o salientes en los que se produciría concentración de tensiones, toda vez que la experiencia ha demostrado que la regularización de las testas con mortero no resulta eficaz.

En las juntas hormigonadas, el hormigón de relleno deberá ser al menos de la misma calidad que el utilizado para la construcción de las piezas prefabricadas que se vayan a unir, pero preparado, en caso necesario, con áridos de menor tamaño. La anchura de estas juntas será la suficiente para permitir una buena compactación del hormigón, y nunca inferior a 75 mm. Cuando existan conductos destinados al paso de las armaduras de

portamiento de dichos anclajes.

Por otra parte, la fuerte curvatura que suele darse al trazado de estas armaduras,

pretensado, habrá que disponerlos cuidadosamente para que queden bien alineados en los extremos de las piezas que vayan a ser adyacentes. Deberán adoptarse, además, las precauciones necesarias para que el hormigón de la junta no penetre en el interior de los conductos ni aplaste las vainas comprimiéndolas contra las armaduras. En tanto no haya terminado el hormigonado de las juntas, no se procederá a la usual limpieza de las vainas con chorro de agua, previa a la operación de inyectado de las mismas.

Un buen sistema en el caso de juntas encoladas, consiste en fabricar, una contra otra, las testas de las dos piezas que vayan a unirse, con el fin de asegurar su buen acoplamiento y conseguir que el espesor de la capa de pegamento sea pequeño y uniforme. Es frecuente utilizar como pegamento resinas epoxi.

Las uniones mediante armaduras postesas resultan adecuadas, por ejemplo, para rigidizar los nudos, eliminar fisuras en las uniones y transformar en hiperestáticas las estructuras que, construidas con piezas prefabricadas, trabajan como isostáticas durante el período de ejecución. Como las armaduras postesas utilizadas en estas uniones son generalmente muy cortas, cualquier irregularidad en su trazado, variación en su longitud o deslizamiento en los anclajes, origina una fuerte variación en su tensión. Por ello resulta de la mayor importancia controlar cuidadosamente la colocación de estas armaduras y el com-

ocasiona importantes pérdidas de tensión por rozamiento, que es necesario tener en cuenta en los cálculos.

Artículo 31°. Inyección

31.1. Preparación de la mezcla

Los materiales sólidos utilizados para preparar el producto de inyección deberán dosificarse en peso.

El amasado de dichos materiales se realizará en un aparato mezclador capaz de preparar un producto de inyección de consistencia uniforme y, a ser posible, de carácter coloidal. Se prohíbe el amasado a mano.

El tiempo de amasado depende del tipo de aparato mezclador pero, en cualquier caso, no será inferior a 2 minutos.

Después del amasado, el producto debe mantenerse en movimiento continuo hasta el momento de la inyección. Es esencial que, en ese momento, el producto se encuentre exento de grumos.

En el caso de vainas o conductos verticales, la relación agua/cemento de la mezcla debe ser algo mayor que en las mezclas destinadas a inyectar vainas horizontales.

Comentarios

El aparato mezclador, el agitador si se utiliza y la bomba de inyección deben ser accionados por motores independientes y controlarse también cada uno por separado.

La bomba de inyección debe alimentarse por gravedad y no por succión, ya que este último sistema tiende a introducir aire en la mezcla, lo que debe evitarse.

El orden de introducción de los materiales en el mezclador debe ser: primero el agua, después el cemento y después los áridos, si se emplean. Si se utilizan aditivos, éstos deberán introducirse en el momento y en la

forma indicada en las correspondientes instrucciones para su empleo.

El tiempo de amasado necesario oscila entre 2 y 4 minutos, dependiendo del tipo de mezclador.

Para evitar los grumos se recomienda pasar el producto, en el momento en que se vaya a proceder a la inyección, por un tamiz que, al mismo tiempo, elimine las impurezas y cuya abertura de malla sea de 2 mm. si se trata de mortero y 0,16 mm. en el caso de lechada. Podrá utilizarse también cualquier otro procedimiento eficaz que produzca el mismo efecto.

31.2. Ejecución de la inyección

La inyección debe efectuarse lo más pronto posible después del tesado. Si, por razones constructivas, debiera diferirse, se efectuará una protección provisional de las armaduras, utilizando algún método o material que no impida la ulterior adherencia de los tendones al producto de inyección.

El procedimiento de inyección utilizado deberá permitir rellenar totalmente la vaina o conducto y recubrir por completo los tendones.

Las bombas de inyección pueden ser accionadas por motor o a mano. En el caso de vainas largas verticales, no es aconsejable utilizar las bombas accionadas a mano.

Antes de proceder a la inyección de la mezcla, debe limpiarse el conducto con aire comprimido. En el caso de conductos sin vaina (paredes de hormigón), se inyectará agua para humedecer dicho hormigón. Después, se expulsará el agua sobrante inyectando aire comprimido, o por cualquier otro medio.

La inyección debe ser continua e ininterrumpida. La bomba tendrá capacidad suficiente para asegurar, en conductos de menos de 10 cm. de diámetro, una velocidad de avance comprendida entre 6 y 12 m /minuto, con una presión inferior a 10 atmósferas.

Deberá estar dotada de un dispositivo de seguridad que evite las sobrepresiones.

Se prohíbe efectuar la inyección mediante aire comprimido.

La unión del conducto que se vaya a inyectar, con el tubo por el que se inyecta, debe ser hermética para evitar arrastre de aire.

Siempre que sea posible, la inyección debe efectuarse desde el anclaje más bajo o desde el tubo de toma inferior del conducto.

La inyección debe prolongarse hasta que la consistencia de la mezcla que rebosa por el extremo libre del conducto sea igual a la del producto inyectado y, una vez terminada, deben adoptarse las medidas necesarias para evitar pérdidas de la mezcla en el conducto.

En el caso de vainas o conductos verticales, en la parte superior debe colocarse un pequeño depósito con pasta, mantenido constantemente lleno, para compensar la reducción de volumen que se produce. Es importante que este depósito se sitúe en posición centrada encima del conducto, con el fin de que el agua ascendente por exudación pueda unirse a la mezcla contenida en el depósito y no se quede acumulada en el extremo superior de la vaina, lo que resultaría peligroso para la protección del tendón y del anclaje correspondiente.

En tiempo frío y, especialmente en tiempo de heladas, deben tomarse precauciones especiales. En primer lugar, es necesario asegurarse de que, al iniciar la inyección, no existe hielo en los conductos. Para ello, debe inyectarse agua caliente, pero nunca vapor.

Si se prevé que la temperatura no descenderá por debajo de los 5° C en las 48 horas siguientes a la inyección, se puede continuar ésta, utilizando un producto poco sensible a las heladas, que contenga del 6 al 10% de aire ocluido y que cumpla las condiciones prescritas en el Artículo 17°.

Si es probable que la temperatura descienda por debajo de los 2° C durante las 48 horas siguientes a la inyección, deberá calentarse el elemento de la estructura de modo que su temperatura no baje de 5° C, durante ese tiempo. Por el contrario, cuando la temperatura ambiente exceda de los 35° C, es recomendable enfriar el agua de la mezcla.

En todos los casos, una vez terminada la inyección deben obturarse herméticamente los orificios y tubos de purga, de modo que se evite la penetración en los conductos de agua, o de cualquier otro agente corrosivo para las armaduras.

Comentarios

El plazo máximo, que normalmente se considera admisible, desde que se concluye el tesado hasta que se efectúa la inyección, es de un mes.

Para comprobar que las vainas o conductos han quedado totalmente rellenos se recomienda comparar el volumen de los huecos a rellenar, con la cantidad de mezcla realmente inyectada. A tal efecto se dispondrán los oportunos aparatos de control a la entrada y a la salida de la inyección.

La limpieza de los conductos con aire comprimido sirve además para detectar posibles tapones en el interior de dichos conductos. Si existiese algún bloqueo puede intentarse su eliminación tirando de los cables alternativamente en uno y otro sentido.

Conviene que la presión de inyección sea lo más baja posible; los valores normales oscilan entre 3 y 7 atmósferas. Estos valores se alcanzarán por aumentos progresivos, sin saltos bruscos.

La inyección debe hacerse con la lentitud necesaria para impedir la segregación de la mezcla.

En conductos muy largos o de gran diámetro puede ser necesario repetir la inyección, después de dos horas, para compensar la eventual reducción de volumen de la mezcla.

Cuando se inyectan cables largos y ondulados, en los que se necesita una presión elevada, se puede cerrar el extremo por el que se ha iniciado la inyección y continuarla por los sucesivos tubos de purga.

En caso de tener que efectuar la inyección en tiempo de bajas temperaturas, se puede proteger contra las heladas mediante un calentamiento adecuado de las vainas y, por supuesto, del agua.

Una vez terminada la inyección, conviene plegar y atar los tubos de salida, en forma análoga a como se hace con una válvula de balón.

31.3. Inspección

Deberá hacerse un informe de cada inyección en el que se anoten: las características del producto, la temperatura ambiente en el momento de la inyección, el tipo de cemento utilizado, el aditivo, en su caso, incorporado a la mezcla y su dosificación, la relación agua/cemento elegido, el tipo de mezclador, la duración del mezclado y las probetas que se han fabricado para controlar las condiciones prescritas en el Artículo 17°.

Comentarios

Se recomienda a efectos de control, medir en obra la fluidez del producto de inyección, de acuerdo con lo indicado en 17.2.

31.4. Medidas de seguridad

Durante la inyección de los conductos, los operarios que trabajen en las proximidades deberán ir provistos de gafas protectoras o una pantalla transparente, en previsión de posibles escapes de la mezcla inyectada a presión.

No debe mirarse por los tubos utilizados como respiraderos o rebosaderos, para comprobar el paso del producto de inyección.

Cuando la inyección se efectúa en obra, y existe circulación en zonas próximas, se adoptarán las oportunas precauciones para impedir que, si se escapa el producto de inyección, pueda ocasionar daños.

Comentarios

Un chorro brusco del producto de inyección a presión puede ocasionar graves daños, especialmente si salta a los ojos. La mezcla inyectada puede atascarse temporalmente y, como continúa aplicándose presión,

desatascarse después, de un modo brusco, soltando un chorro por los respiraderos o por el extremo de la vaina opuesto a aquél por el que se inyecta, originando graves daños.

Artículo 32°. Observaciones generales respecto a la ejecución

32.1. Adecuación del proceso constructivo al proyecto

Se adoptarán las medidas necesarias para conseguir que las disposiciones constructivas y los procesos de ejecución se ajusten en todo a lo indicado en el proyecto.

En particular, deberá cuidarse de que tales disposiciones y procesos sean compatibles con las hipótesis consideradas en el cálculo, especialmente en lo relativo a los enlaces (empotramientos, articulaciones, apoyos simples, etc.).

Todas las manipulaciones y situaciones provisionales y, en particular, el transporte, montaje y colocación de las piezas prefabricadas, deberán ser objeto de estudios previos. Será preciso también justificar que se han previsto todas las medidas necesarias para garantizar la seguridad, la precisión en la colocación y el mantenimiento correcto de las piezas, en su posición definitiva, antes y durante la ejecución y, en su caso, durante el endurecimiento de las juntas construidas en obra.

Si el proceso constructivo sufre alguna modificación sustancial deberá ser objeto de un nuevo estudio a nivel de proyecto.

32.2. Acciones mecánicas durante la ejecución

Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier carga estática o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados.

Cuando la construcción de las obras dé lugar a fases sucesivas de descimbrado, de pretensado o de puesta en carga, puede ser necesario determinar las sollicitaciones correspondientes a un cierto número de estas fases.

Comentarios

La actuación prematura de cargas estáticas o dinámicas, de valor excesivo, puede originar daños de diversa índole que se reflejan, normalmente, en una fisuración o deformación inadmisibles de los elementos ya hormigonados y que es imprescindible evitar. La acumulación de materiales (acopio de ladrillos en forjados de edificación, por ejemplo) y la trepidación originada por ciertas máquinas auxiliares de obra, son dos de las causas que pueden provocar tales daños en aquellos elementos sobre los que actúan directamente esas cargas, especialmente si

dichos elementos no han alcanzado aún, su resistencia prevista.

Como norma general, se admite superponer las deformaciones calculadas (en lugar de las tensiones) correspondientes a las sucesivas fases constructivas. De esta forma, y utilizando los diagramas tensiones-deformaciones de los materiales, se pueden tener en cuenta adaptaciones que resultan favorables desde el punto de vista económico.

Artículo 33 °. Prevención y protección contra acciones físicas y químicas

33.1. Generalidades

Cuando el hormigón haya de estar sometido a acciones físicas o químicas que, por su naturaleza, puedan perjudicar a algunas 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 dadas en 33.2, 33.3, 33.4 y 33.5. En estos casos, los hormigones deberán ser muy homogéneos, compactos e impermeables.

En el hormigón pretensado 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 los elementos metálicos (armaduras, anclajes, etc.) debiéndose por tanto prestar especial atención a sus recubrimientos.

Comentarios

Debe advertirse que, independientemente de los casos de hormigonado en tiempo frío indicados en el Artículo 25° existe también el peligro de heladas en edades posteriores en las que el hormigón ya endurecido se comporta como un material pétreo cualquiera, siendo su menor o mayor capacidad de absorción de agua la causa determinante de su mejor o peor comportamiento.

Las aguas puras, como las de lluvia, nieve y algunos manantiales de montaña, disuelven la cal libre del hormigón, debido especialmente a su alto contenido en anhídrido carbónico.

Por último, este artículo es de aplicación en aquellos casos en que el hormigón se encuentra en contacto con un medio químicamente agresivo (atmósfera, agua y líquido en general, suelo o cualquier sustancia).

33.2. Durabilidad del hormigón

Durabilidad de un elemento de hormigón es su capacidad de comportarse satisfactoriamente frente a las acciones físicas, químicas agresivas y proteger adecuadamente las armaduras y demás elementos metálicos embebidos en el hormigón durante la vida de servicio de la estructura. La durabilidad debe conseguirse a través de un adecuado proyecto, construcción y mantenimiento del elemento.

Por lo que respecta a la durabilidad del hormigón, deberá elegirse cuidadosamente en el proyecto el tipo y clase del cemento 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 cementos en una misma obra, se tendrá presente lo indicado en los últimos párrafos de los Artículos 22º y 24º.

En cuanto a los áridos, deberá comprobarse que cumplen las limitaciones indicadas en el Artículo 9º y, de modo especial, las relativas a reactividad con los álcalis del cemento.

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.

Comentarios

En la protección frente a los agentes físicos y químicos agresivos, las medidas preventivas suelen ser las más eficaces y menos costosas. Por ello, la durabilidad es una cualidad que debe tenerse en cuenta durante la realización del proyecto, estudiando la naturaleza e intensidad potencial previsible del medio agresivo y eligiendo los materiales, dosificaciones y procedimientos de puesta en obra más adecuados en cada caso.

Entre las muchas variables que influyen en los fenómenos de carácter agresivo, la compacidad del hormigón es una de las más importantes y todo lo que se haga por aumentarla redundará en una mayor durabilidad del elemento correspondiente.

Por otra parte, la elección del tipo y clase del cemento o cementos que vayan a emplearse, es otro extremo con repercusión directa en la durabilidad del hormigón.

Por último, se reseñan a continuación las sustancias que, de un modo genérico, poseen carácter agresivo para el hormigón:

- a) gases que poseen olor amoniacal o que, por su carácter ácido, enrojecen el papel azul de tornasol humedecido con agua destilada;*
- b) líquidos que desprendan burbujas gaseosas, posean olor nauseabundo, dejen residuos cristalinos o terrosos al evaporarlos o que por su carácter ácido enrojecen el papel azul de tornasol; aguas muy puras o de alta montaña y aceites vegetales;*
- c) tierras o suelos con humus o sales cristalizadas; sólidos secos o húmedos cuyas dispersiones acuosas enrojecen el papel azul de tornasol.*

33.3. Corrosión de las armaduras pasivas

Es necesario considerar desde el proyecto el grado de agresividad que presenta para las armaduras el medio ambiente donde vaya a estar situada la obra. Este grado de agresividad está en relación directa con la presencia de uno o varios factores, que será necesario evitar o al menos contrarrestar.

En la fase de proyecto de la estructura se deben tener en cuenta todas las consideraciones que se hacen en 19.4 respecto de distancias a los paramentos y en el Artículo 51º en relación al riesgo de corrosión por fisuración en fase de servicio.

Con respecto a los materiales empleados, se prohíbe poner en contacto las armaduras con otros metales de muy diferente potencial galvánico; y se recuerda la prohibición de emplear materiales que contengan iones despasivantes tales como cloruros, sulfuros y sulfatos en proporciones superiores a las indicadas en los Artículos 8º, 9º y 10º.

Comentarios

El hormigón en general, y el de cemento portland en particular, es un medio alcalino, protector de las armaduras contra la corrosión. Pero si por una circunstancia cualquiera (penetración de agua, disoluciones ácidas o gases húmedos ácidos) la alcalinidad disminuye, la protección puede peligrar e

incluso anularse. Además la presencia de aniones, tales como los cloruros pueden desencadenar también una fuerte corrosión de las armaduras.

Los productos de la corrosión (herrumbre), por las condiciones de su formación y por su

naturaleza, en ningún caso pueden servir de protección a las armaduras, por lo que el fenómeno corrosivo, una vez iniciado, progresa de manera continua si persiste la causa que lo originó. Por otra parte, los productos de la corrosión se forman con carácter expansivo, desarrollando grandes

presiones que pueden provocar la fisuración y el agrietamiento del hormigón junto a las armaduras y abren nuevos cauces a los agentes agresivos. De aquí la gran importancia que tienen la compacidad y los recubrimientos en la protección de las armaduras del hormigón.

También pueden provocar corrosión la existencia de corrientes vagabundas en las armaduras.

A efectos de protección de las armaduras contra posibles peligros de corrosión de uno u otro tipo, deben tenerse en cuenta los hechos siguientes:

1. Una eficaz garantía contra este riesgo consiste en la observancia de las indicaciones y recomendaciones anteriormente hechas.

2. La corrosión de las armaduras, como la de cualquier estructura metálica, puede combatirse más fácil y económicamente si se prevé por anticipado. En cambio, una vez comenzada, sus efectos son imposibles o muy difíciles de evitar, y siempre a un costo elevado.

3. Cuando se presuman riesgos serios de corrosión, es aconsejable documentarse debidamente, recurriendo a las publicaciones especializadas o al dictamen de especialistas idóneos.

33.4. Corrosión de las armaduras activas

Para evitar los graves daños que puede ocasionar la corrosión de las armaduras tesas, se prohíbe utilizar, para la fabricación de los hormigones y de los productos de inyección, materiales que contengan cloro, azufre o sus derivados (especialmente cloruros y sulfuros), en proporciones superiores a las prescritas en los Artículos 7º, 8º, 9º, 10º y 17º. Así mismo, deberán estar exentos de cualquier sustancia que catalice la absorción del hidrógeno por el acero.

Se prohíbe la utilización de empalmes o sujeciones con otros metales distintos del acero y la protección catódica y salvo confirmación experimental de su comportamiento en cada caso particular la de aceros protegidos por recubrimientos metálicos.

Comentarios

En las estructuras pretensadas existe un riesgo especial de corrosión de las armaduras sometidas a tensión. Las precauciones recomendables para eludir este fenómeno son:

- Evitar la presencia de cualquier tipo de cloruros en los productos de inyección y en el hormigón.
- Vigilar que, en los componentes del hormigón y en el agua de curado, se cumplan las limitaciones impuestas a los contenidos de cloruros, sulfuros, sulfitos y catalizadores de la absorción del hidrógeno por los aceros, tales como los iones de sulfocianuro, sulfuro, etc.
- Evitar que se desprenda hidrógeno, capaz de penetrar en el acero, como puede ocurrir si se utilizan determinados tipos de aditivos.

Por la misma razón deben evitarse aquellas situaciones en las que el acero pueda actuar como cátodo.

- No utilizar aceros protegidos por recubrimientos metálicos, como ocurre con el cinc en los productos galvanizados, para evitar el riesgo que supondría emplear armaduras con defectos en su recubrimiento, en cuyo caso la protección resultaría contraproducente. No deben considerarse como recubrimientos metálicos las capas correspondientes a tratamiento de fosfatados que se utilizan normalmente como pasivantes y cuya acción es beneficiosa frente a la corrosión.

Conviene recordar que todas estas situaciones se agravan en el caso de atmósferas agresivas o elementos sometidos a esfuerzos alternados o repetidos.

Un ensayo que puede realizarse para conocer la sensibilidad del acero a la corrosión bajo tensión, por la acción fisurante del hidrógeno, es el ensayo de tiocianato amónico (UNE 36.464/86). En este ensayo se considera

suficiente la resistencia a corrosión bajo tensión de un acero de pretensado, si la duración mínima y la media de un conjunto de al menos seis probetas satisfacen los siguientes requisitos:

Tipo de armadura	Tiempo de rotura mínimo (horas)	Tiempo de rotura medio (horas)
Alambres	1,5	4
Torzales y Cordones	1,5	4
Barras de 16 a 25 mm. de diámetro	60	250
Barras de diámetro superior a 25 mm.	100	400

33.5. Protección y conservación de las armaduras activas y de los anclajes

Se adoptarán las precauciones necesarias para evitar que las armaduras activas, durante su almacenamiento, colocación, o después de colocadas en obra, experimenten daños, especialmente entalladuras o calentamientos locales, que puedan modificar sus características o dar lugar a que se inicie un proceso de corrosión.

También deberá impedirse que, en los conductos en que se alojan los tendones, pueda penetrar agua o cualquier otro agente agresivo susceptible de ocasionar la corrosión de las armaduras o de sus anclajes.

Particularmente peligrosa puede resultar la penetración del agua en las vainas o conductos de las armaduras, en tiempo frío, ya que entonces, aparte del riesgo de corrosión, puede producirse el agrietamiento o incluso la rotura del hormigón de la pieza por el aumento de volumen que experimenta el agua al helarse.

Terminadas las operaciones de tesado, y en su caso, de retesado, deberán cortarse los trozos de las armaduras que sobresalgan de las piezas. Para ello podrá utilizarse sierra de disco, cizalla o cincel. No se recomienda el empleo de arco eléctrico o soplete, ya que requiere precauciones especiales para evitar que resulte dañado el acero.

Una vez colocadas y tesas las armaduras, se protegerán por medio de una lechada o mortero de inyección que cumpla las condiciones prescritas en el Artículo 17º, o por cualquier otro procedimiento eficaz debidamente experimentado. En el caso de ambientes normales esta protección deberá realizarse en el plazo máximo de un mes contado a partir de la terminación de la primera etapa de tesado de las armaduras; pero si el ambiente es agresivo, dicho plazo deberá reducirse en la medida necesaria para impedir que pueda iniciarse el ataque a las armaduras. No obstante, cuando las condiciones particulares del proceso de ejecución de la estructura así lo exijan, podrán ampliarse los plazos mencionados; pero en tal caso deberán protegerse provisionalmente los tendones utilizando algún método eficaz (aceite soluble por ejemplo), que no obstaculice el posterior tesado de las armaduras ni comprometa la eficacia de la ulterior protección definitiva.

Cuando se utilicen tendones no adherentes, la protección se hará de acuerdo con lo que sobre el particular se indique en el Proyecto.

Antes de utilizar un anclaje se comprobará que se encuentra en buen estado. Si se trata de anclajes por cuñas se inspeccionará si el interior de los tacos o conos hembra está limpio y si existen obstáculos que impidan que aquellas puedan moverse libremente dentro del anclaje para lograr su perfecto ajuste. Las roscas de las barras y sus tuercas deberán estar bien limpias y engrasadas; y se mantendrán con sus envolturas protectoras hasta el momento de su utilización. Cuando se vayan a introducir las barras en sus conductos de alojamiento, se protegerán las roscas adecuadamente para evitar que se dañen por abrasión.

Finalizada la inyección de las vainas o conductos en que van colocadas las armaduras activas, todas las piezas que constituyen el anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante hormigón, mortero, pintura u otro tipo de recubrimiento adecuado. Análogamente a lo indicado para las armaduras, esta protección deberá efectuarse lo más pronto posible, y en cualquier caso, antes de transcurrido un mes desde la terminación del tesado.

Comentarios

Se cuidará especialmente de que, en las proximidades de las armaduras de pretensado, no se realicen operaciones de soldadura u otras capaces de desprender fuerte calor, para evitar que los aceros resulten sometidos a temperaturas elevadas, corrientes parásitas o chispas desprendidas al soldar.

En tiempo frío, podrán adoptarse las siguientes medidas provisionales de protección:

mitirá su total y fácil eliminación inmediatamente antes de aplicar la protección definitiva.

Las armaduras tesas y ancladas, si quedan insuficientemente protegidas, pueden estar expuestas a una corrosión bajo tensión o a un

a) colocar tapones estancos en los extremos de las vainas o conductos por los que pueda penetrar el agua, después de haber eliminado la que haya podido introducirse en ellos.

b) rellenar los conductos con una mezcla de agua y anticongelante, asegurándose de que la proporción de éste se mantendrá en su valor adecuado durante todo el plazo necesario. El producto anticongelante no deberá ejercer acción perjudicial alguna sobre el acero y per-

principio de fragilización por hidrógeno, que es preciso evitar.

El plazo de un mes indicado para efectuar la protección definitiva debe interpretarse como un máximo que conviene rebajar siempre que sea posible y, sobre todo, cuando la estructura se encuentre sometida a la acción de atmósferas agresivas.

33.6. Limitaciones a los contenidos de agua y de cemento

Los valores de la relación agua/cemento (a/c) y los contenidos en cemento de los hormigones, deberán cumplir las limitaciones indicadas en el cuadro adjunto, en función del ambiente al que vayan a estar sometidos. Las definiciones de los diferentes ambientes figuran en 19.4 apartados b y d, indicándose con el subíndice h la existencia de heladas, y con el f, la utilización de fundentes.

Cuadro 33.6

Ambiente	Relación máxima a/c	Contenido mínimo en cemento Kg/m ³ .
I	0,60	275
II	0,60	300
II h	0,55	300
II f (*)	0,50	300
III	0,55	300
III h	0,50	300
III f (*)	0,50	325
Químicamente agresivo (**)	0,45	325

(*) En estos casos, deberán utilizarse aireantes, que produzcan un contenido de aire ocluido mayor o igual que el 4,5%.

(**) Tanto para hormigones armados como para los pretensados, el cemento deberá ser resistente a los sulfatos si el contenido en sulfatos del agua en contacto con el hormigón es mayor o igual que 400 mg/kg, o si en suelos es mayor o igual que 3.000 mg/kg. Por otra parte puede admitirse como relación máxima a/c 0,50 si se realizan estudios especiales que lo justifique.

Comentarios

Una condición para garantizar la durabilidad del hormigón, así como su colaboración a la protección de las armaduras frente a la corrosión consiste en obtener un hormigón con una permeabilidad reducida. Para obtenerla son decisivos la elección de una relación agua/cemento suficientemente baja, la compactación idónea del hormigón, un contenido adecuado de cemento y la hidratación suficiente de éste, conseguida por un cuidadoso curado.

Las limitaciones al contenido de cemento y de agua del hormigón (ésta última, a través de la limitación de la relación agua/cemento) dadas en el articulado junto con los requisitos establecidos en el apartado 20.3, son en general suficientes para conseguir la citada garantía.

Existen procedimientos directos como el ensayo para la determinación de la profundidad de penetración de agua, según lo indicado en UNE 83.309/90, cuya realización se recomienda en casos especiales, determinados por las características de la obra o por la especial agresividad del ambiente. En este sentido se considera suficientemente impermeable el hormigón si cumple:

Profundidad máxima de penetración
 $\leq 50 \text{ mm}$.

Profundidad media de penetración
 $\leq 30 \text{ mm}$.

Se recuerda (Artículo 21º) que el contenido máximo de cemento del hormigón está limitado a 400 kg/m., salvo casos excepcionales.

TITULO 2º. DE LA REALIZACIÓN DEL PROYECTO

CAPITULO IV : CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Artículo 34º. Características de los aceros

34.1. Generalidades

Los aceros de las armaduras pasivas deberán cumplir las condiciones prescritas en el Artículo 12º. Las armaduras activas deberán estar constituidas por aceros que cumplan las condiciones prescritas en el Artículo 13º.

34.2. Diagramas tensión-deformación del acero para armaduras pasivas

Diagrama tensión-deformación de proyecto es el que se adopta como base de los cálculos, asociado en esta Instrucción a un nivel de confianza del 95 por 100.

Diagrama característico tensión-deformación del acero en tracción es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores de 10 por 1.000, presentan un nivel de confianza del 95 por 100 con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción realizados según la Norma UNE 36.401/81.

En compresión puede adoptarse el mismo diagrama que en tracción.

A falta de datos experimentales precisos, puede suponerse que el diagrama característico adopta la forma de la figura 34.2.a. ó 34.2.b. ó 34.2.c. según se trate de aceros de dureza natural (N), estirados en frío (F) o soldables (S) respectivamente, pudiendo tomarse estos diagramas como diagramas de proyecto si se adoptan los valores tipificados del límite elástico dados en el Artículo 12º.

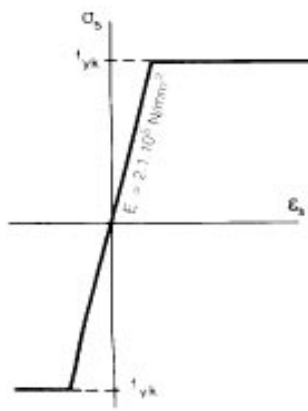


Figura 34.2.a.

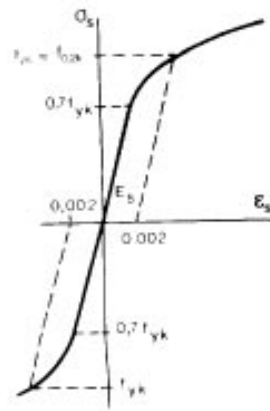


Figura 34.2.b.

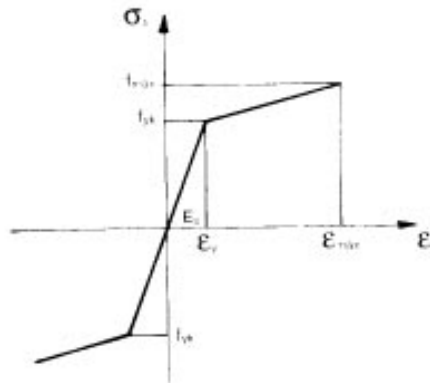


Figura 34.2.c.

En la figura 34.2.b. la rama de tracción a partir del valor $0,7 f_{yk}$ del diagrama se define mediante la expresión:

$$\text{para } \sigma_s \geq 0,7 f_{yk}, \sigma_s = \epsilon_s \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{f_{yk}} - 0,7 \right)^5$$

En la figura 34.2.c. la rama de tracción a partir del valor f_{yk} se define mediante la expresión:

$$\text{para } \sigma_s \geq f_{yk}, \epsilon_s = \epsilon_y + \frac{\epsilon_{max} - \epsilon_y}{f_{max} - f_{yk}} (\sigma_s - f_{yk})$$

La rama de compresión es en todos los casos simétrica de la de tracción respecto al origen.

Comentarios

El conocimiento del diagrama característico del acero permite dimensionar las secciones sometidas a solicitaciones normales (flexión, compresión) con mayor precisión y economía que si sólo se conoce el valor del límite elástico. Se recomienda, por ello, que los fabricantes de acero establezcan y garanticen este diagrama para cada uno de los tipos que

suministren, con objeto de poderlos tipificar como diagramas de proyecto.

Para establecer el diagrama y comprobarlo con ensayos de recepción, se admite que es suficiente determinar las tensiones que corresponden a las siguientes deformaciones: 0,001; 0,002; 0,003; 0,004; 0,005; 0,006; 0,008 y 0,01.

En rigor, el límite elástico característico de un diagrama curvilíneo como el de la figura 34.2.b es el que corresponde a una deformación remanente del 0,2 por 100. Como simplificación puede adoptarse como valor característico del límite elástico el obtenido a partir de los valores de los límites

elásticos de los ensayos de tracción realizados según la Norma UNE 36.401/81. En el caso de aceros soldables (figura 34.2.c) se puede, a falta de datos experimentales, tomar para $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ el valor 0,08 ó 0,05 según se trate de aceros AEH 400 S o AeH 500 S, respectivamente, mientras que para $f_{m\acute{a}x}$ se puede tomar el valor 1,05 f_{yk} .

34.3. Resistencia de cálculo del acero para armaduras pasivas

Se considerará como resistencia de cálculo del acero f_{yd} el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

En donde f_{yk} es el límite elástico de proyecto γ_s el coeficiente de minoración definido en el Artículo 41º.

La expresión indicada es válida tanto para tracción como para compresión.

Comentarios

Se recuerda que en piezas sometidas a compresión simple, la deformación de rotura del hormigón toma el valor 2 por 1.000 (véase 47.3), lo que limita el aprovechamiento de la resistencia de cálculo para el acero al valor de

la tensión correspondiente a dicha deformación, en el diagrama del acero empleado (para el acero de dureza natural 420 N/mm²).

34.4. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero para armaduras pasivas

El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero para armaduras pasivas (en tracción o en compresión) se deduce del diagrama de proyecto mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón 1/75.

Cuando se utilizan los diagramas de las figuras 34.2.a, 34.2.b y 34.2.c se obtienen los diagramas de cálculo de las figuras 34.4.a, 34.4.b y 34.4.c.

En el caso de los aceros soldables, se puede considerar a partir de f_{yd} una segunda rama con pendiente positiva, obtenida mediante afinidad oblicua a partir del diagrama característico, o bien una segunda rama horizontal, siendo esto último suficientemente preciso en general.

Se admite el empleo de diagramas simplificados de cálculo, de tipo birrectilíneo u otros, siempre que su uso conduzca a resultados que queden del lado de la seguridad o estén suficientemente avalados por la experiencia.

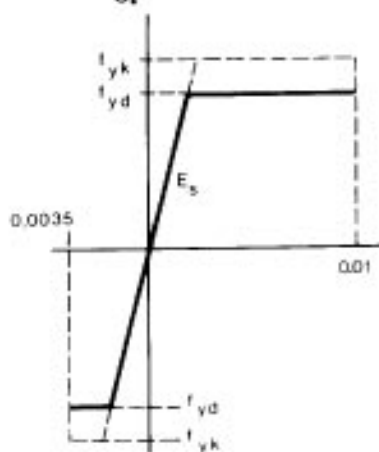


Figura 34.4.a.

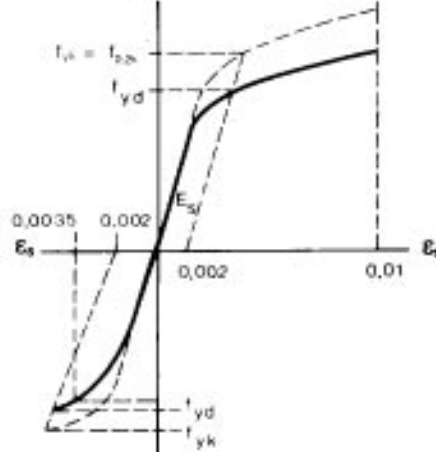


Figura 34.4.b.

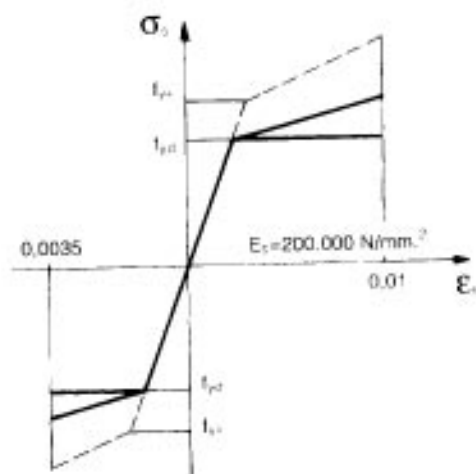


Figura 34.4.c.

Comentarios

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por 1.000 y la de compresión al valor 3,5 por 1.000, de acuerdo con lo indicado en 47.3.

La tendencia actual, tanto en España como en los demás países europeos, es el empleo creciente de aceros soldables, lo que supone la utilización exclusiva del diagrama de cálculo bilineal con rama horizontal a partir del límite elástico y tomando como módulo de

deformación longitudinal del acero $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, reservándose el uso del diagrama de cálculo bilineal con segunda rama inclinada para casos especiales como análisis no-lineal o agotamiento sísmico.

Cuando se emplea el método del momento tope puede utilizarse, como diagrama de cálculo del acero en compresión, el simplificado de la figura 34.4.a limitando superiormente $f_{yk,d}$ al valor 420 N/mm^2 .

34.5. Diagrama tensión-deformación de proyecto del acero para armaduras activas

Como diagrama tensión-deformación de proyecto del acero para armaduras activas (alambre, barra, torzal, cordón o cable) puede adoptarse el que establezca su fabricante hasta la deformación $\epsilon_p = 0,02$, basado en una amplia experimentación y garantizando que las tensiones que corresponden a las deformaciones a intervalos 0,005, están asociadas a un nivel de confianza del 95%.

Si no se dispone de este diagrama garantizado, puede utilizarse el definido hasta la deformación $\epsilon_p = 0,02$ por la expresión:

$$\varepsilon_p \frac{\sigma_p}{E_p} + 0,823 \left(\frac{\sigma_p}{f_{pk}} \cdot 0,7 \right)$$

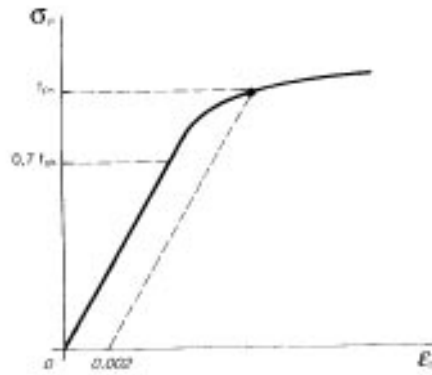


Figura 34.5. Diagrama tensión-deformación de proyecto

que se representa en la figura 34.5. siendo ε_p el módulo de deformación longitudinal definido en 34.8.

34.6. Resistencia de cálculo del acero para armaduras activas

Como resistencia de cálculo del acero para armaduras activas, se tomará:

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s}$$

siendo f_{pk} el valor del límite elástico de proyecto y γ_s el coeficiente de minoración del acero dado en el Artículo 41º.

34.7. Diagrama del cálculo tensión-deformación del acero para armaduras activas

El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero para armaduras activas, se deducirá del correspondiente diagrama de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke, de razón $1/\gamma_s$ (Véase figura 34.7.a.).

Como simplificación a partir de f_{pd} se podrá tomar $\sigma_p = f_{pd}$ (ver figura 34.7.b.).

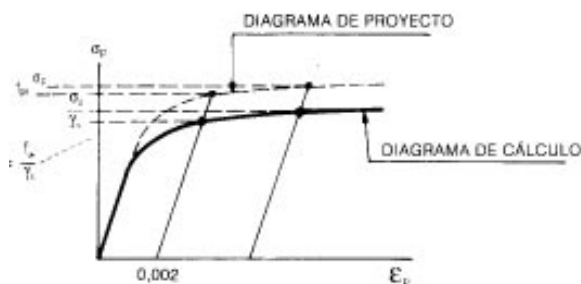


Figura 34.7.a.

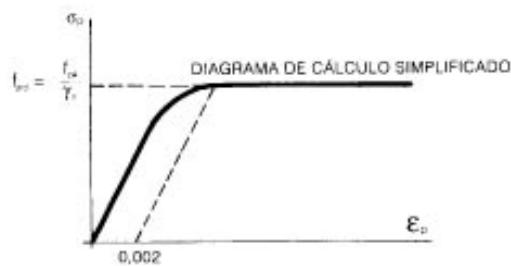


Figura 34.7.b.

34.8. Módulo de deformación longitudinal del acero para armaduras activas

Como módulo de deformación longitudinal del acero de las armaduras constituidas por alambres o barras se adoptará, salvo justificación experimental, el valor $E_p = 210 \text{ KN/mm}^2$.

En los torzales, cordones y cables, se pueden adoptar como valores noval y reiterativo los que establezca el fabricante o se determinen experimentalmente.

En el diagrama de proyecto (véase 34.5.) debe tomarse el valor del módulo reiterativo. Si no existen valores experimentales anteriores al proyecto puede adoptarse el valor $E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$.

Para la comprobación de alargamiento durante el tesado se requiere utilizar el valor del módulo noval determinado experimentalmente.

Comentarios

En los torzales, cordones y cables el módulo de deformación longitudinal noval, o sea de primera carga, es menor que el módulo

reiterativo, después de sucesivas descargas y cargas, con diferencias del orden de 10 KN/mm² o mayores.

34.9. Relajación del acero para armaduras activas

La relajación ρ del acero para una tensión inicial $\sigma_{pi} = \alpha f_{m\acute{a}x}$ estando la fracción α comprendida entre 0,5 y 0,8 y para un tiempo t en horas, durante la vida de la obra, puede admitirse dada por la expresión:

$$\log \rho = \log \frac{\Delta \sigma_p}{\sigma_{pi}} K_1 + K_2 \log t$$

siendo:

$\Delta \sigma_p$ la pérdida de tensión por relajación al cabo del tiempo t .

K_1, K_2 coeficientes que dependen del tipo de acero y de la tensión inicial (fig. 34.9)

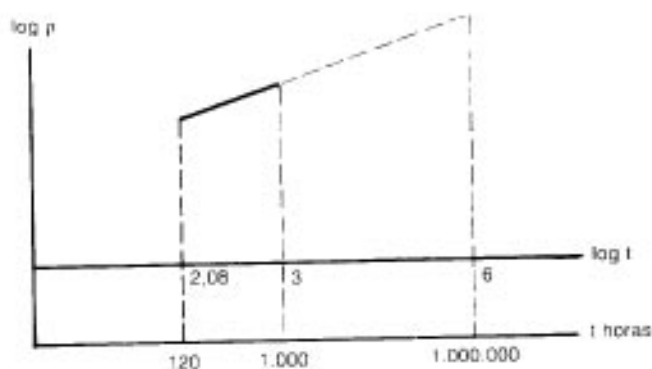


Figura 34.9

El fabricante de un acero suministrará los valores de la relajación a 120 h y a 1000 h, para tensiones iniciales con fracción de 0,6; 0,7 y 0,8 a temperaturas de 20±1°C y garantizará el valor a 1000 h para $\alpha = 0,7$.

Con estos valores de relajación pueden obtenerse los coeficientes K_1 y K_2 para $\alpha = 0,6$; 0,7 y 0,8.

Comentarios

Para obtener la relajación con otro valor de α puede interpolarse linealmente admitiendo para $\alpha = 0,5$; $\rho = 0$.

Como valor final ρ_f se tomará el que resulte para la vida estimada de la obra expresada en

horas o 1.000.000 de horas a falta de este dato.

Artículo 35°. Características del hormigón

35.1. Definiciones

Resistencia de proyecto, f_{ck} es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, como base de los cálculos, asociado en esta Instrucción a un nivel de confianza del 95 por 100. Se denomina también resistencia especificada.

Resistencia característica real, $f_{c \text{ real}}$ de obra es el valor que corresponde al cuantil del 5 por 100 en la distribución de resistencia a compresión del hormigón colocado en obra.

Resistencia característica estimada, f_{est} es el valor que estima o cuantifica la resistencia característica real de obra a partir de un número finito de resultados de ensayos normalizados de resistencia a compresión, sobre probetas tomadas en obra. Abreviadamente se pueden denominar resistencia característica.

La determinación de la resistencia característica estimada se realizará según 66.3.

Comentarios

Las definiciones dadas se establecen teniendo en cuenta que:

- La resistencia del hormigón colocado en obra es una variable aleatoria con función de distribución, en general, desconocida, pero cuyo cuantil del 5 por 100

ser igual o superior a f_{ck} .

También es una especificación para la calidad del conjunto de amasadas, el fijar en un 5 por 100 el máximo porcentaje admisible de aquéllas, con resistencia inferior a la especificada.

Por lo tanto, aunque el ideal es que todas las amasadas que se coloquen en obra tengan una resistencia igual o superior a la de proyecto, en cuyo caso el conjunto de ellas tendría un número nulo de amasadas defectuosas y, por lo tanto, sería de la máxima calidad posible, la economía de la construcción aconseja rebajar la exigencia de la calidad del conjunto, aceptando aquellos en cuya composición se encuentren algunas amasadas (en número inferior al 5 por 100 del total) con resistencia menor que la de proyecto.

- Precisamente, garantizar, aunque sea sólo a nivel de probabilidad, que a lo sumo el 5 por 100 de las amasadas componentes del total sometido a control tiene resistencia igual o menor que la especificada, será el objeto del control.

- La determinación de la resistencia característica real de obra se realiza a partir del diagrama de distribución de las resistencias de todas las amasadas colocadas y cualquiera que sea su forma, determinando el cuantil correspondiente al 5 por 100.

- Lo anterior implica que la determinación de la resistencia de cada amasada sólo es realizable en casos muy

es, en cualquier caso, la resistencia característica real.

- La resistencia especificada o de proyecto f_{ck} , es un límite inferior de especificación, que establece la condición de que cada amasada colocada en obra deberá

especiales o cuando el número de amasadas es pequeño. Cuando el número de amasadas es igual o menor de 20, el cuantil del 5 por 100 corresponde al valor de la amasada de menor resistencia, siendo, pues, éste el valor de la resistencia característica real, con independencia de la función de distribución de la resistencia.

- En caso de piezas importantes en cuya composición entre un número pequeño de amasadas, puede ser un caso típico de determinación directa de la resistencia característica real.

- En el caso de distribuciones gaussianas (y así puede suponerse que se distribuyen las resistencias del hormigón en bastantes casos), el cuantil del 5 por 100 y, por lo tanto, la resistencia característica real, viene dada por la expresión:

$$f_{c,real} = f_{cm} (1 - 1,64 \delta)$$

donde f_{cm} = resistencia media

δ = coeficiente de variación de la población.

- En la mayoría de los casos normales el número de amasadas colocadas en obra es muy grande, resultando impropio y antieconómico calcular la resistencia de cada una de ellas. No es, por lo tanto, posible construir su diagrama de distribución ni calcular sus parámetros directamente. Se recurre entonces a los procedimientos de la Estadística Matemática, que permiten, mediante la realización de un número pequeño de determinaciones de resistencia de amasada estimar o cuantificar, con un nivel de probabilidad, los parámetros de la

función de distribución de la población de todas las amasadas. La estimación así realizada del cuantil del 5 por 100 se denomina en esta Instrucción resistencia

característica estimada o simplemente resistencia característica, y se efectúa según se indica en 66.3.

35.2. Tipificación de la resistencia del proyecto.

Con objeto de tipificar la resistencia de los hormigones, se recomienda utilizar la siguiente serie:

H-25,H-30,H-35,H-40,H-45,H-50,H-55,H-60

En la cual los números indican la resistencia característica especificada del hormigón a compresión a los veintiocho días, expresada en N/mm^2 .

Salvo indicación expresa las prescripciones y requisitos de la presente Instrucción están avalados por la experimentación para resistencia de hasta 45 N/mm^2 , por lo que para valores superiores a éste, se deberá realizar la adecuación oportuna.

35.3. Resistencia mínima del hormigón

No se utilizarán hormigones para pretensar, de resistencia de proyecto inferior a 25 N/mm^2 .

35.4. Diagramas tensión-deformación del hormigón

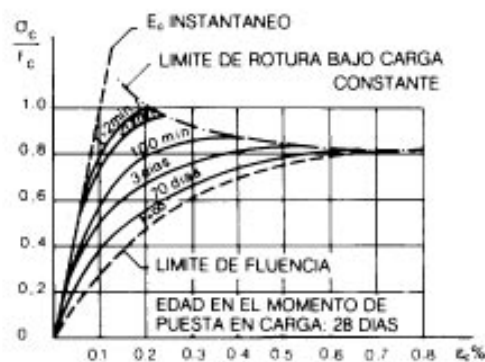
El diagrama característico tensión-deformación del hormigón depende de numerosas variables: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de la sollicitación, etc.

Dada la dificultad de disponer del diagrama tensión-deformación del hormigón, aplicable al caso concreto en estudio, a efectos prácticos pueden utilizarse diagramas de proyecto simplificados. En este sentido, para el análisis estructural puede utilizarse el recogido en el Artículo 49º, y para la determinación de los esfuerzos últimos de agotamiento de secciones pueden utilizarse los propuestos en 35.6.

Comentarios

Puede considerarse, a título puramente cualitativo, que los diagramas unitarios

tensión-deformación del hormigón adoptan las formas siguientes: (figs. 35.4.a. y 35.4.b.).



RELACION ENTRE LA TENSION DEL HORMIGON Y LA TENSION DE ROTURA POR COMPRESION EN PROBETAS CILINDRICAS

Figura 35.4.a.



RELACION ENTRE LA TENSION DEL HORMIGON Y LA TENSION DE ROTURA POR COMPRESION EN PROBETAS CILINDRICAS

Figura 35.4.b.

35.5. Resistencia de cálculo del hormigón

Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$) el valor de la resistencia de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_c , que adopta los valores indicados en el Artículo 41º.

Cuando se trate de soportes o elementos análogos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse en un 10 por 100, para tener en cuenta la disminución de resistencia que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su forma de puesta en obra y compactación.

Comentarios

Los valores de cálculo establecidos suponen que la carga total no actúa antes de los 28 días. En caso contrario, esa circunstancia deberá tenerse en cuenta de un modo estimativo, pudiendo utilizarse al efecto los

valores dados en el cuadro 11.4.b. del comentario al apartado 11.4.

La reducción del 10 por 100 ha sido comprobada experimentalmente y se debe a la desigual compactación de la masa a todo lo alto del elemento.

35.6. Diagramas de cálculo tensión-deformación del hormigón

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en los estados límites últimos se adoptará uno de los diagramas siguientes:

a) Diagrama parábola rectángulo

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (fig. 35.6.a.). El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$ siendo f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

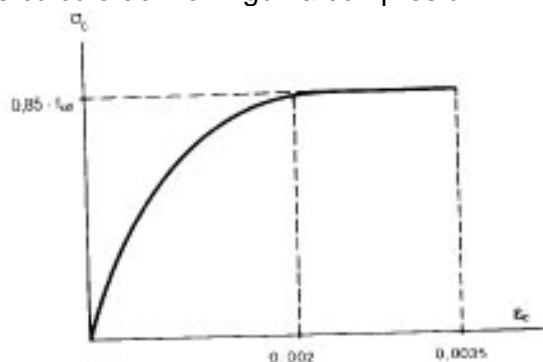


Figura 35.6.a.

b) Diagrama rectangular

Formado por un rectángulo cuya altura es igual a $0,80 x$, siendo x la profundidad del eje neutro y la anchura $0,85 f_{cd}$ (fig. 35.6.b).

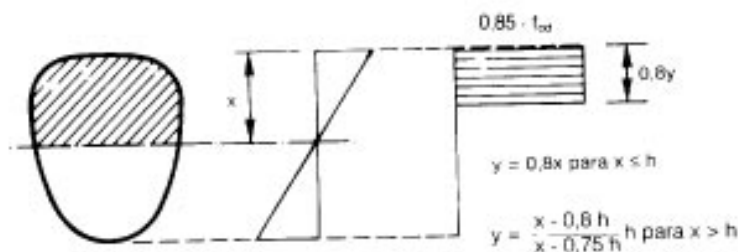


Figura 35.6.b.

c) Otros diagramas de cálculo, como parabólicos, birrectilíneos, trapezoidales, etc.

Siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de una manera satisfactoria, con los correspondientes a los de la parábola-rectángulo o queden del lado de la seguridad.

35.7. Módulo de deformación longitudinal del hormigón

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real σ - ϵ) a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_{oj} = 6.600\sqrt{f_j}$$

En esta expresión f_j es la resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad y debe expresarse en N/mm^2 para obtener E_{oj} en N/mm^2 .

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal secante E_j (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_j = 6.000\sqrt{f_j}$$

Válido siempre que las tensiones, en condiciones de servicio, no sobrepasen el valor de $0,5 f_j$.

Si no se realiza el cálculo indicado en 35.9, cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse dos tercios de los valores anteriores en climas húmedos y dos quintos en climas secos, para evaluar la deformación diferida final que, sumada a la instantánea, proporciona la deformación total.

Comentarios

El módulo de deformación longitudinal secante del hormigón es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Dicho coeficiente es prácticamente constante (especialmente después de un primer ciclo de carga-descarga) siempre que las tensiones no sobrepasen el valor $0,5 f_j$. En rigor, E_{oj} depende de la resistencia media del hormigón y no de la característica. Pero se ha preferido esta última en la expresión E_{oj} por homogeneidad con el resto de la Instrucción.

Como puede verse en los diagramas del comentario 35.4, el valor del módulo de deformación disminuye a medida que aumenta el tiempo de duración de la carga a causa de la influencia, cada vez más acusada, de los fenómenos de deformación diferida. De ahí los distintos valores que se dan en el articulado, en función de la carga y de la naturaleza, seca o húmeda, del ambiente.

Los valores del módulo de deformación longitudinal indicados en el articulado

corresponden a los casos más frecuentes en la práctica. Dichos valores dependen de factores tales como el tipo y tamaño de los áridos, el tipo de cemento, la relación agua/cemento, el nivel tensional, etc. En particular, el módulo de deformación real puede ser sensiblemente menor que los indicados cuando se emplean hormigones de resistencias características elevadas, con altas resistencias iniciales y sometidos a fuertes niveles tensionales.

En aquellas estructuras en que las deformaciones y su control sean especialmente importantes, bien por su magnitud, como en los casos de estructuras muy esbeltas, o bien por su influencia en los esfuerzos y comportamiento de la propia estructura, como en el caso de construcciones evolutivas o por fases, deberían realizarse ensayos de los hormigones a emplear en obra para obtener estimaciones lo más realistas posibles de los módulos de deformación.

35.8. Retracción del hormigón

En general, para unas condiciones medias y con una cuantía de armadura pasiva pequeña puede admitirse como valor medio de la retracción $0,30 \text{ mm. por metro}$.

Se puede prescindir de la retracción cuando se trate de elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados 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 cuantía de armadura y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

Comentarios

Las variables citadas en el articulado pueden tenerse en cuenta del modo que a continuación se indica:

1. El valor ε_t de la retracción de un elemento de hormigón en masa desde el momento de su acabado hasta el instante t viene dado por donde:

También se puede emplear la siguiente expresión aproximada:

$$\varepsilon_{02} = 0,70 \frac{e+16}{e+8} \text{ e expresado en cm.}$$

$\beta_t =$ coeficiente que refleja la evolución de la retracción en el tiempo (véase fig. 35.8.2.). El coeficiente t , puede determinarse aproximadamente mediante la siguiente expresión:

$$\beta_t = \frac{t^{0,875}}{t^{0,875} + R_1}$$

$\varepsilon_{01} =$ coeficiente dependiente de la humedad del ambiente (véase tabla 35.8.1.)

$\varepsilon_{02} =$ coeficiente dependiente del espesor ficticio e (véase fig. 35.8.1).

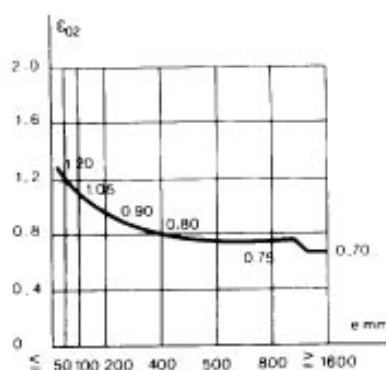
donde:

$$R_1 = 1,50 e_2^R \text{ e expresado en cm.}$$

con:

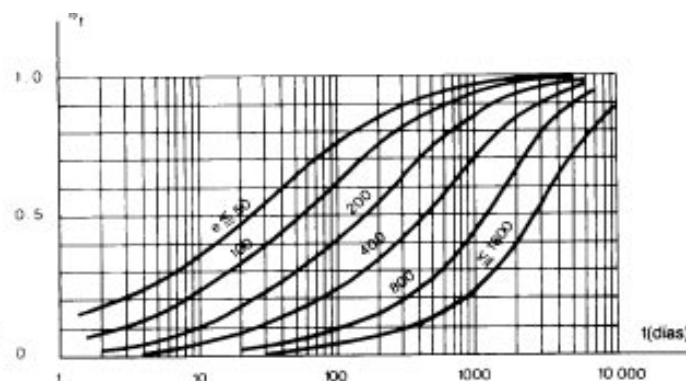
$$R_2 = 1,34 \left(1 - \frac{t}{6.10^4} \right) \left(1 - \frac{0.9}{t^2} \right)$$

Estas expresiones analíticas, así como la correspondiente a $\varepsilon_{0,2}$ son ajustes numéricos de los valores experimentales reflejados en las figuras 35.8.1. y 35.8.2.



INFLUENCIA DEL ESPESOR FICTICIO SOBRE LA RETRACCIÓN

Figura 35.8.1.



EVOLUCION DE LA RETRACCION EN EL TIEMPO

Figura 35.8.2.

Tabla 35.8.1

Coeficiente de la retractación ε_{01} y valor del coeficiente α

	Humedad relativa aproximada %	ε_{01}	α
En el agua	100	+ 10. 10 ⁻⁵	30
En atmósfera muy húmeda	90	- 13. 10 ⁻⁵	5
En atmósfera de humedad media	70	- 32. 10 ⁻⁵	1,5
En atmósfera seca	40	- 52. 10 ⁻⁵	1,0

2. Las curvas de las figuras 35.8.1. y 35.8.2. corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza, e , que se calculan mediante la expresión:

$$e = \alpha \frac{2A}{u}$$

siendo:

α = coeficiente dado en la tabla 35.8.1

A = área de la sección transversal del elemento

u = perímetro de la sección transversal en contacto con la atmósfera.

3. En el eje del gráfico de la figura 35.8.2. aparece la edad teórica del hormigón en días, t . Si el hormigón está sometido a

$$\epsilon_t = (\beta_t - \beta_j) \epsilon_{01} \cdot \epsilon_{02}$$

con los mismos significados que anteriormente.

5. Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, o con un cemento rápido de gran finura, la retracción puede alcanzar valores mayores de los indicados en este procedimiento, al menos en un 25 por 100, especialmente en las primeras edades.

Por el contrario, en hormigones muy secos la retracción calculada debe disminuirse en un 25 por 100 para encontrar valores más concordantes con los medidos experimentalmente.

temperaturas normales, la edad teórica coincide con la real, si no es así se tomará como edad teórica la dada por la expresión:

$$t = \frac{\sum (j \cdot (T + 10))}{30}$$

siendo:

j = número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura media diaria de T grados centígrados.

4. Si la influencia de la retracción va a ser efectiva, no desde el principio sino a partir de una edad de j días, el valor que interesa determinar en el instante t es:

6. A partir de la deformación ϵ_t correspondiente a hormigón en masa puede calcularse la deformación ϵ_{ts} correspondiente a otros casos, mediante la relación:

$$\epsilon_{ts} = \epsilon_t = \frac{1}{1 + np}$$

siendo:

$n = \frac{E_s}{E_c}$ el coeficiente de equivalencia.

$\rho = \frac{A_s}{A_c}$ la cuantía geométrica de armadura pasiva

35.9. 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 35.7. de este Artículo) igual a:

$$E = 6.000 \sqrt{f_{ck}}$$

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 de la atmósfera, 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.

Comentarios

Para unas condiciones medias puede suponerse que la deformación total (suma de la instantánea y la diferida) es del orden de dos o tres veces la deformación elástica instantánea. Si se desea una evaluación más aproximada habrán de tenerse en cuenta las variables citadas en el articulado, lo que puede hacerse del modo que a continuación se indica:

1. La deformación diferida por fluencia ε_t , de un elemento de hormigón armado, viene dada por:

$$\varepsilon_t = \varphi_t \frac{\sigma}{E_c}$$

donde:

2. El coeficiente φ_t puede determinarse con suficiente aproximación mediante la expresión:

$$\varphi_t = \beta_a(j) + \varphi_{01} \cdot \varphi_{02}(\beta_t - \beta_j) + 0,4 \beta_{t-j}$$

siendo:

$t =$ instante para la cual se evalúa la fluencia

$j =$ edad del hormigón a partir de la puesta en carga (expresada, al igual que t , en días a partir de la confección del hormigón).

$$\beta_a(j) = 0,8 \left(1 - \frac{f_j}{f_\infty} \right)$$

$\varphi_t =$ coeficiente

$\sigma =$ tensión constantemente aplicada

$E_c =$ módulo de deformación del hormigón a 28 días de edad.

Según el apartado 35.7. este módulo vale:

$$E = 6.000 \sqrt{f_{ck}} \text{ (E en N/mm}^2\text{.)}$$

siendo:

$f_{ck} =$ resistencia característica a compresión expresada en N/mm².

el valor de $\frac{f_j}{f_\infty}$ puede obtenerse, a falta de datos más precisos procedentes de ensayos, de la figura 35.9.1. o mediante la expresión:

$$\frac{f_j}{f_\infty} = \frac{j^{0,75}}{j^{0,75} + 5,5}$$

$\varphi_{01} =$ coeficiente que depende del medio ambiente (véase tabla 35.9.1).

$\varphi_{02} =$ coeficiente que depende del espesor ficticio de la pieza e (figura 35.9.2). Este valor puede aproximarse mediante:

$$\varphi_{02} = 1,12 \frac{e+31}{3+17} \text{ e expresado en cm.}$$



Figura 35.9.1.

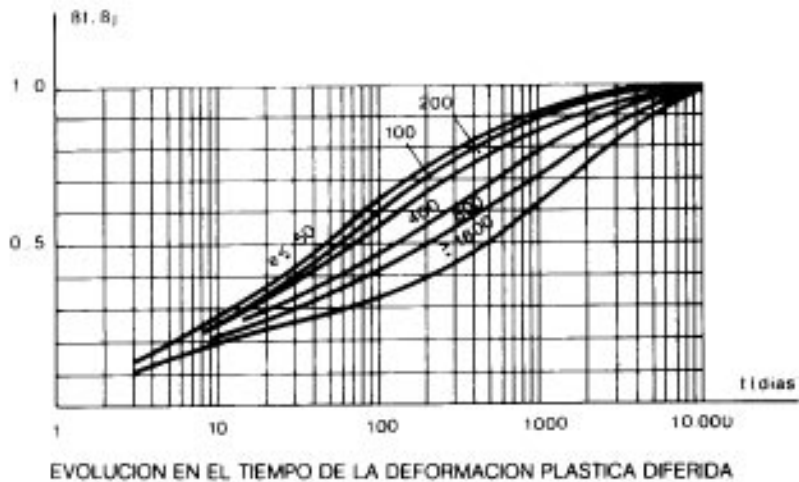
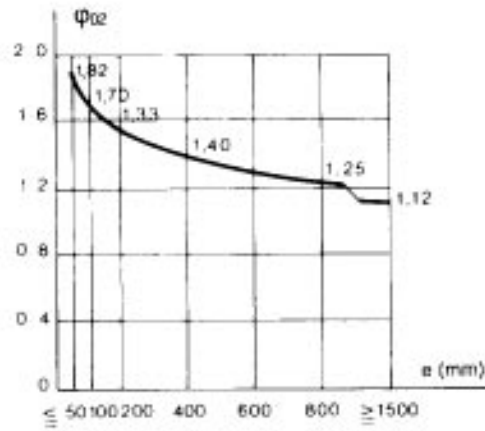


Figura 35.9.3.

β_t, β_j = coeficientes que reflejan la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida (fig.35.9.3) y que puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\beta_t = \left[\frac{t^{F_1}}{f^{F_1} + 21,5} \left(1 + \frac{e^{1,7}}{26600} \right) + \frac{4t^3}{t^5 + 2430} \right]^{F_2}$$

e expresado en cm.

donde:

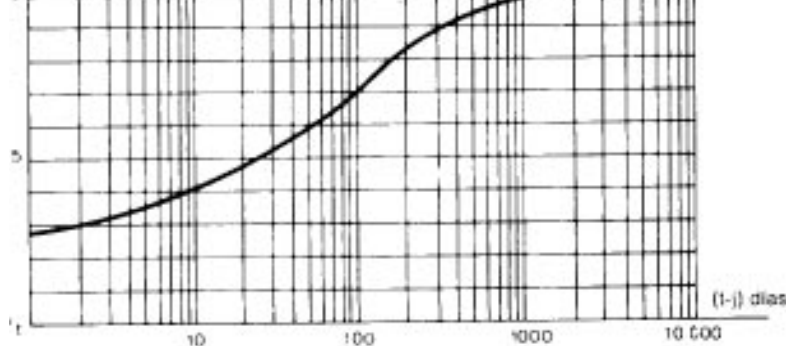
$$F_1 = 1 - 0,12e^{0,3}$$

$$F_2 = \frac{10^{11}}{t^3 + 10^{11}}$$

β'_{t-j} = coeficiente que refleja la variación de la deformación elástica diferida en función de la duración $t-j$ en días del efecto de la fluencia (fig.35.9.4). Este coeficiente puede aproximarse mediante:

$$B'_{t-j} = \frac{(t-j) + 10}{(t-j) + 40} - \frac{9 \cdot 10^5 (t-j)^3}{(t-j)^6 + (t-j)^3 \cdot 10^7 + 10^{11}}$$

Esta expresión analítica, así como las correspondientes a f/f_∞ , ϕ_{02} y β_t son ajustes numéricos de los valores experimentales reflejados en las figuras 35.9.1, 35.9.2, 35.9.3. y 35.9.4.



EVOLUCIÓN EN EL TIEMPO DE LA DEFORMACIÓN ELÁSTICA DIFERIDA
Figura 35.9.4

3. Las curvas de la figura 35.9.3 corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza, e , que se calculan mediante la expresión:

$$e = \alpha \frac{2A}{u}$$

siendo:

α = coeficiente dado en la tabla 35.9.1

A = área de la sección transversal del elemento,

u = perímetro de la sección transversal que está en contacto con la atmósfera. Si una de las dimensiones de la sección es muy grande con respecto a la otra, el espesor ficticio (abstracción hecha del coeficiente corrector por ambiente), coincide sensiblemente con el real.

4. En el eje de abscisas del gráfico de la figura 35.9.3 aparece la edad teórica del hormigón en días, t . Si el hormigón está sometido a temperaturas normales, la edad

teórica coincide con la real. Si no es así se tomará como edad teórica t la dada por la expresión:

$$t = \frac{\sum j \cdot (T + 10)}{30}$$

donde:

j = número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura media diaria de T grados centígrados.

5. Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, la deformación plástica diferida puede alcanzar un valor mayor del indicado, al menos en un 25 por 100. Por el contrario, en hormigones muy secos, tal deformación suele ser inferior a la calculada en un 25 por 100.

La deformación elástica diferida no experimenta alteración por este concepto. La corrección afecta, por consiguiente, sólo al primer sumando de φ_t .

Tabla 35.9.1

Valor de los coeficientes φ_{01} y α

	Humedad relativa aproximada %	φ_{01}	α
En el agua	100	0,8	30
En atmósfera muy húmeda	90	1,0	5
En atmósfera de humedad media	70	2,0	1,5
En atmósfera seca	40	3,0	1

35.10. Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20. En ciertos cálculos puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

35.11. Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón se tomará igual a 10^{-5} .

Comentarios

Los ensayos han demostrado que este coeficiente puede variar en una proporción relativamente elevada (del orden del 30 por 100). Dicho coeficiente depende de la naturaleza del cemento,

de la de los áridos, de la dosificación, de la hidrometría y de las dimensiones de las secciones.

Por lo que respecta a los áridos, los valores más bajos se obtienen con áridos calizos y los más elevados con áridos silíceos.

Artículo 36°. Adherencia de las armaduras activas al hormigón

Las longitudes de anclaje y de transmisión por adherencia de las armaduras de pretensado, a excepción de los alambres lisos, las proporcionará y garantizará el fabricante; tal garantía vendrá avalada por el oportuno certificado de homologación expedido por un laboratorio oficial o acreditado oficialmente.

Cuando las condiciones de utilización de las armaduras sean distintas a las de homologación, las longitudes de anclaje y de transmisión deberán determinarse por medio de ensayos.

Comentarios

Se entiende por longitud de transmisión de una armadura dada, la necesaria para transferir al hormigón por adherencia, la fuerza de pretensado introducida en dicha armadura, y por longitud de anclaje, la necesaria para garantizar la resistencia del anclaje por adherencia, hasta la rotura del acero.

Las longitudes de anclaje y de transmisión por adherencia de las armaduras de pretensado dependen, fundamentalmente de tres factores:

- *diámetro de la armadura;*

- *características superficiales de la misma;*

- *resistencia del hormigón.*

Los ensayos para la determinación de las características de adherencia se realizarán con arreglo al método indicado en la UNE 7.436/82.

Para los alambres lisos, en los que no es representativa una homologación de características de adherencia, las longitudes de anclaje y de transmisión deberán determinarse por medio de ensayos en cada caso.

CAPITULO V : ACCIONES

Artículo 37°. Clasificación de las acciones

A los efectos de esta Instrucción, las distintas acciones capaces de producir estados tensionales en una estructura o elemento estructural se clasifican en tres grupos: acciones directas, acciones indirectas y acciones debidas al pretensado.

Las primeras están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de la misma.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, al imponer deformaciones o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

Finalmente, las acciones debidas al pretensado son aquellas que las armaduras activas producen sobre la estructura, considerada aislada de tales armaduras activas.

Comentarios

Para obtener el estado global de fuerzas que actúan sobre la estructura, habrá que añadir a

las acciones, las reacciones correspondientes originadas por las coacciones de apoyo.

37.1. Cargas o acciones directas

Las acciones directas están constituidas por las cargas permanentes y las cargas variables.

Cargas permanentes son las que, con la estructura en servicio, 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 cargas variables están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la obra en sí. Se subdividen en:

- Cargas variables de explotación de uso, que son las propias del servicio que la estructura debe rendir.
- Cargas variables climáticas, que comprenden las acciones del viento y nieve.
- Cargas variables del terreno, debidas al peso del terreno y a sus empujes; y
- Cargas variables debidas al proceso constructivo.

Desde otro punto de vista, las acciones variables pueden subdividirse a su vez en:

- Acciones variables frecuentes, que son aquellas de actuación común y frecuente, que presentan por tanto una gran duración de aplicación a lo largo de la vida de la estructura;
- Acciones variables infrecuentes, que no siendo excepcionales tienen pocas probabilidades de actuación y presentan por tanto una pequeña duración de aplicación a lo largo de la vida de la estructura.

Comentarios

En las cargas variables de explotación deben considerarse incluidos todos los efectos, sean o no ponderales, que tales cargas pueden producir como, por ejemplo: frenado, fuerza centrífuga, fenómenos vibratorios, etc.

Debe tenerse en cuenta que la clasificación establecida no es cerrada, es decir, que en

algunos casos habrá que considerar como cargas variables de explotación, acciones que aparecen incluidas en otro grupo de dicha clasificación. Tal será el caso, por ejemplo, de un muro contra viento, en el que esa acción climática adquiere el carácter de una carga variable de explotación.

Por otra parte, en algunos casos habrá que tener también en cuenta ciertas acciones fortuitas o de magnitud excepcional tales como choques de vehículos, huracanes, tornados, deflagraciones, ondas explosivas,

etc. La forma de tratar estas acciones se indica en el Artículo 44°.

El valor frecuente de una carga variable puede expresarse como una fracción ψ ($0 \leq \psi \leq 1$) del valor característico de tal carga.

37.2. Acciones indirectas

Entre las acciones indirectas cabe distinguir:

- 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 movimientos impuestos, tales como las producidas por descensos diferenciales de los apoyos de la estructura, como consecuencia de asentos del terreno de cimentación, o por movimientos intencionados de tales apoyos;
- Acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a las masas de la estructura por los movimientos sísmicos.

37.3. Acciones debidas al pretensado

Las acciones debidas al pretensado están constituidas por el sistema de fuerzas que las armaduras activas transmiten al hormigón que las rodea. Este sistema de fuerzas tiene carácter de permanente y está formado por:

- fuerzas concentradas en los anclajes de los tendones;
- fuerzas normales a los tendones, resultantes de la curvatura y cambios de dirección de los mismos; y
- fuerzas tangenciales debidas al rozamiento y la adherencia.

Comentarios

Según el cálculo de que se trate, convendrá asimilar las acciones debidas al pretensado, a un conjunto de fuerzas exteriores -actuando sobre la estructura, considerada exenta de

armaduras activas- o a un conjunto de deformaciones impuestas -actuando sobre la estructura, considerada en su conjunto, incluidas las armaduras activas-.

Artículo 38°. Valores característicos de las acciones

38.1. Generalidades

Para todas las acciones definidas en el Artículo 37° deberán distinguirse dos tipos de valores: el característico y el ponderado o de cálculo.

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

Los valores característicos de las acciones, tal como se consideran en esta Instrucción, son aquellos que presentan una probabilidad de un 95% de no ser sobrepasados (por el lado de los valores mas desfavorables) en el periodo de vida útil de la construcción.

Comentarios

El concepto de valor característico aplicado a las acciones, es análogo al ya utilizado al definir la resistencia del hormigón (véase 35.1 y su comentario). En él se hace intervenir

también la dispersión que, en la práctica, presentan los distintos valores reales de la acción considerada.

En el caso de que las acciones se ajusten a una distribución normal, las expresiones que definen las acciones características son:

$$F_k = F_m (1 + 1,64\delta)$$

$$F'_k = F'_m (1 - 1,64\delta')$$

en donde:

F_m = valor medio correspondiente a las acciones máximas.

F'_m = valor medio correspondiente a las acciones mínimas.

δ, δ' = desviaciones cuadráticas medias relativas a F_m y F'_m respectivamente.

Quando no se puede considerar una distribución estadística normal, o disponer de los datos necesarios, deben elegirse las fuerzas o cargas características en función de la utilización prevista para la estructura.

38.2. 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 corresponda. Para los elementos de hormigón pretensado se adoptará como peso específico el valor de 2,5 t/m³.

Comentarios

En la determinación de los valores característicos de las cargas permanentes, debe tenerse en cuenta la posibilidad de que, por errores de ejecución, resulten variaciones en las dimensiones de los elementos de que se trate, en casos especiales en que los efectos de dichas cargas sean determinantes.

En estos mismos casos cuando no se conozca con precisión el peso específico de los materiales, o dicho peso específico sea susceptible de variación, se adoptará el valor que convenga a la seguridad, es decir, un valor aproximado al real, por defecto o por exceso, según que la actuación de la carga permanente resulte favorable o desfavorable para la hipótesis de carga que se comprueba.

38.3. Valores característicos de las cargas variables

Los valores establecidos en las distintas Normas para las cargas variables de explotación o de uso y para las cargas climáticas, serán considerados, a falta de indicación precisa, como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las cargas 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.

Comentarios

Se recuerda la conveniencia de que, en ciertas obras, se haga figurar en una placa colocada en lugar visible, el valor máximo de

la carga para la cual se propone la utilización de la estructura (véase 6.4) para información de los usuarios.

38.4. Valores característicos de las acciones indirectas

Para las acciones reológicas, se considerarán como valores característicos los correspondientes a las deformaciones por retracción y fluencia establecidos en 35.8 y 35.9.

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

En el caso de movimientos impuestos intencionadamente y siempre que sus efectos sean favorables, será necesario estudiar la readaptación de la estructura por fluencia del hormigón, y la consiguiente reducción de aquellos efectos favorables.

Los valores característicos de las acciones térmicas se obtendrán, a partir del coeficiente de dilatación térmica 10^{-5} establecido para el hormigón en 35.11, considerando la variación térmica que resulte de las prescripciones establecidas por las Normas correspondientes.

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.

Comentarios

El estudio de los efectos de readaptación de la estructura bajo las acciones de movimientos impuestos de un modo intencionado, habrá que realizarlo, igualmente, en aquellos casos en que la estructura pase por sucesivas fases de construcción en las que se modifique el esquema estático de la misma (por ejemplo, los elementos isostáticos enlazados

posteriormente, constituyendo una estructura hiperestática).

En general, las variaciones climáticas normales dan lugar a deformaciones impuestas que pueden despreciarse en el cálculo de las estructuras corrientes que tengan juntas de dilatación a las distancias usuales.

38.5. Valores característicos de las acciones debidas al proceso constructivo

Cuando, debido al proceso de ejecución previsto para la estructura, se apliquen a la misma, cargas debidas a equipo, maquinaria, materiales almacenados etc., se tendrán en cuenta los valores de estas cargas, en las condiciones que se especifican en los Artículos 41° y 42°, sin olvidar que, durante la construcción, el esquema resistente de parte o de la totalidad de la estructura puede ser distinto del definitivo.

Artículo 39°. Valores característicos de la fuerza de pretensado

39.1. Consideraciones generales

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

En cada tendón, por medio del gato o elemento de tesado utilizado, se aplica una fuerza que a la salida del anclaje, del lado del hormigón, toma el valor de P_0 , denominado fuerza de tesado que vendrá limitado por los valores indicados en 39.2.

En cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza ΔP_j , según 39.4 y las pérdidas diferidas de fuerza ΔP_{dif} según 39.5. A partir de los valores P_0 , ΔP_j y ΔP_{dif} se calcula el valor característico de la fuerza de pretensado P en cada sección y fase temporal según 39.3.

Comentarios

La fuerza proporcionada por el gato o elemento utilizado para la puesta en tensión del tendón, es la única que puede conocerse con precisión en obra, si se lleva un control adecuado de las operaciones de tesado. Las pérdidas de fuerza que se localizan tanto en los elementos de tesado como en los

anclajes, constituyen una característica del sistema de pretensado utilizado.

La fuerza de tesado P_0 , es por consiguiente la carga proporcionada por el gato, deducidas las pérdidas de fuerza propias del sistema, entre las que no se incluyen las de penetración de cañas si existen.

39.2. Limitación de la fuerza

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

$$\begin{aligned} &0,75 f_{m\acute{a}x,k} \\ &0,90 f_{yk} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} &0,85 f_{m\acute{a}x,k} \\ &0,95 f_{yk} \end{aligned}$$

siempre que, antes de anclar las armaduras se reduzca la tensión convenientemente para que se cumpla la limitación del párrafo anterior.

Comentarios

Las limitaciones indicadas tienen por objeto, esencialmente, disminuir diversos riesgos constructivos que dependen de las precauciones tomadas durante la ejecución y del control que de ésta se realice

En particular, los riesgos considerados son los siguientes:

- *riesgo de rotura inmediata de las armaduras activas;*
- *riesgo de daños corporales como consecuencia de tales roturas, de incidentes en los gatos de tesado;*
- *riesgos de rotura diferida (y no detectada) de las armaduras, antes de inyectar;*

- *aumento de los riesgos de corrosión bajo tensión;*

- *riesgo de desorganización de las zonas próximas al anclaje.*

Independientemente de estos riesgos constructivos, la incertidumbre sobre la relajación de las armaduras aumenta con la magnitud de esta relajación, que crece con el valor de la carga de tesado.

Además, el control de la operación de tesado en obra, realizado mediante las medidas de los alargamientos, impone no alejarse demasiado del dominio elástico de las deformaciones.

39.3. Valor característico de la fuerza de pretensado

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

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

donde:

ΔP_j = pérdidas instantáneas de fuerza, debidas a rozamientos, penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón (véase 39.4). Estas pérdidas varían con la situación de la sección considerada.

ΔP_{dif} = pérdidas diferidas de fuerza, debidas a relajación del acero, y retracción y fluencia del hormigón (véase 39.5). Estas pérdidas varían en cada sección con el tiempo, dependiendo de la fase de construcción o de servicio considerada.

A efectos de cálculo, para los estados límite de servicio en los que la acción del pretensado sea favorable, el valor final ponderado de la fuerza de pretensado a tiempo infinito $0,9 P$ no podrá considerarse superior al que corresponde a una tensión en las armaduras activas igual a $0,6 f_{m\acute{a}x,k}$.

Comentarios

Existen tantos valores característicos de la fuerza de pretensado como fases

consideradas en el estudio de la estructura.

En particular, habrá que considerar siempre el valor inicial.

$$P_{ki} = P_0 - \Delta P_i$$

que corresponde a la fase inicial o de aplicación del pretensado, y el valor final:

$P_{kf} = P_{ki} - \Delta P_{dif,\infty}$
que corresponde a tiempo infinito. En fases intermedias de construcción podrá ser necesario considerar pérdidas diferidas a tiempo no infinito, tal como se especifica en 39.5.

39.4. Valoración de las pérdidas instantáneas de fuerza

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

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

en donde:

- ΔP_1 = pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección en estudio.
- ΔP_2 = pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección en estudio.
- ΔP_3 = pérdidas de fuerza por acortamiento elástico del hormigón, en la sección en estudio.

Comentarios

Además de las pérdidas instantáneas por rozamiento, penetración de cuñas, o deformación instantánea del hormigón, deben tenerse en cuenta, en casos especiales, pérdidas originadas por otras causas tales como:

- deformaciones de los moldes, en el caso de piezas prefabricadas;
- diferencia de temperatura entre las armaduras tesas y la estructura pretensada,

como consecuencia del tratamiento del hormigón;

- deformaciones locales e instantáneas del hormigón bajo la acción de los cercos helicoidales utilizados en los tubos de hormigón pretensado;

- deformaciones instantáneas en las juntas de las estructuras prefabricadas construidas por dovelas.

Los valores de estas pérdidas deben determinarse experimentalmente.

39.4.1. Pérdidas de fuerza por rozamiento

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

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

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

donde:

- μ = coeficiente de rozamiento en curva;
- α = suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas), medidas en radianes, que describe el tendón en la distancia x . Debe recordarse que el trazado de los tendones puede ser una curva alabeada debiendo entonces evaluarse α en el espacio;
- K = coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal;
- x = distancia, en metros, entre la sección considerada, y el anclaje activo que condiciona la tensión en la misma (véase figura 39.4.1.).

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

Comentarios

Cuando en la expresión ΔP_1 , el valor del exponente de e es inferior a 0,30, la fórmula indicada puede utilizarse en la forma lineal:

$$\Delta P_1 \simeq P_0 (\mu\alpha + Kx)$$

Los valores de μ dependen, fundamentalmente, del estado de las superficies en contacto y su naturaleza:

vainas o conductos en el hormigón, acero de pretensado, lubricación eventual, etc. A falta de datos experimentales, cuando todos los elementos (alambres, cordones, etc.) del tendón se tesan simultáneamente, pueden utilizarse los valores de μ dados por la tabla 39.4.1.a., siguiente:

TABLA 39.4.1.a.

Valores del coeficiente de rozamiento μ en curva

Disposición de las armaduras en las vainas	Estado superficial de las armaduras	Naturaleza de los aceros constitutivos de las armaduras		
		Alambres torzales o cordones trefilados	Barras laminadas lisas	Barras laminadas corrugadas
1) Tendón formado por varios elementos agrupados en una misma vaina de acero sin tratamiento superficial	Sin lubricar	0,21	0,25	0,31
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,18	0,23	0,27
2) Tendón formado por un único elemento aislado, en una vaina sin tratamiento	Sin lubricar	0,18	0,22	0,28
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,15	0,20	0,24

NOTA: Los valores de esta tabla aumentan hasta en 0,10 si el tendón muestra alguna oxidación en su superficie, incluso aunque esté lubricado.

Si los elementos del tendón se tesan por separado, los valores de μ son mayores que los de la tabla 39.4.1.a. y hay que determinarlos experimentalmente.

y de otros factores. Lo que más influye en la rigidez del conducto es su diámetro por lo que, en primera aproximación, pueden emplearse los valores de la tabla 39.4.1.b. para determinar el valor de K a partir del de μ .

En cuanto al coeficiente de rozamiento parásito K , depende de la rigidez del conducto

Tabla 39.4.1.b

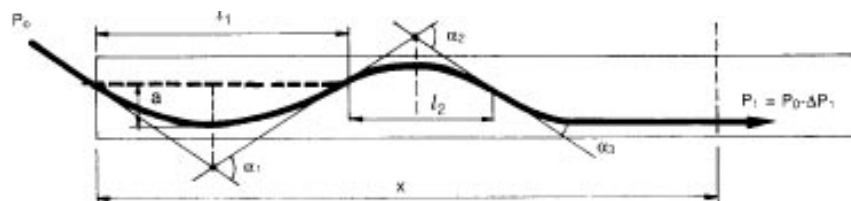
Diámetro interior del conducto \varnothing en mm	30	40	50	60	>60
K/μ	0,016	0,012	0,009	0,007	0,006

Se recuerda que en el caso de destesar parcialmente la armadura, los coeficientes de

rozamiento al reducirse la carga son

... diferentes y en general mayores que los que aparecen en el proceso de tesado creciente.

Se podrá tener en cuenta este hecho en los cálculos, deduciendo los nuevos valores de μ y de K a partir de resultados experimentales.



si $a \leq 0,045 l_1$ puede tomarse $\alpha_1 = \frac{8a}{l_1}$;
el error es inferior al 5 %.

$$\alpha = \sum \alpha_i = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$$

α = VARIACIÓN ANGULAR TOTAL

α_i = VARIACIÓN ANGULAR TOTAL EN TRAMO l_i

Figura 39.4.1.

39.4.2. Pérdidas por penetración de cuñas

En alambres correspondientes a armaduras pretensas o en tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida de fuerza por penetración de cuñas, ΔP_2 , puede deducirse mediante la expresión:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{l} E_p \cdot A_p$$

en donde:

- a = penetración de la cuña
- l = longitud total del alambre o tendón recto
- E_p = módulo de elasticidad de la armadura activa
- A_p = sección de la armadura activa

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

Comentarios

Las pérdidas por penetración de cuñas, en el caso de armaduras postesas, pueden obtenerse a partir del diagrama de fuerzas de pretensado a lo largo del tendón, reduciendo la fuerza en el extremo correspondiente al

anclaje activo cuya penetración se estudia, hasta un valor tal que el acortamiento del tendón, teniendo en cuenta los rozamientos, sea igual a la penetración de la cuña (véase figura 39.4.2).

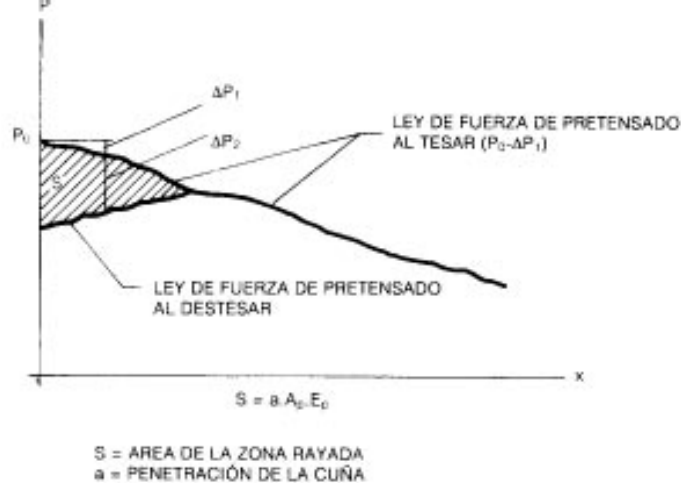


Figura 39.4.2.

39.4.3. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

En el caso de armaduras pretesas, puede valorarse la pérdida por acortamiento elástico del hormigón, cuando aquellas se liberan de sus anclajes, teniendo en cuenta la deformación instantánea que se produce en el hormigón al nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, mediante la fórmula:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{A_p \cdot E_p}{E_{cj}}$$

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

Cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas, ΔP_3 , se podrá calcular, si los tendones se tesan sucesivamente en una sola operación, admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento uniforme, función del número n de los mismos que se tesan sucesivamente, mediante la expresión:

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

en donde:

- A_p = sección total de la armadura activa;
- σ_{cp} = tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2$ y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado;
- E_p = módulo de elasticidad de las armaduras activas;
- E_{cj} = módulo de elasticidad instantánea del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

Comentarios

Cuando los tendones no se tesan sucesivamente en una sola operación, sino poniendo en carga un grupo de ellos inicialmente, y otro en fecha posterior, el proyectista valorará convenientemente el valor

de E_{cj} que debe introducirse en la expresión de ΔP_3 .

En cualquier caso, las diferencias de carga en los diferentes tendones debidos a un tesado sucesivo, en el caso de armaduras postesas,

y por tanto la pérdida ΔP_3 puede corregirse en obra mediante retesados, o tesados iniciales a cargas decrecientes de los tendones que se tesan sucesivamente.

Se puede realizar una evaluación más exacta de la tensión σ_{cp} teniendo en cuenta el módulo de deformación E_{cj} correspondiente al instante de la introducción de cada una de las acciones.

39.5. Valoración de las pérdidas diferidas de fuerza

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

Su expresión es:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{4f} + \Delta P_{5f} + \Delta P_{6f}$$

Comentarios

Además de las pérdidas diferidas por retracción, fluencia y relajación, deben tenerse en cuenta, en casos especiales, pérdidas originadas por otras causas tales como:

- deformaciones locales diferidas del hormigón bajo la acción de los cercos

helicoidales utilizados en los tubos de hormigón pretensado.

- deformaciones diferidas eventuales de las juntas de las estructuras prefabricadas construidas por dovelas.

Los valores de estas pérdidas deben determinarse a partir de datos experimentales.

39.5.1. Pérdidas finales por retracción y fluencia del hormigón

Siempre que no se realice un estudio más detallado de los efectos conjuntos de la retracción y de la fluencia sobre el valor de la fuerza de pretensado, se admite valorar las pérdidas finales de fuerza, de forma independiente para cada una de estas dos causas.

En estas condiciones, la pérdida final (ΔP_{4f}) debida a la retracción será igual a:

$$\Delta P_{4f} = \varepsilon_{rf} \cdot E_p \cdot A_p$$

y la pérdida final (ΔP_{5f}) debida a la fluencia del hormigón, siempre que se trate de tendones adherentes, podrá valorarse, de forma simplificada mediante la expresión aproximada:

$$\Delta P_{5f} = \varphi_f \cdot \sigma_{cgp} \cdot \frac{E_p}{E_c} A_p$$

en donde:

ε_{rf} = valor final de la retracción del hormigón a partir de la introducción del pretensado (véase 35.8).

φ_f = valor final del coeficiente de fluencia (véase 35.9). En su evaluación se tendrá en cuenta la edad j del hormigón a partir de la introducción del pretensado.

σ_{cgp} = tensión en el hormigón, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por el valor característico inicial de la fuerza de pretensado P_{ki} y la totalidad de las cargas permanentes.

E_p = módulo de elasticidad del acero de las armaduras activas.

E_c = módulo de deformación longitudinal secante del hormigón a los 28 días de edad.

A_p = sección total de las armaduras activas.

Comentarios

Un valor preciso de la pérdida de fuerza por retracción y fluencia resulta de difícil determinación debido a que la fluencia del hormigón se ve modificada por la propia pérdida, que va reduciendo la tensión de compresión en el mismo, lo que reduce a su vez, en consecuencia, la pérdida correspondiente. Por otra parte, la fluencia se desarrolla, durante un cierto período de tiempo, sobre la estructura cargada con su peso propio únicamente, con compresiones muy fuertes sobre el hormigón; y en plazas posteriores, las sucesivas cargas permanentes van reduciendo estas compresiones hasta un valor final. La complejidad de este comportamiento ha llevado a la propuesta de una expresión simple, en la que se compensan en cierto modo los diversos factores que intervienen en

el fenómeno, y que queda del lado de la seguridad.

Sin embargo, pueden realizarse cálculos más precisos teniendo en cuenta la influencia mutua de la retracción y de la fluencia, así como su evolución en el tiempo, sobre el valor final de la fuerza de pretensado. En este caso será necesario considerar, así mismo, la evolución en el tiempo de la tensión σ_{cgp} , y que las cargas permanentes son diferentes según la fase de construcción considerada, conduciendo en general, como se ha indicado en el párrafo anterior, a valores fuertes de σ_{cgp} a edades tempranas.

Hay que señalar que el valor de ε_{rf} que debe introducirse en el cálculo de la pérdida por retracción, se refiere solo a la que experimentará el hormigón a partir del momento de aplicación del pretensado.

39.5.2. Pérdidas por relajación del acero

Para tener en cuenta los efectos reductores de la relajación derivados de la reducción de la tensión en las armaduras activas a causa de la retracción y la fluencia del hormigón, puede considerarse que el valor final (ΔP_{6f}) de la pérdida por relajación, se deduce según la siguiente expresión:

$$\Delta P_{6f} = \rho_f [P_{ki} - 2(\Delta P_{4f} + \Delta P_{5f})]$$

siendo:

ΔP_{6f} = pérdidas finales de fuerza por relajación del acero.

ρ_f = valor final de la relajación del acero para P_{ki} (véase 34.9).

Comentarios

Debido a la interdependencia de los efectos de la relajación del acero y de los de la retracción y la fluencia del hormigón, habida cuenta igualmente de la sucesión de los tesados, y de las variaciones de la temperatura con respecto a la temperatura normal de servicio, la "relajación eficaz" del acero en las obras es inferior a su "relajación pura".

Es preciso ser prudente en la evaluación de la reducción de la relajación para pasar de su valor puro al eficaz. Es difícil, en efecto, prever el historial termohigrométrico de la estructura, del que depende la fluencia y la retracción del hormigón. La formula empírica indicada en el artículo da resultados satisfactorios.

39.5.3. Evolución de las pérdidas diferidas con el tiempo

Cuando sea necesario conocer la evolución de las pérdidas de pretensado a lo largo del tiempo podrá, generalmente, admitirse que el conjunto de tales pérdidas diferidas sigue la misma ley que la indicada para el coeficiente $\beta'_{t,j}$ en la fig. 35.9.4.

Comentarios

*En el caso de que las armaduras activas se
tesen en varias fases, el criterio indicado en el
articulado permite deducir la compensación de
la pérdida diferida de tensión respecto a la
que obtendría en el supuesto de que el tesado*

*se realizase simultáneamente para la totalidad
de aquellas armaduras. Sin embargo, se
recomienda*

*que, salvo justificación especial, la fracción compensada no supere en ningún caso al 20% de las
pérdidas diferidas, deducidas en este segundo supuesto.*

Se recuerda, por otra parte, que los tesauos por etapas sucesivas de un mismo tendón no deben escalonarse en un largo período de tiempo porque retardan la fecha de aplicación de la protección definitiva de las armaduras (véase 31.2 y 33.5).

Artículo 40°. Proceso general de cálculo

40.1. Generalidades

Introducción de la seguridad: El proceso general de cálculo que se propone en esta Instrucción corresponde al conocido como método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor suficientemente bajo la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites, entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma tales que, de alcanzarse, ponen la estructura fuera de servicio (es decir, que deja de ser capaz de cumplir la función para la que fue construida).

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite (véase 40.2 y 40.3) consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura o a parte de ella y, por otra, la respuesta de tal estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en la realidad, el efecto de las acciones exteriores sea superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo preconizado en la presente Instrucción consiste en:

1°.- Obtención del efecto S_d de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2°.- Obtención de la respuesta R_d de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características de los materiales.

3°.- El criterio de aceptación consiste en la comprobación $R_d \geq S_d$.

Comentarios

En la presente Instrucción se dan los criterios para desarrollar los cálculos correspondientes a los diferentes estados límites definidos en 40.2 y 40.3 para las estructuras de hormigón pretensado.

Aunque el criterio general de comprobación indicado en el articulado consiste en la verificación de la condición $R_d \geq S_d$, no siempre es posible, en el estado actual de la técnica, o no siempre resulta práctico, la deducción directa de R_d y S_d . Para tales casos se dan en los apartados correspondientes criterios de cálculo que permiten dimensionar los diferentes elementos de la estructura, en relación con el estado límite en estudio, de

forma que la desigualdad $R_d \geq S_d$ quede cumplida automáticamente en cualquier caso. Tal ocurre, por ejemplo, Con el estado límite de anclaje, para el que en lugar de calcular la carga de deslizamiento R_d de un determinado anclaje de una armadura y compararla con la carga S_d que las acciones exteriores van a ejercer sobre tal anclaje, se dan en el articulado correspondiente expresiones que permiten dimensionar tales anclajes de forma que sean capaces de resistir, sin deslizamientos perjudiciales, la carga correspondiente a la resistencia total de las armaduras que han de anclar, teniendo en cuenta los coeficientes prescritos de ponderación de cargas y resistencias.

40.2. Estados límites últimos

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Dentro de este grupo se incluyen:

- Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura considerada como un cuerpo rígido. (Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes. (Se estudian a nivel de sección de elemento estructural).
- Estado límite de inestabilidad o de pandeo de una parte o del conjunto de la estructura. (Se estudia a nivel de elemento estructural).
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras de acero y el hormigón que las rodea. (Se estudia a nivel de sección).
- Estado límite de anclaje, caracterizado por el cedimiento de un anclaje. (Se estudia de forma local en las zonas de anclaje).
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura por efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas. (Se estudia la nivel de sección).

Comentarios

Los daños que se ocasionarían si se alcanzase uno de los estados límites últimos indicados en el presente artículo son siempre muy graves, sobre todo teniendo en cuenta la posibilidad de pérdida de vidas humanas que ello entraña. En consecuencia, los

coeficientes de ponderación de cargas y de minoración de resistencia que se prescriben más adelante, son elevados, con objeto de reducir a un valor mínimo la probabilidad de que en la realidad sea alcanzado uno de tales estados límites.

40.3. Estados límites de utilización

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que la misma queda fuera de servicio por razones funcionales, de durabilidad o estética.

Los estados límites de utilización por razón de durabilidad de la estructura están relacionados con su comportamiento frente a fisuración y son:

- estado límite de descompresión, caracterizado por la reducción a valor nulo de las compresiones en las fisuras extremas de una sección.
- estado límite de aparición de fisuras, caracterizado por el hecho de alcanzarse la deformación de rotura por tracción del hormigón en una de las fibras extremas de una sección.
- estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentre.

Estos tres estados se estudian a nivel de sección de la pieza, y definen fronteras entre las diferentes clases de comportamiento de la estructura en relación con la fisuración.

Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura se encuentran los siguientes:

- estados límites de deformación caracterizados por alcanzarse un determinado movimiento (flechas, giros) en un elemento de la estructura se estudian a nivel de estructura o elemento estructural.
- estados límites de vibraciones, caracterizados por la producción en la estructura de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia. Se estudian a nivel de estructura o elemento estructural.

Por razones estéticas los estados límites de utilización pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición que en cada caso se haga de cada uno de ellos.

En relación con la protección requerida frente a los efectos de la fisuración, se distinguen tres clases de comportamiento de la estructura en relación con la fisuración en fase de servicio. Estas clases de acuerdo con el Art. 4º son:

- *Clase I.*- Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización exigen ausencias de fisuración. Se deberá reducir al mínimo la probabilidad de aparición de fisuras. Se ha de comprobar

que bajo la combinación más desfavorable de acciones no se alcanza el estado límite de descompresión.

- *Clase II.-* Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir un cierto riesgo de fisuración en determinadas condiciones. Se ha de comprobar que bajo la más desfavorable combinación de acciones, no se alcanza el estado límite de formación de fisuras y que bajo la actuación de las cargas permanentes y de las cargas variables frecuentes (véase 37.1.) se respeta el estado límite de descompresión.

- *Clase III.-* Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir una fisuración de amplitud controlada. Se ha de comprobar que bajo la más desfavorable combinación de las acciones, no se alcanza el estado límite de fisuración controlada y que bajo la actuación de las cargas permanentes se respeta el estado límite de descompresión.

Comentarios

Los efectos de la fisuración frente a los cuales es necesario tomar precauciones especiales pueden ser de dos tipos diferentes: los que afectan al funcionalismo de la estructura, y los que afectan a su durabilidad. En el primer caso pueden incluirse, por ejemplo, las condiciones de estanquidad, y en el segundo, la posible corrosión de las armaduras, fenómenos de fatiga, etc.

-de la forma (estática o dinámica) y de la duración (corta o larga) de aplicación de las acciones.

-del grado de agresividad del medio ambiente, y

- de la sensibilidad a la corrosión y de la protección de las armaduras: en general las armaduras activas exigen condiciones más restrictivas respecto a la corrosión que las pasivas.

Desde el punto de vista de la duración de aplicación de las acciones debe distinguirse entre:

- las acciones variables infrecuentes, capaces de provocar una abertura eventual de fisuras sólo durante un corto período de tiempo y que, por consiguiente no entrañan un sensible riesgo de corrosión en el caso de que se produzca tal fisuración y,

- las acciones permanentes y las variables frecuentes, que mantienen abiertas las eventuales fisuras durante un largo período de tiempo, durante el cual puede iniciarse el proceso de corrosión.

También conviene distinguir entre las acciones para las cuales se prevé un pequeño número de repeticiones y las que se supone habrán de repetirse un gran número de veces, ya que en este último caso los posibles

La consideración de estados límites por razones estéticas queda subordinada a la voluntad del proyectista.

La elección de la clase con la que se va a proyectar una estructura o un elemento estructural, depende:

-de la vida útil prevista para la estructura, de las condiciones en que ésta haya de trabajar y de las exigencias económicas.

fenómenos de fatiga podrán condicionar la clase de comprobación elegida.

Con respecto al medio ambiente en que se encuentran situados los elementos estructurales, se tendrán en cuenta los tres tipos considerados en el apartado 19.4.

En la misma estructura, el estado límite que debe considerarse puede no ser el mismo:

-para los diferentes elementos que la constituyen,

- para todas las fases constructivas,

- para las diversas condiciones de explotación, teniendo en cuenta el grado de probabilidad de que se presenten las diferentes combinaciones de acciones previstas.

La clase I se reserva, en general, a estructuras que requieren condiciones especiales, tales como:

-estructuras particularmente expuestas a la corrosión,

- estructuras sometidas a tracción en las que se desee obtener un alto grado de estanquidad contando sólo con el hormigón.

- estructuras sometidas a ciclos de tensiones o deformaciones, repetidos un gran número de veces y que pueden ocasionar un deterioro progresivo del material (fatiga) .

La Clase II aparece como la más indicada para el proyecto de la mayoría de las estructuras. Cuando se utilice esta clase, el proyectista deberá sopesar juiciosamente los valores adoptados en los cálculos para las cargas variables frecuentes.

En cuanto a la Clase III, su definición asegura que, bajo la acción de las cargas de aplicación permanente, no existirán fisuras abiertas. Esta forma de definir la Clase III, relacionándola con el estado límite de descompresión, parece más apropiada que la establecida por otras Instrucciones en las que se impone la comprobación de que, bajo la actuación de las cargas permanentes y las variables frecuentes, se respete el estado límite de aparición de fisuras. En efecto, esta última condición no asegura que las fisuras, una vez abiertas bajo la actuación de ciertas cargas variables, queden habitualmente cerradas, dado que su reabertura se produce para

cargas menores a las que provocaron su primera aparición.

Los valores de las deformaciones o vibraciones que caracterizan los correspondientes estados límites son función de la utilización de la propia estructura. En ciertos casos, estos valores vienen definidos en las normas relativas al proyecto de determinadas estructuras, (tales como edificios, puentes, etc.) y en otros vendrán determinados por las condiciones de utilización de la misma (como en el caso de las estructuras industriales).

Dado que en el caso de alcanzarse uno de los estados límites de servicio reseñados, los daños que se producen no son, en general, de gran cuantía, o son fácilmente reparables, los coeficientes de mayoración aplicables a estas comprobaciones son más próximos a la unidad que los utilizados en el estudio de los estados límites últimos.

40.4. Fase de comprobación

Una estructura pasa a lo largo del tiempo, por diversas fases caracterizadas por el tipo y valor de las cargas que ha de soportar en cada una de ellas, así como, eventualmente, por el esquema estático con que la estructura trabaja, que puede ser diferente de una fase a otra. Las fases se refieren, por tanto, a un determinado periodo de la vida de la estructura, incluido el de construcción. En particular, será necesario realizar las comprobaciones indicadas en los Artículos 45º a 56º, en las condiciones prescritas para cada fase de los mismos, considerando, como mínimo, las siguientes:

1) Fase de construcción.

a) Fase o fases de aplicación de la fuerza de pretensado (estructura con pretensado inicial). b)

Otras fases de construcción

b) Fases de servicio, en cada una de las cuales las comprobaciones se realizarán: a) con acciones máximas b) con acciones mínimas

Se entiende por acciones máximas, aquellas cuya aplicación produce un incremento del alargamiento en las armaduras activas. Por el contrario, se entiende por acciones mínimas, aquellas que producen un decremento de tal alargamiento.

Comentarios

El establecimiento de las fases consideradas en el cálculo de una estructura o elemento estructural, constituye el primer paso en la comprobación de la misma. Para ello, el proyectista ha de definir el proceso cronológico de construcción de tal estructura, diferenciando claramente las fases de introducción de las fuerzas de pretensado parciales, de modificación de su esquema resistente, o de aplicación de nuevas cargas a la misma. Asimismo, en situación de servicio

de la estructura, puede resultar necesario analizar nuevas fases, si su puesta en servicio se realiza antes de que ciertas acciones permanentes dependientes del tiempo hayan alcanzado su valor final. Tal puede ocurrir, por ejemplo, si un asiento intencionado de un apoyo, una modificación del esquema estructural, o la introducción parcial de un pretensado, se realizan poco tiempo antes de tal puesta en servicio.

Artículo 41º. Coeficiente de seguridad

En los métodos de cálculo desarrollados en esta Instrucción y de acuerdo con lo expuesto en el Artículo 40º, la seguridad se introduce a través de cuatro coeficientes: dos de minoración de la resistencias del hormigón y del acero; uno de ponderación para la fuerza de pretensado y otro de ponderación para las restantes acciones.

41.1. Estados límites últimos

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

-	Coeficiente de minoración para
acero	$\gamma_s = 1,15$
-	Coeficiente de minoración para
hormigón	$\gamma_c = 1,50$
-	Coeficiente de ponderación para las
acciones:	
-	De efecto desfavorable $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$
.....	
.....	permanente..... $\gamma_{fg} = 0,90(42.1.a.1)$
-	De efecto favorable
.....	variable..... $\gamma_{fq} = 0(42.1.a.2)$
-	Coeficiente de ponderación para la
fuerza de pretensado $\gamma_p = 1,00$	

Cuadro 41.1.a.
ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS
COEFICIENTE DE MINORACIÓN DE LOS MATERIALES

Material	Coeficiente básico	Nivel de Control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Normal	0
		Intenso	-0,5
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Intenso (1)	-0,10
		Restantes casos	0

En soportes y otras piezas en que la forma de puesta en obra del hormigón haga prever una cierta segregación del mismo, la resistencia característica debe minorarse en un 10 por ciento.

(1) Hormigón para elementos prefabricados en instalación industrial permanente con control intenso.

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y para el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y daños previsibles se establecen en los cuadros 41.1.a y 41.1.b. Los valores de los coeficientes de seguridad γ_s , γ_c , γ_f adoptados y los niveles supuestos de control de calidad de los materiales y de la ejecución, deben figurar explícitamente en los planos.

Cuadro 41.1.b.
ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS
COEFICIENTES DE PONDERACIÓN DE LAS ACCIONES

Coeficiente			Corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	Normal	0
		Intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0,10
		Medios	0
		Muy importante	+0,20

Se podrá reducir el valor final de γ_f en un 5 por 100 cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, considerando todas las solicitudes y todas sus combinaciones posibles y estudiando con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc. Deberán comprobarse con especial cuidado y rigor las condiciones de fisuración, cuando el producto $\gamma_s \cdot \gamma_f$ resulte inferior a 1,65.

Comentarios

Los valores de los incrementos de los coeficientes de seguridad han sido fijados con el criterio de que al reducirse los niveles de control de los materiales y la ejecución, se incrementan correlativamente los de los coeficientes γ_s , γ_c y γ_f de forma que la seguridad final se mantenga aproximadamente constante.

En las obras de hormigón pretensado se prescribe el control de resistencia del hormigón mediante probetas y no se admite el nivel reducido de control de la ejecución que contempla la "Instrucción para el Proyecto y Ejecución de obras de Hormigón en masa o armado".

La aplicación de los criterios establecidos en el articulado para los estados límites últimos se resumen en el cuadro 41.1.c.

En rigor el coeficiente γ_p debería tomar valores diferentes de la unidad. Sin embargo se ha fijado $\gamma_p = 1$ por simplicidad de cálculo, y teniendo en cuenta lo siguiente:

- En flexión, el hecho de que la fuerza de pretensado sea inferior al valor medio considerado en el cálculo solo representa una ligera reducción en la deformación inicial del

porcione un coste generalizado mínimo de la misma, entendiéndose por coste generalizado el que se obtiene sumando:

- el coste inicial de la obra;
- el coste de su mantenimiento y conservación durante su vida de servicio;
- el producto de la probabilidad de hundimiento por la suma del coste de reconstrucción más

acero, cuya influencia en la resistencia a flexión es prácticamente nula.

- En cuanto a la resistencia a cortante, el lógico coeficiente de minoración para la fuerza de pretensado habría que aplicarlo al valor que la misma alcanzase en el momento de fisurarse el hormigón, que es superior al valor medio obtenido en el cálculo. Tomar $\gamma_p = 1$ representa, en definitiva, una compensación de estos dos efectos.

La necesidad de que figuren en los planos los valores de los coeficientes de seguridad y los niveles de control decididos por el proyectista es evidente. Lo contrario conduciría a que una estructura, proyectada para un cierto nivel de seguridad fijado por el proyectista, tendría en la práctica diferentes niveles de seguridad según los diferentes niveles de control que pudieran adoptarse durante la construcción.

Cuando la importancia de la obra lo justifique, podrán corregirse los valores consignados de los coeficientes de seguridad, previos los estudios oportunos, de acuerdo con el criterio de que la probabilidad de hundimiento resultante para la obra pro-

la cuantía de los daños y perjuicios que pudiera causar aquél.

Los valores adoptados para γ_p toman en consideración el hecho de que pueden presentarse en la fuerza real del pretensado discrepancias con respecto al valor medio correspondiente a $\gamma_p = 1$, con la consiguiente repercusión en el comportamiento en servicio del elemento.

Cuadro 41.1.c.
COEFICIENTES DE SEGURIDAD
PARA LOS ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Coeficiente de seguridad sobre	Nivel de control	Valor del coeficiente de seguridad
--------------------------------	------------------	------------------------------------

Acero (armaduras activas y pasivas) γ_s	Normal	1,10			
Hormigón (1) γ_c	Intenso	1,10			
	Elementos prefabricados	1,40			
	Intenso				
	Todos los restantes casos	1,50			
Pretensado pasivas) γ_p	Para cualquier nivel	1,00			
Otras acciones (2) pasivas) γ_i		Daños previsibles (3)	Acción desfavorable	Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
	Normal	A	1,50	0,90	0
		B	1,60		
		C	1,80		
	Intenso	A	1,40		
		B	1,50		
		C	1,70		

(1) En soportes y otras piezas en que la forma de puesta en obra del hormigón haga prever una cierta segregación del mismo, la resistencia característica debe minorarse en un 10 por 100.

(2) Se podrá reducir el valor de pasivas) γ_p en un 5% cuando la hipótesis y el cálculo sean muy rigurosos, se consideren todas las combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos y apoyos.

(3) Daños previsibles:

A) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños mínimos y exclusivamente materiales, tales como silos, acequias, obras provisionales, etc.

B) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños de tipo medio, como puentes, edificio de vivienda, etc.

C) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños muy importantes, como teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.

41.2. Estados limites de utilización

Para el estudio de los estados limites de utilización se adoptarán los siguientes coeficientes de seguridad:

- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1$
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1$
- Coeficiente de ponderación para la fuerza de pretensado con armaduras postesas:
 - Si el efecto de pretensado en la combinación de acciones es favorable $\gamma_p = 0,90$
 - Si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es desfavorable $\gamma_p = 1,10$
- C coeficiente de ponderación para la fuerza de pretensado con armaduras pretesas:
 - Si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es favorable $\gamma_p = 0,95$
 - Si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es desfavorable $\gamma_p = 1,05$
- Coeficiente de ponderación de las acciones:
 - Si se trata de acciones de carácter variable con efecto favorable cuando puedan actuar o dejar de hacerlo $\gamma_p = 0$
 - En los demás casos $\gamma_p = 1$

Comentarios

Para los estados límites de utilización, el comportamiento de la estructura no está influido, en general, por las variaciones locales de las propiedades del hormigón o del acero, sino más bien por sus características medias. En consecuencia, es suficiente en la práctica adoptar $\gamma_s = \gamma_c = 1$. Por otra parte, el coeficiente γ_p se toma igual a la unidad, ya que el comportamiento de la estructura en este caso, se estudia para las cargas de servicio de la misma. Sin embargo, si el proyectista juzga oportuno alcanzar un nivel de seguridad mayor frente a algún estado límite de utilización

-por ejemplo, frente a la posibilidad de deformación excesiva de un elemento estructural bajo la acción de una determinada carga- se pueden incrementar los valores del coeficiente γ_p .

Los valores adoptados para γ_p toman en consideración el hecho de que pueden presentarse en la fuerza real de pretensado discrepancias con respecto al valor medio correspondiente a $\gamma_p = 1$, con la consiguiente repercusión en el comportamiento en servicio del elemento.

Artículo 42°. Establecimiento de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorables

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas en este artículo.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

De las acciones clasificadas en el Artículo 37° se eliminarán aquellas que no deban considerarse por no actuar o ser despreciables en el caso que se estudia.

A las acciones restantes se les adjudicarán, como valores de cálculo los ponderados, del modo que se indica a continuación:

1°) *Estados límites últimos:* (Para el equilibrio, ver prescripciones adicionales en el Artículo 45°).

a) *Acciones directas:*

a.1) Cargas permanentes (coeficiente de ponderación γ_{fg}). Si su efecto es desfavorable, se tomará el valor mayorado con $\gamma_{fg} = \gamma_f$ aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

Si su efecto es favorable, se tomará el valor ponderado con $\gamma_{fg} = 0,9$, aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

Además de lo anterior, si las cargas permanentes del mismo origen son preponderantes y sus efectos se compensan sensiblemente entre sí, se establecerá una nueva hipótesis diferenciando la parte favorable y la desfavorable empleando:

para la favorable $\gamma_{fg} = 0,9$

$$\gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \leq 1,05 \text{ en fase de construcción}$$

para la desfavorable

$$\gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \leq 1,15 \text{ en fase de servicio}$$

a.2) Cargas variables (coeficiente de ponderación γ_{fq}). Si su efecto es desfavorable, se tomará el valor mayorado con $\gamma_{fq} = \gamma_f$. Si su efecto es favorable se tomará $\gamma_{fq} = 0$.

b) *Acciones indirectas:* Las que tengan carácter de permanencia como son a veces las reológicas y los movimientos impuestos, se tratarán como las cargas permanentes. Las que no tengan este carácter se tratarán como las cargas variables.

c) *Fuerzas de pretensado:* (Coeficiente de ponderación γ_p)

Para todos los casos $\gamma_p = 1$.

2°) *Estados límites de utilización:* Para todas las acciones se adoptará un coeficiente de ponderación $\gamma_f = 1$.

a) *Acciones directas:*

a.1) Cargas permanentes. Se tomarán siempre con su valor característico.

a.2) Cargas variables. Si su efecto es desfavorable se tomará su valor característico. Si su efecto es favorable no se considerará la acción.

b) *Acciones indirectas:*

Las que tengan carácter de permanencia se tratarán como las cargas permanentes. Las que no tengan este carácter se tratarán como las cargas variables.

c) *Fuerzas de pretensado*

c.1) Armaduras postesas. Si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es favorable se adoptará el valor mayorado con $\gamma_p = 0,90$. Si el efecto es desfavorable se tomará $\gamma_p = 1,10$.

c.2) Armaduras pretesas. Si su efecto es favorable se considerará un coeficiente de ponderación $\gamma_p = 0,95$. En caso contrario se adoptará $\gamma_p = 1,05$.

3°) *Hipótesis de carga.*

Para cada fase de comprobación y para cada estado limite de que se trate (ver 40.4) se considerarán las tres hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I

$$\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q + \gamma_p \cdot P$$

Hipótesis II

$$0,9 (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + \gamma_p \cdot P + 0,9 \gamma_{fq} \cdot W$$

Hipótesis III

$$0,8 (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + \gamma_p \cdot P + F_{eq} + W_{eq}$$

donde:

G= valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q= valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmicas.

Q_{eq} = valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno más las acciones indirectas con carácter variable durante la acción sísmica. (Véase 4.5 de la Norma Sismorresistente, P.D.S.1 parte A).

P= valor característico de las acciones del pretensado.

W= valor característico de la carga del viento.

W_{eq} = valor característico de la carga del viento durante la acción sísmica. En general se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento, se adoptará $W_{eq} = 0,25W$

F_{eq} = valor característico de la acción sísmica, calculado según la Norma Sismorresistente.

Cuando existan diversas acciones Q de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores, el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña; y 0,8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando de acuerdo con el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, 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 oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación indicados en el Artículo 41° para los estados límites últimos, recomendándose no bajar de $\gamma_i = 1,25$.

En las piezas prefabricadas pretensadas para el dimensionamiento de sus uniones de continuidad, se adoptará como coeficiente de mayoración de las acciones un valor no inferior a 1,80.

La Hipótesis III sólo se utilizara en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos.

Comentarios

Una vez clasificadas las acciones con arreglo a lo indicado en el Artículo 37°, las tres hipótesis de carga prescritas en el articulado pueden expresarse del siguiente modo:

Hipótesis I $\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q + \gamma_p P$

Hipótesis II

$0,9 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q) + \gamma_p P + 0,9 \gamma_f W$

Hipótesis III

$0,8 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q_{eq}) + \gamma_p P + F_{eq} + W_{eq}$

En las expresiones anteriores G_1 representa los conjuntos de cargas permanentes del mismo origen que actúan sobre la estructura, cuyo efecto resultante en la sección o

elemento que se estudia es desfavorable, G_2 representa los conjuntos de cargas permanentes del mismo origen cuyo efecto resultante es favorable. Por otra parte, en Q hay que incluir exclusivamente las cargas variables cuyo efecto es desfavorable según se indica en el párrafo a.2 del articulado.

En cuanto a los efectos del proceso constructivo, además de las acciones directas que el mismo pueda representar, será necesario estudiar, según se indica en 38.4. 1os efectos que la fluencia ejerce sobre las construcciones sometidas a vínculos retardados, es decir, introducidos después de la aplicación de una parte de las acciones.

Artículo 43°. 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 cada hipótesis de carga, no se sobrepasan los estados límites últimos. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo, valoradas con los criterios prescritos en el Artículo 42°. La respuesta de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá a partir de valores minorados de las propiedades resistentes de los materiales, según las prescripciones de los Artículos 45° y 49°.

b) Bajo cada hipótesis de carga, no se sobrepasan los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo valoradas con criterios expuestos en el Artículo 42°. La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá de acuerdo con las prescripciones de los Artículos 50° a 56°.

Comentarios

Debe advertirse que la hipótesis de carga más desfavorable que corresponde a cada estado

límite en estudio, será, en general, distinta para cada uno de ellos.

Artículo 44°. Consideraciones sobre la acciones de carácter excepcional

Las acciones de carácter excepcional no normalizadas, tales como choques de vehículos, huracanes, deflagraciones, ondas explosivas, etc., y las de carácter normal pero cuyos valores, difícilmente previsibles, superan fuertemente a los normalizados, no se tendrán en cuenta en los cálculos. Si, por excepción, se estima necesario considerar alguna de ellas, bastará realizar el estudio de los estados límites últimos, adoptando para los coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias, valores próximos a la unidad.

Comentarios

Queda a juicio del proyectista, en el caso de que considere en el proyecto una acción de carácter excepcional, la comprobación del

estado de la estructura en servicio tras la actuación de la citada acción extraordinaria.

CAPITULO VII : CÁLCULOS RELATIVOS AL ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO

Artículo 45°. Comprobaciones relativas al estado límite de equilibrio

Habrà que comprobar que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc.).

Con la hipótesis de carga más desfavorable de las tres indicadas en el Artículo 42° para cada caso, se estudiarà el equilibrio del conjunto de la estructura y de cada uno de sus elementos, aplicando los métodos de la Mecánica Racional, teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones y, en particular, las derivadas del comportamiento del terreno, deducidas de acuerdo con los métodos de la Mecánica del Suelo.

Comentarios

Como ejemplo aclaratorio, en el caso de una estructura en la que una carga permanente del mismo origen puede ser estabilizante en una zona y volcadora en otra, compensándose entre sí (veáse Artículo 42°), se comenta el caso de una cubierta cuyo esquema estructural se indica en la figura 45.1 en la que se supone como posible la actuación de unas cargas variables sobre la misma.

Las cargas permanentes características G_1 y G_2 tienen el mismo origen (peso propio de un mismo material) y la carga variable q puede extenderse en cualquier longitud.

Las hipótesis de carga para el cálculo del equilibrio serán:

- Si el esquema estático corresponde a la situación de servicio, la que se indica en la figura 45.2 donde γ queda a juicio del proyectista con el valor mínimo indicado, y sugiriéndose el valor $\gamma = \gamma_p/1,3$.

- Si el esquema estático corresponde exclusivamente a una situación de construcción, la que se indica en la figura 45.3, donde γ_1 y γ_2 quedan a juicio del proyectista, con los valores mínimos indicados.

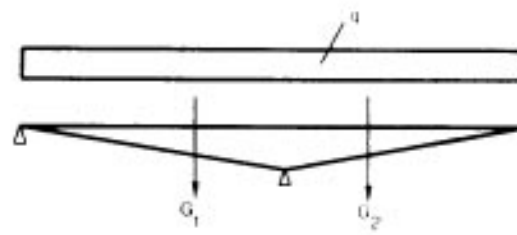


Figura 45.1.

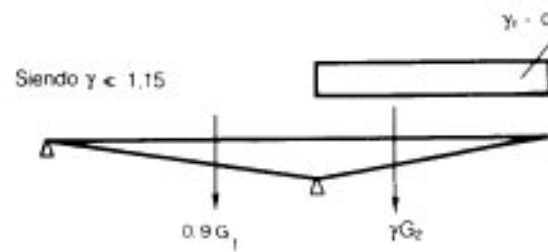


Figura 45.2.

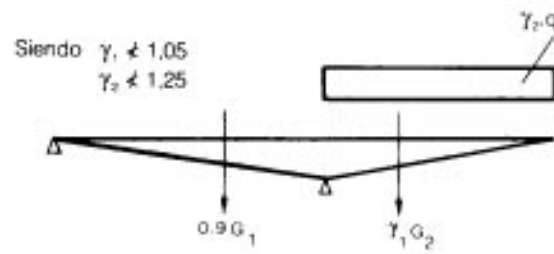


Figura 45.3.

CAPITULO VIII : CÁLCULOS RELATIVOS A LOS ESTADOS LÍMITES DE AGOTAMIENTO

Artículo 46°. Obtención de los efectos de las acciones

En relación con los estados límites de agotamiento, los efectos originados por las acciones están constituidos por los esfuerzos que actúan en una sección de un elemento de la estructura tales como: momento flector, esfuerzo axial, esfuerzo cortante, momento torsor, etc. Al conjunto de tales esfuerzos se denomina sollicitación. El cálculo de las sollicitaciones se efectuará según se indica en los apartados que siguen partiendo de acciones ponderadas según los criterios expuestos en los Artículos 41° y 42°.

46.1. Acciones directas

Como norma general, la determinación de las sollicitaciones se podrá efectuar con arreglo a los principios de la Mecánica Racional, complementados con las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y de la Elasticidad, obteniendo las rigideces de los elementos estructurales a partir de las secciones brutas tal como se definen en 51.2.2. No obstante si ha lugar, se tendrá en cuenta, para el cálculo de las sollicitaciones, el comportamiento no lineal de las estructuras, ya sea causado por grandes deformaciones, por la fisuración, o por la entrada en régimen no elástico de los materiales. Para poder realizar estos cálculos será necesario, en general, conocer las relaciones momentos-curvaturas o momentos-rotaciones, así como los valores límites de estas últimas, para elementos estructurales análogos a los de la estructura en estudio.

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 elegido 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 se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- a) rigidez perfecta de apoyos.
- b) rotura de la pieza por agotamiento de la armadura de tracción.

Comentarios

Se recuerda que el cálculo de las placas con arreglo a la teoría de la Elasticidad, exige el conocimiento previo de sus condiciones reales de funcionamiento, especialmente en lo relativo a:

- forma geométrica de la placa.
- naturaleza de las cargas.
- rigidez de los apoyos y
- acción de las vigas de bordes, si las hay.

La aplicación del método elástico, adoptando para los puntos anteriores unas condiciones que sean distintas de las reales, puede conducir en muchos casos a resultados erróneos.

La validez de la teoría de las líneas de rotura, está comprobada cuando las placas se arman con aceros de dureza natural que presentan un escalón de cadencia. Aunque con otros tipos de aceros no se poseen suficientes datos experimentales, los reunidos hasta la fecha parecen indicar que los resultados del cálculo se colocan del lado de la seguridad.

Conviene señalar que, si se utiliza esta teoría de las líneas de rotura, debe prestarse especial atención a las sollicitaciones de esfuerzo cortante y punzonamiento, puesto que dicha teoría no las tiene en cuenta en sus hipótesis de partida.

Asímismo debe recordarse que, siendo éste un cálculo en agotamiento, es preciso efectuar, además, en todos los casos, las oportunas comprobaciones relativas a

46.2. Acciones indirectas

Las solicitaciones originadas por las deformaciones impuestas, podrán calcularse en régimen elástico o, si ha lugar, teniendo en cuenta la respuesta no lineal de los materiales de la estructura, en particular del hormigón.

Comentarios

Cuando se tiene en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura para el cálculo de los efectos originados por las deformaciones impuestas, los fenómenos de fluencia, plasticidad o fisuración del hormigón, se consideran normalmente, como formando parte de la respuesta de la estructura frente al sistema de tensiones originado por aquéllas. Procediendo de este modo, se comprende que los efectos de las deformaciones impuestas no son importantes más que en la

fase elástica, cuando los materiales presentan una pequeña deformabilidad. Por el contrario, estos efectos son más débiles en presencia de grandes deformaciones anelásticas, tales como las originadas por fisuración generalizada y la deformación plástica que preceden a los estados límites últimos. Por tanto, la importancia de las solicitaciones debidas a deformaciones impuestas, en relación con los estados límites de agotamiento, es, en general, pequeña.

46.3. Acciones debidas al pretensado

En relación con los estados límites de agotamiento por flexión, no es necesario calcular las solicitaciones producidas por el pretensado en las estructuras isostáticas, bastando con tener en cuenta las predeformaciones aplicadas a las armaduras activas y al hormigón, según los criterios expuestos en 47.2. Para las estructuras hiperestáticas, por el contrario, será necesario tener en cuenta los esfuerzos hiperestáticos introducidos por el pretensado, calculados a partir del sistema de cargas equivalente del mismo (véase 37.3.). Sin embargo, y siempre que el esfuerzo hiperestático introducido por el pretensado sea favorable, el proyectista analizará cuidadosamente la posible reducción de tal esfuerzo hiperestático, al alcanzarse el estado límite último en estudio por efecto de la pérdida de proporcionalidad entre la tensión y la deformación de la armadura activa, en las proximidades del aquel estado. Para el estudio de los estados límites de agotamiento por solicitaciones tangentes, en particular por esfuerzos cortantes, los métodos de comprobación propuestos requieren, en cualquier caso, conocer los efectos de las fuerzas de pretensado sobre las secciones de hormigón (véase Artículo 48º).

Comentarios

Se llama la atención en el articulado sobre el hecho de que los esfuerzos hiperestáticos de pretensado, pueden modificarse sensiblemente durante un proceso de carga que aumenta proporcionalmente hasta producir el agotamiento de la estructura. En efecto, aquellos esfuerzos hiperestáticos de pretensado, se deducen a partir de las acciones indicadas en el Artículo 39º, según una distribución inicial de fuerza de pretensado a lo largo del trazado de la

armadura. Cuando, por aumentar las acciones exteriores, se llega a situaciones próximas al estado límite de agotamiento de la estructura, las armaduras activas pueden quedar sometidas a deformaciones muy por encima de su campo elástico, no produciéndose incrementos proporcionales de la fuerza de pretensado, y modificándose, en consecuencia, los hiperestáticos correspondientes.

46.4. Acciones debidas al proceso constructivo

Cuando la construcción de la obra dé lugar a fases sucesivas de descimbramiento, de tesado o de puesta en carga, puede ser necesario comprobar las condiciones de la estructura frente al agotamiento, en un cierto número de estas fases. La determinación de las solicitaciones

correspondientes se realizará, en cada caso, según el método apropiado, de acuerdo con lo expuesto anteriormente, a partir de las acciones que actúan en cada fase.

Comentarios

Se recuerda que cuando se modifica durante la construcción el esquema estático de la estructura, mediante la introducción de vínculos retardados, la fluencia del hormigón

puede modificar, a lo largo del tiempo, de forma sensible, la distribución de esfuerzos en aquélla.

46.5. Datos generales para el cálculo de solicitaciones

Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas, la menor de las dos longitudes siguientes:

- a) la distancia entre ejes de apoyo.
- b) la luz libre, más el canto.

Para el cálculo de solicitaciones en estructuras hiperestáticas formadas por piezas prismáticas o asimilables a ellas, podrá tomarse, para los momentos de inercia de las mismas, los de las secciones brutas reales correspondientes, entendiéndose por tales las que resultan de considerar únicamente las dimensiones geométricas de contorno, sin deducción de ninguno de los taladros correspondientes a las armaduras activas, ni solidarización de las pasivas.

Artículo 47°. Cálculo resistente de secciones sometidas a solicitaciones normales

47.1. Definición de la sección

47.1.1. Dimensiones de la sección

Para la obtención de las solicitaciones de agotamiento de una sección, ésta se considerará con sus dimensiones reales en la fase de construcción -o de servicio- analizada, excepto en piezas de sección en T, I o similares, para las que se tendrán en cuenta las anchuras eficaces de las cabezas.

47.1.2. Sección resistente

A efectos de cálculos correspondientes a los estados límites de agotamiento por solicitaciones normales, la sección resistente de hormigón se obtiene de las dimensiones de la pieza, deduciendo los huecos, correspondientes a taladros de pretensado, anclajes, etc., que no podrán considerarse como resistentes aunque estén rellenos por la inyección correspondiente.

47.2. Principios generales de cálculo

El cálculo de la solicitación de agotamiento de las secciones se efectuará a partir de las hipótesis generales siguientes:

- a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, según se detalla en 47.3.
- b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana, para piezas en las que la relación l_0/h , de la distancia entre puntos de momento nulo al canto total, es superior a 2.

Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

Las deformaciones totales de las armaduras activas adherentes se obtienen sumando a la deformación ε_p del hormigón que las envuelve, considerada a partir del estado de neutralización, el término.

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{po}$$

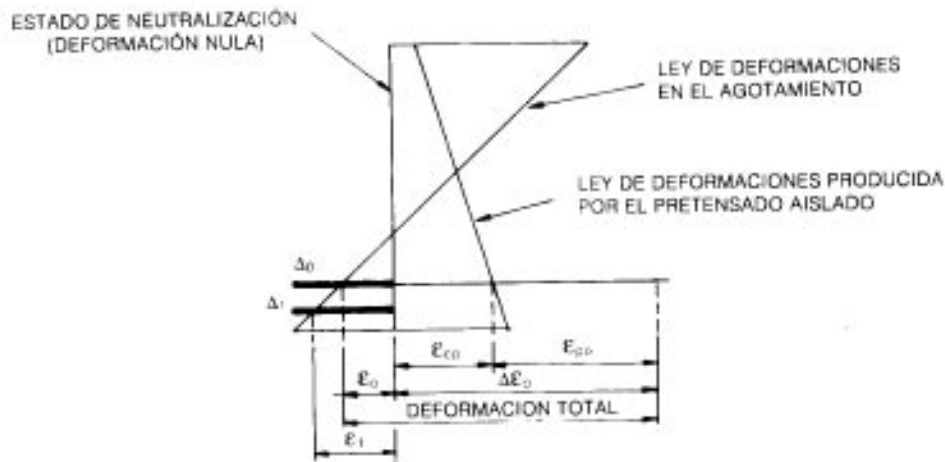


Figura.47.2.a.

siendo:

ϵ_{cp} =deformación del hormigón bajo la acción aislada del pretensado total en la fase considerada, y teniendo en cuenta las pérdidas calculadas en la sección homogeneizada (ver Artículo 5º)

ϵ_{p0} = deformación de la armadura activa adherente considerada en la situación anteriormente descrita.

Se entiende por fuerza de neutralización del pretensado aquélla que aplicada sobre la sección, en ausencia de solicitaciones exteriores, anula las tensiones que la fuerza de pretensado produce sobre el hormigón. Estado de neutralización es el que resulta de considerar la sección sin solicitaciones exteriores y con la fuerza de neutralización aplicada.

c) El diagrama de cálculo-deformación del hormigón es el que se define en el apartado 35.6.a. No se considerará la resistencia del hormigón en tracción.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas, es el que se define en 34.4.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras activas, es el que se define en 34.7.

d) Se aplicarán a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos. De esta forma podrá calcularse la sollicitación resistente mediante la integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras activas y pasivas.

Comentarios

En el caso en que $l_0/h \leq 2$, se aplicarán las prescripciones correspondientes a vigas de gran canto.

Respecto al estado de neutralización, véase la figura 47.2.b.

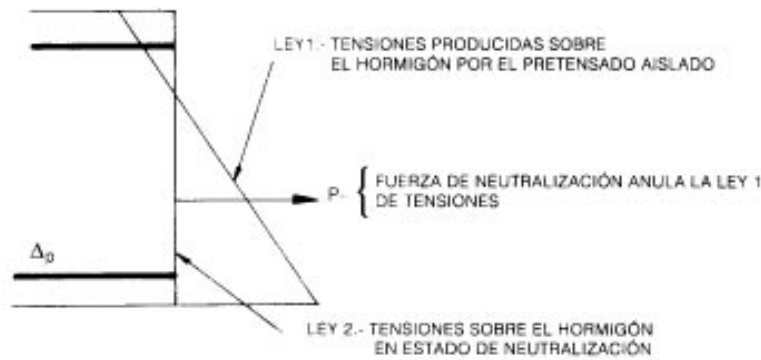


Figura.47.2.b.

47.3. Dominios de deformación

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios (figura 47.3).

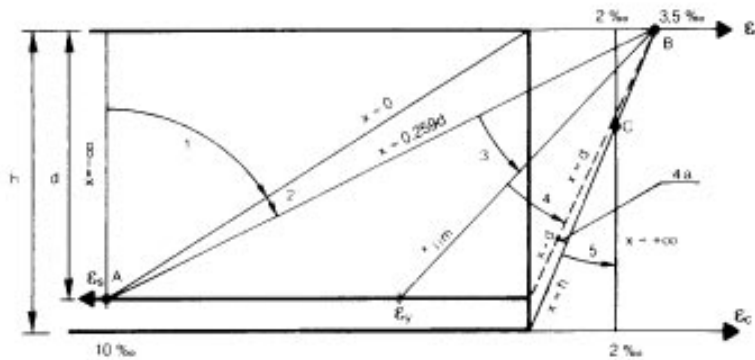


Figura.47.3.

Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero pasivo más traccionado del 10 por 1.000.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón $\epsilon_{cu} = 3,5$ por 1.000. El alargamiento de la armadura pasiva más fraccionada está comprendido entre el 10 por 1.000 y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura pasiva más transformada está comprendido entre ϵ_y y 0.

Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión, $\epsilon_{cu} = 2$ por 1.000.

Comentarios

Los dominios de deformación corresponden a todas las sollicitaciones normales de una manera continua, desde la tracción simple

hasta la compresión simple al variar la profundidad del eje neutro x desde $-\infty$ a $+\infty$.

Se denomina eje neutro de una sección a la recta de deformación nula. Su distancia a la fibra más comprimida se designa por x .

Se limita el alargamiento del acero pasivo al 10 por 1.000 por considerar que se alcanza el agotamiento por exceso de deformación plástica.

El acortamiento máximo del hormigón se fija en 3,5 por 1.000 en flexión y en 2,0 por 1.000 en compresión simple.

Dominio 1: La profundidad del eje neutro varía desde $x = -\infty$ ($\varepsilon_s = \varepsilon_c = 10$ por 1.000) hasta $x = 0$ ($\varepsilon_s = 10$ por 1.000, $\varepsilon_c = 0$).

Dominio 2: La profundidad del eje neutro varía desde $x = 0$, hasta $x = 0,259 d$, que corresponde al punto crítico en que ambos

materiales alcanzan sus deformaciones máximas: $\varepsilon_x = 10$ por 1.000 y $\varepsilon_c = 3,5$ por 1.000.

Dominio 3: La profundidad del eje neutro varía desde $x = 0,259 d$, hasta $x = x_{lim}$ profundidad límite en que la armadura pasiva más traccionada alcanza la deformación ε_y correspondiente a su límite elástico.

Dominio 4: La profundidad del eje neutro varía desde $x = x_{lim}$ hasta $x = d$, en donde la armadura pasiva más traccionada tiene una deformación $\varepsilon_s = 0$.

Dominio 4a: La profundidad del eje neutro varía desde $x = d$, hasta $x = h$, en donde todo el hormigón empieza a estar comprimido.

Dominio 5: La profundidad del eje neutro varía desde $x = h$, hasta $x = +\infty$, es decir, hasta la compresión simple.

47.4. Comprobación de una sección

Dada una sección que se desea comprobar, resulta posible, a partir de los principios generales enunciados en 47.2. definir por puntos el diagrama de interacción de cálculo de la misma. Este diagrama es una superficie continua y cerrada que representa el conjunto de solicitaciones normales resistentes de cálculo $R_u = (M_{xu}, M_{yu}, N_u)$ correspondientes al estado límite de agotamiento de la sección. Si el problema es de flexión recta, el diagrama de interacción es una curva plana $R_u = (M_u, N_u)$.

Para la comprobación de la sección es necesario verificar que la solicitación exterior de cálculo $R_d = (M_{xd}, M_{yd}, N_d)$ correspondiente al estado límite considerado, es interior al diagrama de interacción. Admitido que el diagrama de interacción R_u es convexo, puede ser sustituido por una poligonal cualquiera inscrita en el mismo.

En virtud de la convexidad del diagrama de mal exterior de cálculo es una fuerza N_d que actúa con excentricidades e_x, e_y , la verificación se reduce a encontrar la fuerza del mismo signo N_u que produce el agotamiento con las mismas excentricidades y comprobar $|N_d| \leq |N_u|$. Si la solicitación normal exterior de cálculo es un momento (flexión simple) M_d , la verificación se reduce a encontrar el momento M_u que, siendo del mismo signo y actuando en el mismo plano que el exterior, produce el agotamiento, y comprobar $|M_d| \leq |M_u|$.

Comentarios

Para la comprobación se admiten métodos analíticos o gráficos. En particular, para las secciones de formas y disposiciones de armaduras más habituales en la práctica, resulta conveniente establecer diagramas de

interacción adimensionales con cuantías de armadura activa o pasiva variables, que permiten la comprobación y dimensionamiento inmediatos de la sección.

47.5. Excentricidad mínima

En soportes y elementos de función análoga toda sección sometida a una solicitación normal exterior de compresión N_d debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad ficticia, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:

$$h/20 \text{ y } 2 \text{ cm.}$$

contada a partir del centro gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable.

47.6. Caso de armaduras activas no adherentes

Para el cálculo de agotamiento de secciones con armaduras activas no adherentes sometidas a solicitaciones normales y salvo justificación especial se podrá comprobar la sección basándose en una de las dos hipótesis siguientes:

- a) Las armaduras no adherentes son equivalentes a armaduras adherentes de la misma sección.
- b) Las armaduras no adherentes son equivalentes a armaduras adherentes con una sección igual al 70% de la sección de aquellas.

La justificación deberá hacerse basándose en la más desfavorable de las dos.

47.7. Método simplificado de cálculo

Son admisibles métodos simplificados de cálculo, siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de manera satisfactoria, con los correspondientes a las hipótesis establecidas en 47.2. Se admite, en particular, el método correspondiente a "diagrama rectangular" de tensiones en el hormigón, en agotamiento, cuyas hipótesis básicas son las siguientes:

- a) El agotamiento resistente se caracteriza por alcanzarse en la fibra más comprimida de hormigón la deformación $\epsilon_c = -0,0035$ (rotura del hormigón).
- b) Son válidas las hipótesis b) de 47.2.
- c) El diagrama de tensiones en el hormigón, correspondiente al agotamiento del mismo, se asimila a un rectángulo cuya base es igual a $0,85 f_{cd}$ y cuya altura es igual a:

$$y = 0,80 x \text{ cuando } x \leq h$$

$$y = x \frac{x - 0,8 h}{x - 0,75 h} \cdot h \text{ cuándo } x > h$$

siendo x la profundidad de la fibra neutra de deformaciones. Cualquiera que sea el tipo de acero utilizado para las armaduras pasivas; su diagrama de cálculo puede asimilarse al de un acero de dureza natural del mismo límite elástico. La resistencia de cálculo para las armaduras pasivas en compresión, se considerará limitada a 420 N/mm^2 .

En el caso de armaduras pasivas se admite que si la distancia d' del centro de gravedad de la armadura de compresión a la fibra más comprimida, no es superior al 15% del canto total, la tensión de dicha armadura, al llegar al agotamiento, es igual a la resistencia de cálculo en compresión del acero.

Si existen armaduras activas A'_p en la zona de compresión, a una distancia de la fibra más comprimida inferior a $0,15 h$, se podrá considerar, en el agotamiento:

$$\sigma'_p = E_p (\epsilon_{po} + \epsilon'_{cp} - 0,002)$$

teniendo ϵ_{po} y ϵ_{cp} los mismos significados indicados en 47.2 para ϵ_{po} y ϵ_{cp}

- d) Se aplicarán a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos, deduciéndose la solicitación de agotamiento, en función de las condiciones de compatibilidad de deformaciones, mediante la integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras.

Comentarios

Las hipótesis expuestas conducen a los diagramas de deformaciones y de tensiones de la figura 47.7

correspondiente al agotamiento.

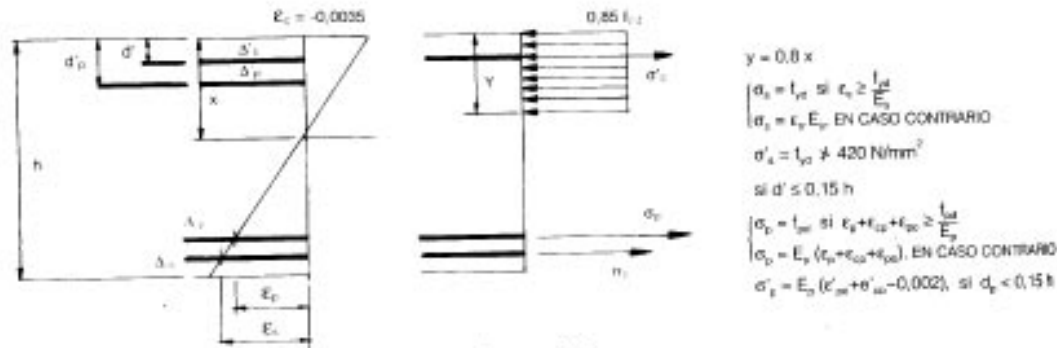


Figura 47.7

En el caso de flexión simple, resulta práctico partir del supuesto inicial de que $\sigma_p = f_{pd}$ y $\sigma_s = f_{yd}$, deduciendo, mediante las condiciones de equilibrio, la profundidad del rectángulo de compresiones. A partir de x se deducirá a continuación el valor de ϵ_p y de ϵ_s ,

comprobando entonces si el supuesto inicial fue cierto, cosa que ocurre generalmente. Si la cuantía de armadura de tracción es supracrítica, no se cumplirá el supuesto inicial y será necesario recurrir a las ecuaciones de compatibilidad.

47.8. Disposiciones relativas a las armaduras

En todos aquellos casos en los que el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, bajo la acción de las cargas exteriores -excluida la acción del pretensado-, la armadura resistente longitudinal deberá cumplir las limitaciones siguientes:

a) secciones rectangulares:

$$A_p(0,4 f_{pd} - 50) \frac{d_p}{d_s} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,04 b \cdot h \cdot f_{cd}$$

b) secciones T,I, cajón o similares:

$$A_p(0,4 f_{pd} - 50) \frac{d_p}{d_s} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,15 A_c - f_{cd}$$

donde:

- d_p = distancia de la resultante de esfuerzos en la armadura activa, a la fibra más comprimida.
- d_s = distancia de la resultante de esfuerzos en la armadura pasiva, a la fibra más comprimida.
- A_c = Area de la sección de la cabeza de tracción.

Todas las unidades expresadas en Newton v centímetros.

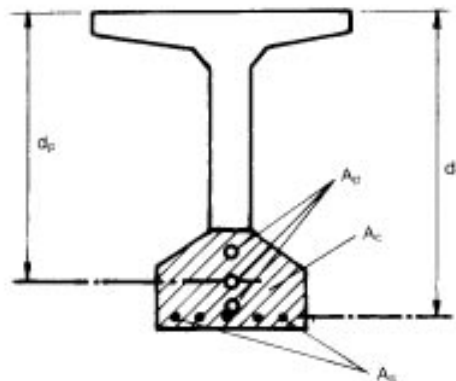


Figura 47.8

En cualquier caso, si existen armaduras pasivas en compresión, para poder tenerlas en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos, cuya separación s sea igual o inferior a quince veces el diámetro \varnothing_d de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro \varnothing_t sea igual o superior a $1/4 \varnothing_g$, siendo \varnothing_g el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación entre cercos es inferior a $15 \varnothing_d$, su diámetro \varnothing_t podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación s siga siendo la misma que cuando se adopta

$$\varnothing_t = \frac{1}{4} \varnothing_g; \quad y \quad s = 15 \varnothing_d$$

La armadura pasiva longitudinal resistente, o la de piel, habrá de quedar distribuida convenientemente, de forma que la distancia entre dos barras consecutivas cumpla las siguientes limitaciones:

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

$s \leq$ tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento alma o alas, en las que vayan situadas.

Comentarios

La limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar que, debido a la insuficiencia de dicha armadura para asegurar la transmisión

de los esfuerzos en el momento en que el hormigón se fisura, pueda romperse la pieza sin aviso previo al alcanzar el hormigón su resistencia en tracción.

Artículo 48°. Cálculo resistente de secciones sometidas a solicitaciones tangentes

48.1. Resistencia a esfuerzo cortante

48.1.1. Consideraciones generales

Dados los conocimientos actuales sobre la resistencia de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes se establece un método general de cálculo, llamado "regla de cosido" (48.1.2.) que deberá utilizarse en todos aquellos elementos estructurales o partes de los mismos que, presentando estados planos de tensión o asimilables a tales, estén sometidos a solicitaciones tangentes según un plano conocido y no correspondan a los casos particulares tratados de forma explícita en esta Instrucción, tales como elementos lineales (48.1.3.), placas y losas (48.1.4.).

Comentarios

La "regla de cosido" a que se refiere el articulado, no es más que una generalización del método de las bielas de Ritter-Morsh que proporciona resultados que se sitúan del lado de la seguridad respecto a los deducidos experimentalmente. Por ello, siempre que existe un número suficientemente grande de tales resultados experimentales como para permitir, de forma segura, deducir métodos de cálculo con los que se consigue aprovechar mejor la capacidad resistente de los elementos estructurales ensayados, aquellos

se proponen en la presente Instrucción como métodos particulares de cálculo. Tal ocurre, en particular, con las vigas o elementos lineales, sometidos a flexión simple o compuesta, de cuya extensa experimentación se ha podido extraer un profundo conocimiento de su comportamiento resistente. La misma razón ha conducido a dar un tratamiento particular, en el marco de este artículo, a las estructuras superficiales planas sometidas a cargas normales a su plano.

48.1.2. Regla de cosido

Toda sección de un elemento, según un plano P cualquiera, sobre la que las acciones exteriores originan tensiones tangenciales debe ser atravesada por armaduras transversales (de cosido), convenientemente ancladas a ambos lados de aquel plano P , calculadas según la expresión siguiente (regla de cosido. Véase fig. 48.1.2.).

$$2A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \sin \alpha \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \geq \tau_d \cdot b_0$$

La notación utilizada tanto en este apartado como en todos los de 48.1. es la siguiente:

b_0 = Anchura neta del elemento, es decir, descontando huecos, si los hay.

A_{α} = Sección, por unidad de longitud, según el plano P, de cada grupo de armaduras transversales que atraviesan el plano P y forman un ángulo α con el mismo.

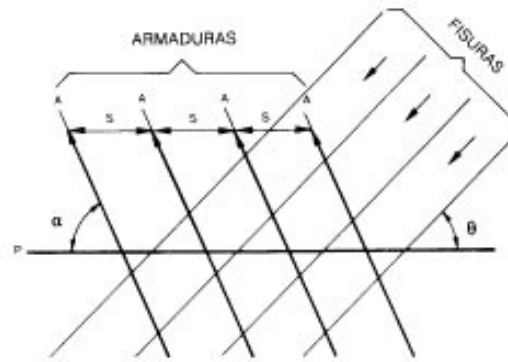


Figura 48.1.2.

$f_{y\alpha,d}$ = Resistencia de cálculo de las armaduras transversales, igual a:

- Para armaduras pasivas:

$$f_{yd} \geq 420 \text{ N/mm}^2$$

- Para armaduras activas:

- Si están aisladas, $f_{pyd} > \sigma_{p\infty} + 420 \text{ N/mm}^2$

- Si están combinadas con pasivas, el menor de los dos valores:

τ_b = tensión tangencial de cálculo en el plano P, a partir de la anchura neta b_0 .

θ = Ángulo de inclinación sobre el plano P, de las fisuras oblicuas posibles deducido de la expresión:

$$\cot g \theta = \frac{\sqrt{f_{ct,k}^2 - f_{ct,k}(\sigma_{xd} \delta_{yd})}}{f_{ct,k} - \sigma_{yd}}$$

siendo:

$f_{ct,k}$ = resistencia de proyecto a tracción del hormigón.

σ_{xd}, σ_{xy} = tensiones normales de cálculo, paralela y perpendicular a P respectivamente.

Las tensiones σ_{xd}, σ_{xy} y τ_d se obtendrán a partir de las acciones de cálculo, incluido el pretensado, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad y en el supuesto de hormigón no fisurado.

Por otra parte, para asegurar que no se produce el agotamiento por compresión del hormigón deberá comprobarse:

$$\tau_d \leq 0,6 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

Comentarios

La "regla de cosido" es una generalización de la teoría de las bielas de Ritter-Morsh, estableciendo un criterio para definir el ángulo θ de inclinación de las bielas, que queda del lado de la seguridad.

En el caso de que el ángulo α sea de 90° ó de 45° , la expresión que proporciona la armadura se transforma en:

$$\text{para } \alpha = 90^\circ, \sum A_{90} \cdot f_{y\alpha d} = \frac{\tau_d \cdot b_0}{\cot g \theta}$$

$$\text{para } \alpha = 45^\circ, \sum A_{45} \cdot f_{y\alpha d} = \tau_d \cdot b_o = \frac{2}{1 + \cot g\theta}$$

$$\cot g\theta = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,k}}}$$

En el caso frecuente de que $\sigma_{yd} = 0$, la expresión de $\cot g\theta$ es:

Se recuerda que en las expresiones del articulado, se consideran positivas las tensiones de tracción y negativas las de compresión. La resistencia $f_{ct,k}$ se considera siempre como un valor positivo.

48.1.3. Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales

Las prescripciones incluidas en los diferentes párrafos de este apartado son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axil (compresión o tracción).

A los efectos de este apartado se entiende por elementos lineales a aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cinco veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva.

48.1.3.1. Definición de sección

Para los cálculos correspondientes al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante, las secciones se considerarán con sus dimensiones reales en la fase analizada. Excepto en los casos en que se indique lo contrario, la sección resistente del hormigón se obtiene a partir de las dimensiones reales de la pieza, deduciendo un medio de los huecos correspondientes a los conductos de pretensado que cruzan la sección y que no podrán considerarse como totalmente resistentes aunque estén rellenos por la inyección correspondiente. En particular, el espesor neto del alma de una pieza en una fibra determinada, se obtiene deduciendo de su espesor bruto la mitad de la suma de los diámetros de las vainas situadas en dicha fibra.

Comentarios

Debe tenerse presente que, en situaciones provisionales o definitivas en las que las vainas no se encuentren inyectadas, para obtener la sección resistente de hormigón habrá que deducir de las dimensiones reales de la pieza la totalidad de los huecos correspondientes a los conductos de pretensado.

Para piezas de formas especiales, cuya sección transversal no sea rectangular, en T o en I, el proyectista podrá asimilarlas a piezas ficticias de alguna de aquellas secciones, haciendo tal asimilación de forma que se asegure que la resistencia del elemento real sea igual o superior a la del ficticio supuesto. En este caso, las dimensiones de la sección a que se hace referencia en este apartado serán las de la sección ficticia considerada.

48.1.3.2. Esfuerzo cortante efectivo

Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante efectivo, V_{rd} , dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

donde:

- V_d = valor de cálculo del esfuerzo cortante, producido por las acciones exteriores.
- V_{pd} = valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio, tomada dicha fuerza con su valor ponderado.
- V_{cd} = valor de cálculo de la componente paralela a la sección, de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

El término V_{pd} , se deduce del pretensado con su valor medio y sin incluir, un coeficiente de minoración $\gamma_p > 1$, para tener en cuenta, en

cierto modo, el incremento de la tensión final de la armadura activa cuando el hormigón se descomprime (Véase Artículo 41°).

48.1.3.3. Definición de las zonas de comprobación

A efectos de las comprobaciones relativas al agotamiento por esfuerzo cortante se distinguen dos zonas:

- Zona AB, caracterizada por la condición

$$\sigma_{c1,d} < f_{ct,k}$$

- Zona C, caracterizada por la condición

$$\sigma_{c1,d} \geq f_{ct,k}$$

siendo:

$\sigma_{c1,d}$ = tensión normal que aparece en la fibra extrema de la cabeza más traccionada, o menos comprimida, determinada en el supuesto de comportamiento elástico de los materiales y de integridad del hormigón, bajo la actuación de los esfuerzos normales de cálculo más desfavorables.

Comentarios

El mecanismo de resistencia de una viga a esfuerzo cortante depende esencialmente de su modo de fisuración bajo las acciones de cálculo.

En principio, convendría distinguir las tres zonas siguientes:

- Zona A, en la cual el agotamiento por cortante aparece sin fisuración de ninguna clase. Esta zona se encuentra, en la mayoría de los casos, en las proximidades de los apoyos simples y de los puntos de momento nulo, donde el pretensado basta para limitar en toda la altura de la sección, los valores de las tensiones principales de tracción por debajo de la resistencia de rotura del hormigón a tracción. La rotura por cortante, en esta zona, aparece por compresión principal en el alma.

- Zona B, en la cual, antes de producirse el agotamiento por esfuerzo cortante, y sin que se fisure la cabeza de tracción aparecen fisuras inclinadas que nacen en el alma cuando la tensión principal de tracción σ_1 , calculada en el supuesto de integridad del

hormigón, alcanza el valor de la resistencia a tracción del mismo. En este caso, al alcanzarse la rotura, tanto la fisuración del alma como la redistribución del mecanismo resistente de la pieza quedan muy limitados.

- Zona C, en la cual, las fisuras inclinadas, que aparecen generalizadas al sobrevenir el agotamiento resistente, se desarrollan a partir de las fisuras de flexión, en aquellas zonas donde los momentos flectores son grandes o el pretensado escaso. En este caso, tanto la fisuración como la redistribución de esfuerzos interiores, buscando un mecanismo resistente adecuado, son muy amplias, resultando para estas zonas un comportamiento más similar al de las piezas de hormigón simplemente armado.

Las dos zonas A y B se han agrupado, a efectos de comprobación, en una sola, AB, razón por la cual el criterio de separación de las zonas AB y de la zona C lo determina exclusivamente la posibilidad de fisuración por flexión de la sección.

48.1.3.4. Comprobaciones que hay que realizar

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde:

V_{rd} = esfuerzo cortante reducido de cálculo definido en 48.1.3.2.

V_{u1} = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u2} = esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

48.1.3.4.1. Obtención de V_{u1}

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,60 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot b_0 \cdot d$$

expresión en la que $\cotg \alpha > 0,6$

48.1.3.4.2. Obtención de V_{u2}

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

donde:

V_{su} = contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

V_{cu} = contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

a) Cálculo de V_{su}

$$V_{su} = \Sigma A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha} \cdot 0,9 d \cdot \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

donde:

$$\cot g \theta = \frac{\sqrt{f_{ct,k}^2 - f_{ct,k}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd} + \sigma_{xd} \sigma_{yd})}}{f_{ct,k} - \sigma_{yd}}$$

sin limitación alguna en la zona AB y con la limitación $0,5 \leq \cotg \theta \leq 2$ en la zona C.

d = canto útil.

σ_{xd} y σ_{yd} se obtendrán en la fibra baricéntrica de la sección.

b) Cálculo de V_{cu}

En la zona C,

$$V_{cu} = V_{cuo} \left[1 + \frac{M_o}{M_d} (2 - \cot g \theta) \right] \left[1 - \frac{V_{rd}}{3 V_{cuo}} (\cot g \theta - 1) \right] \leq 0$$

Con la limitación

$$\left[1 + \frac{M_o}{M_d} (2 - \cot g \theta) \right] \geq 2$$

donde:

M_o = momento de descompresión de la sección en estudio.

M_d = momento de cálculo concomitante con V_d .

V_{cuo} = $f_{cv} \cdot b_0 \cdot d$, con $f_{cv} = 0,16$

En la zona AB puede considerarse que, cualquiera que sea el valor de $\cotg \theta$

$$V_{cu} = V_{cuo}$$

Comentarios

Si la fibra baricéntrica queda situada en una de las dos cabezas de la sección, en el cálculo de $\cotg \theta$ se utilizarán los valores de σ_{xd} y σ_{yd} que aparecen en la fibra de unión del alma con la cabeza correspondiente, siempre que aquellos valores sean inferiores a los obtenidos en la baricéntrica.

Los cálculos correspondientes al estado límite de agotamiento por cortante de un elemento lineal, están basados en el método clásico de Kitter-Morsh, teniendo en cuenta una inclinación de la fisura sobre el eje de la viga variable según la compresión longitudinal aplicada y tomando en consideración la aportación de la cabeza comprimida a la resistencia frente a esfuerzos cortantes, deducida de resultados experimentales, aportación que se introduce a través del término V_{cu} .

48.1.3.4.3. Casos especiales de carga

A los efectos exclusivos de las comprobaciones de 48.1.3.4.1. y 48.1.3.4.2. y 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 todo o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta en la región de la pieza comprendida entre esas dos fuerzas.

Cuando se somete una viga a una carga colgada, aplicada a un nivel tal que quede fuera de la cabeza de compresión de la viga, se dispondrán las oportunas armaduras transversales, (armaduras de suspensión), convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente a aquella cabeza de compresión.

Por otra parte, en las zonas extremas de las piezas pretensadas, y en especial en los casos de armaduras activas pretesas ancladas por adherencia, será necesario estudiar el efecto de la introducción progresiva de la fuerza de pretensado en la pieza, valorando esta fuerza en cada sección con arreglo a lo indicado en el Artículo 50º.

Comentarios

El efecto de la fuerza de pretensado en la comprobación a cortante es doble, ya que reduce el esfuerzo aplicado al hormigón (V_{rd}) e introduce tensiones normales de compresión en la sección que son favorables en cuanto que ayudan a reducir las tensiones principales de tracción y a situar la zona en estudio de la pieza en zona AB (véase 48.1.3.4.). Es, pues, necesario valorar prudentemente aquella fuerza de pretensado. Por ello se llama la atención sobre el hecho

Conviene recordar, al igual que se hizo en el comentario del 48.1.2, que en el caso frecuente del pretensado transversal nulo ($\sigma_{yd} = 0$), la expresión de $\cotg \theta$ es:

$$\cotg \theta = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,k}}}$$

Hay que tener en cuenta que si el esfuerzo normal sobre la sección es de tracción, el término

$$\frac{M_o}{M_d}$$

se puede hacer negativo, por lo que se recomienda que si N es de tracción, se considere $V_{cu} = 0$.

de que en las zonas de una pieza, próximas al anclaje de las armaduras activas, particularmente cuando tal anclaje se realiza exclusivamente por adherencia, la fuerza de pretensado crece progresivamente, desde un valor nulo en la sección extrema hasta alcanzar su valor total a una cierta distancia de la misma. Es frecuente que las secciones de apoyo se encuentren incluidas en esta zona, y al comprobarlas a esfuerzo cortante

48.1.3.5. Disposiciones relativas a las armaduras

48.1.3.5.1. Armaduras transversales

La separación s_t entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones

$$\begin{aligned}s_t &\leq 30 \text{ cm.} \\ s_t &\leq 0,85 d \\ s_t &\leq 3 b\end{aligned}$$

siendo el valor d_1 el valor definido en 48.1.3.4.2. Además, si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán las prescripciones de 47.8.

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.

Todo elemento lineal debe llevar una armadura transversal, llamada de alma, compuesta de barras paralelas a las caras laterales del alma y ancladas eficazmente en una y otra cabeza.

Estas armaduras deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45° y 90° , inclinadas en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores, al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

Las armaduras que constituyen la armadura transversal pueden ser activas o pasivas, aisladas o combinadas.

La cuantía mínima de tales armaduras debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} \cdot f_{ya,d}}{\sin \alpha} \geq 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b$$

donde:

b = espesor bruto del alma.

48.1.3.5.2. Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales de flexión, activas y pasivas, situadas a una distancia d_1 respecto a la cara más comprimida, han de ser capaces de absorber un incremento de tracción respecto a la producida por M_d , igual a:

$$\Delta T = \left(V_{rd} - \frac{V_{su}}{2} \right) \cot g \theta - \frac{V_{su}}{2} \cot g \alpha$$

En particular, si toda la armadura activa se ha alejado de la fibra más traccionada y no se ha previsto armadura pasiva que colabore a la resistencia a flexión, será necesario colocar una armadura pasiva longitudinal, abrazada por los estribos, con una sección mínima igual a:

$$A_{si} f_{yd} = \left(V_{rd} - \frac{V_{su}}{2} \right) \cot g \theta - \frac{V_{su}}{2} \cot g \alpha$$

Las prescripciones anteriores no son necesarias en las zonas AB de un elemento lineal.

Se recuerda también la conveniencia de disponer armaduras de piel longitudinales en piezas de canto superior a 60 cm.

48.1.3.6. Unión de las alas de una viga con el alma

Para el cálculo de las tensiones tangenciales en las alas de las cabezas de vigas en T, I, en cajón o similares se aplicará la regla de cosido de 48.1.2. La tensión τ_d a que se hace referencia en dicha regla, es la tensión tangencial media de cálculo que aparece en el plano P, paralelo al alma, de arranque de las alas, o en otro plano cualquiera paralelo al de arranque, si resulta más desfavorable.

Comentarios

El valor de τ_d se obtiene a partir del esfuerzo que debe ser transmitido al alma por unidad de longitud. Este esfuerzo corresponderá a la compresión en el hormigón para las cabezas comprimidas, y a la tracción en las armaduras, para las traccionadas.

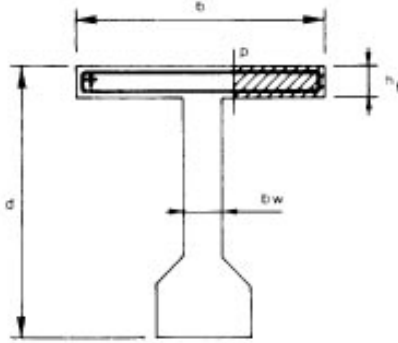


Figura 48.1.3.6.a.

Es posible tener en cuenta el efecto favorable de las tensiones normales utilizando en el cálculo de la "regla de cosido" una compresión σ_{xd} , deducida para la fibra media de dicha cabeza y para la hipótesis de carga utilizada para la obtención de τ_d .

b) ala traccionada: fig. 48.1.3.6.b)

$$\tau_d = V_{rd} \frac{b - b_w}{2b} \frac{1}{0,8 h h_f}$$

Por tanto, y de forma aproximada, se pueden obtener los valores de τ_d mediante las siguientes expresiones:

a) ala comprimida: fig. 48.1.3.6.a)

$$\tau_d = V_{rd} \frac{A_0}{A} \frac{1}{0,8 h h_f}$$

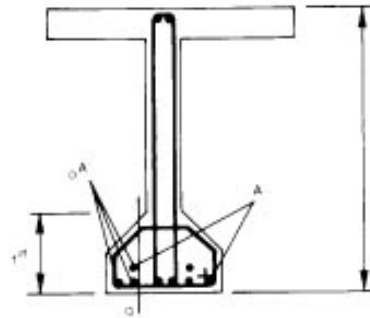


Figura 48.1.3.6.b.

siendo A la sección de armadura de tracción total y A_0 la sección de la misma armadura que queda, por fuera de los cercos del alma, del lado del plano "P".

Se supondrá en cualquier caso $\sigma_{xd} = 0$.

Es recomendable en cabezas de tracción con vuelos importantes, distribuir uniformemente la armadura principal de tracción por dichos vuelos.

48.1.3.7. Piezas compuestas

Para el cálculo de piezas estructurales compuestas (es decir constituidas por elementos de hormigón de diferente edad que se unen formando un todo) sometidas a esfuerzos cortantes, la resistencia de cada elemento y de la junta entre ambos, se estudiará de acuerdo con los apartados 48.1.2.1. a 48.1.3.6., teniendo en cuenta los puntos siguientes que están referidos al caso más común de elemento prefabricado pretensado con cabeza hormigonada "in situ".

Comentarios

Para el cálculo de la armadura de cosido a las almas de cabezas hormigonadas "in situ" sobre elementos prefabricados, no puede tenerse en cuenta el efecto favorable del pretensado más que si se ha introducido con posterioridad al endurecimiento del hormigón de la cabeza. Lo mismo puede decirse respecto a la unión al alma de las alas de tal cabeza.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que, en situación de agotamiento la cabeza comprimida puede quedar incluida por completo en el ala hormigonada "in situ", por lo que se ha de transmitir a través de la junta con el elemento prefabricado, la totalidad del volumen de compresiones.

Esta es la razón por la que se incluye la prescripción 48.1.3.7.2.b), necesaria en el

cálculo a esfuerzo cortante de secciones sometidas simultáneamente a fuertes momentos como, por ejemplo, en las secciones de apoyo de vigas continuas. Cuando no ocurra así, en el cálculo de la armadura de cosido en la junta, puede

utilizarse para V_{dr} el esfuerzo cortante deducido a partir de las cargas exteriores y del esfuerzo de pretensado introducidos con posterioridad al endurecimiento de la cabeza hormigonada "in situ".

48.1.3.7.1. Cálculos relativos al elemento prefabricado pretensado

- a) Las tensiones normales se obtendrán en función de las cargas actuantes -incluido el pretensado- y de la sección real existente en cada fase de comprobación.
- b) A efectos del cálculo de $\cotg \theta$, se tomará para σ_{xd} el valor más bajo de entre los que resulten para las distintas fibras baricéntricas correspondientes a cada fase. Cuando, como es corriente, la cabeza hormigonada "in situ" sea de compresión, podrá tomarse para σ_{xd} la que resulte en la fibra baricéntrica de la sección mixta final.
- c) El canto útil d , utilizado para el cálculo de V_{u1} y V_{u2} , se obtendrá a partir de la sección real existente en cada fase de comprobación.

48.1.3.7.2. Cálculos relativos a la cabeza hormigonada "in situ"

- a) Las tensiones normales se obtendrán en función exclusivamente de las acciones -incluido el pretensado- que se apliquen con posterioridad al endurecimiento del hormigón de la cabeza, a partir de las secciones existentes en cada fase.
- b) Para la obtención de V_{dr} se deducirá V_d a partir de las acciones exteriores totales, mientras que el cálculo de V_{pd} se tendrá en cuenta solamente el pretensado introducido con posterioridad al endurecimiento del hormigón de la cabeza. En cuanto a V_{cd} se deducirá en función de los V_d y V_{pd} así obtenidos.
- c) Es de aplicación el punto c) de 48.1.3.7.1.

48.1.3.7.3. Cálculos relativos a la junta entre elementos prefabricados y cabeza hormigonada "in situ"

- a) Es preceptiva la comprobación de la resistencia a esfuerzo cortante en esta junta.
- b) Es de aplicación lo indicado en los puntos a), b) y c) de 48.1.3.7.2.
- c) Por otra parte, y de no existir disposiciones especiales experimentalmente comprobadas, que aseguren la adherencia, se recomienda que la cuantía mínima de armadura del alma que cruce la junta entre el elemento prefabricado y la cabeza hormigonada "in situ" sea igual a vez y media la indicada en 48.1.3.5.1.

48.1.4. Resistencia a esfuerzo cortante de placas y losas

Las prescripciones incluidas en este apartado son de aplicación exclusivamente a elementos superficiales planos, de sección llena o aligerada, cargados normalmente a su plano medio.

48.1.4.1. Sección resistente

A efectos del cálculo de los esfuerzos cortantes de agotamiento, la anchura b_o de un nervio será la mínima a lo largo de su altura, deduciendo un medio de los huecos longitudinales correspondientes a los conductos de pretensado inyectado (Véase figura 48.1.4.1.).

En el caso de losas macizas, el cálculo se desarrollará para el cortante actuante sobre una anchura a .

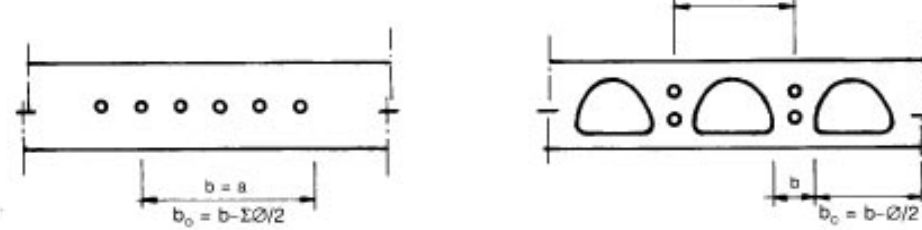


Figura. 48.1.4.1.

Comentarios

En situaciones provisionales o definitivas, en las que las vainas no estén inyectadas, para obtener la anchura b_o de un nervio habrá que deducir la totalidad de los huecos longitudinales correspondientes a los conductos de pretensado.

48.1.4.2. Comprobaciones que hay que realizar

Es necesario comprobar que se cumplen simultáneamente las dos condiciones:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

teniendo V_{rd} , V_{u1} , V_{u2} los mismos significados indicados en 48.1.3.4.

48.1.4.2.1. Obtención de V_{u1}

Es de aplicación lo indicado en 48.1.3.4.1.

48.1.4.2.2. Obtención de V_{u2}

a) Losas sin armadura transversal. Si no se disponen armaduras transversales, el esfuerzo cortante de agotamiento viene dado por:

$$V_{u2,a} = \left(1 + \frac{M_o}{M_d} \right) 0,50 V_{cuo} \xi (1 + 50 \rho_1)$$

donde:

$$\rho_1 = \frac{A_s A_p \cdot f_{yp} / f_{yd}}{b - d_1} \geq 0,02$$

es la cuantía geométrica ponderada de armadura longitudinal anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección en estudio.

$$\text{por otra parte } 1 + \frac{M_o}{M_d} \geq 2$$

En este caso, no se puede contar con V_{pd} , y se tendrá $V_{rd} = V_d$

b) Losas con armadura transversal.

Es de aplicación lo indicado en 48.1.3.4.2.

48.1.4.3. Disposiciones relativas a las armaduras

48.1.4.3.1. Armaduras transversales

a) La ausencia total de armadura transversal sólo está permitida si se cumplen las dos condiciones:

$$d \leq 0,8 \text{ m.}$$

$$a \leq 5 b \text{ (Véase fig.48.1.4.1.)}$$

b) En los casos en que no se cumplen las condiciones anteriores, o cuando

$$V_{rd} > V_{u2,a}$$

es de aplicación lo indicado en 48.1.3.5.1.

48.1.4.3.2. Armaduras longitudinales

En el caso de tener que disponer armadura transversal-caso b)-es de aplicación lo indicado en 48.1.3.5.2.

48.2. Torsión

48.2.1. Generalidades

Toda pieza prismática de hormigón pretensado que tenga sollicitación de torsión simple o acompañada de flexión y esfuerzo cortante, se calculará según este apartado con las armaduras longitudinal y transversal que a continuación se describen.

Armadura longitudinal, constituida por barras o tendones paralelos a su directriz, distribuidos a separación uniforme, no superior a 30 cm., en un contorno de lados paralelos al contorno exterior de la sección (Fig. 48.2.1.), a la distancia c_0 entre el centro de la armadura y el paramento más próximo, y teniendo una barra o tendón en cada esquina. El pretensado de la armadura longitudinal eleva el valor del momento torsor de fisuración, pero no el de agotamiento.

Armadura transversal constituida por cercos cerrados, con el solapo de empalme que prescribe el Artículo 19º, o con soldaduras en taller de resistencia no inferior a la del redondo del cerco, situados en planos normales a la directriz de la pieza.

RECUBRIMIENTO c_1 DE LA ARMADURA LONGITUDINAL Y DISTANCIA c_0 DEL CENTRO DE LA ARMADURA AL PARÁMENTO MÁS PRÓXIMO

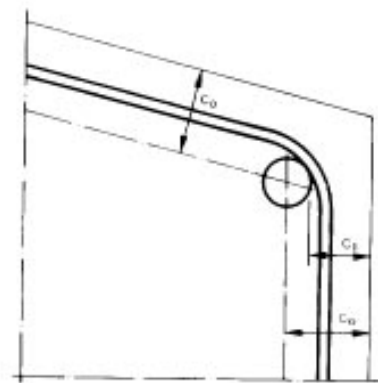


Figura 48.2.1.

Comentarios

El comportamiento a torsión de una pieza prismática depende de la forma de su sección, de la disposición de las armaduras y de la resistencia de los materiales. Además influyen las otras componentes de sollicitación N , V , M que simultáneamente actúen.

Este apartado se refiere a piezas en las que la torsión produce fundamentalmente tensiones

tangenciales en su sección, lo que ocurre en las secciones convexas macizas o huecas y en algunas otras.

Este apartado no es aplicable en las secciones no convexas de pared delgada, en las que la torsión produce tensiones normales y tangenciales.

El estado tensional de la pieza no fisurada se transforma esencialmente al aparecer las fisuras, en función de la disposición de las armaduras, reduciéndose la rigidez a torsión de la pieza a una pequeña fracción de la pieza no fisurada.

La resistencia de los materiales influye en la forma de agotamiento y en el valor de la sollicitación que lo produce.

En el articulado se definen las armaduras longitudinales y transversales que

generalmente se emplean en las piezas prismáticas sometidas a torsión, y para las que tienen validez el método de cálculo que establece la Instrucción.

Pueden emplearse mallas electrosoldadas que sirven a la vez de armadura transversal y de armadura longitudinal parcial o total.

Pueden emplearse armaduras longitudinales o transversales con otra disposición, utilizando métodos de cálculo que proporcionen la misma seguridad que el aquí establecido.

48.2.2. Comprobaciones relativas al hormigón

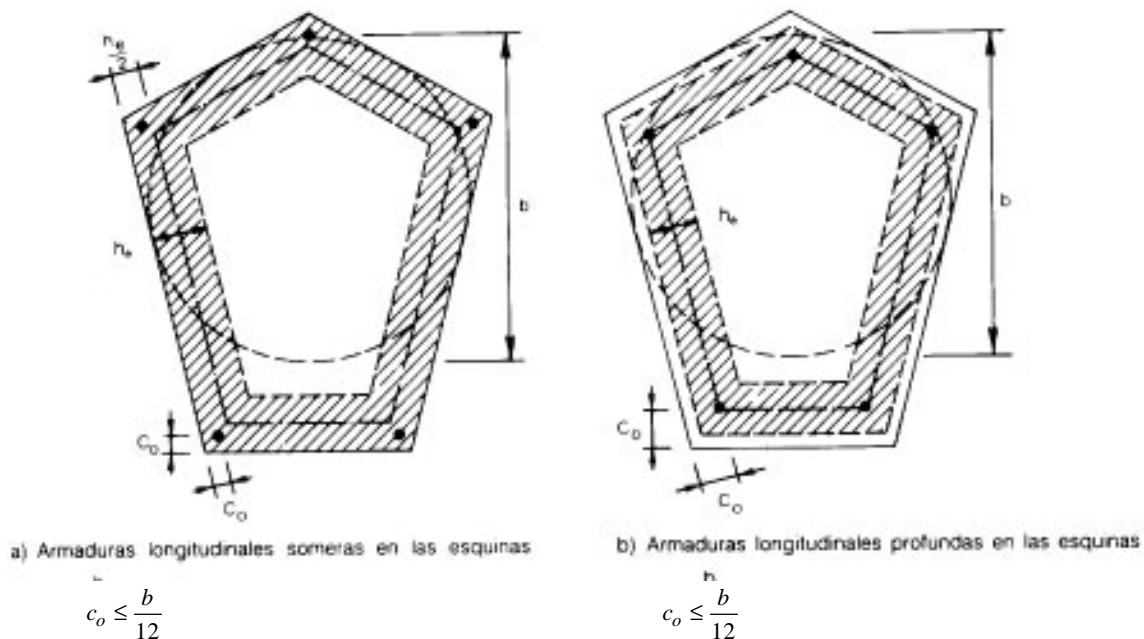
En una pieza de sección convexa maciza, cuyos ángulos sean superiores a 60° (Fig. 48.2.2.) se define una sección hueca eficaz, de espesor uniforme h_e , dado por:

$$h_e = \frac{b - 2c_o}{5} \geq \frac{b}{6}$$

donde:

b = diámetro de la mayor circunferencia inscribible en la sección. Si la sección es rectangular (Fig. 48.2.3) "b" es su lado mínimo.

c_o = distancia del centro de la armadura longitudinal al paramento más próximo;



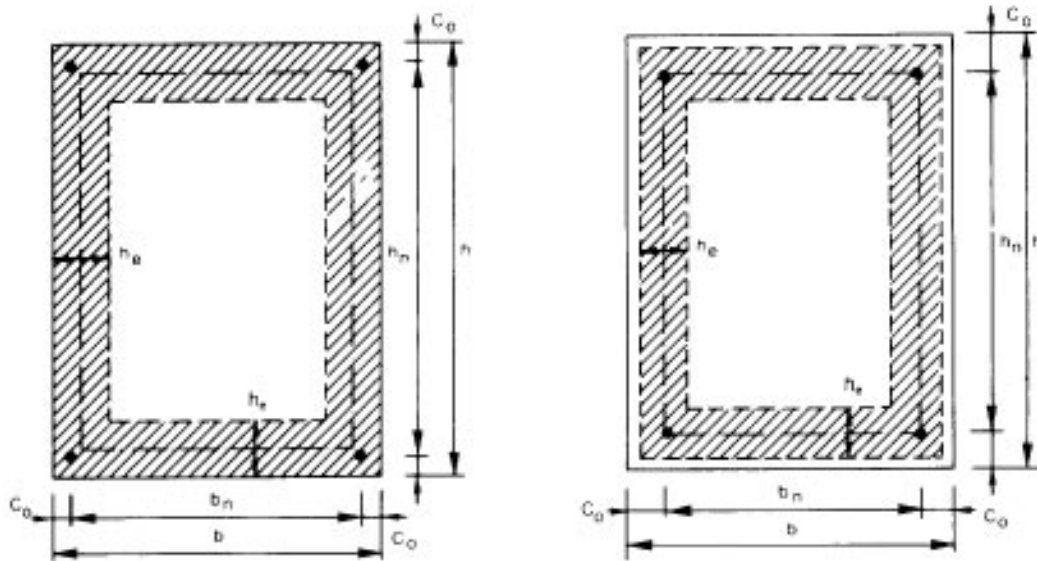
espesor eficaz $h_e = \frac{b}{6}$

SECCIÓN MACIZA CONVEXA
EFICAZ

espesor eficaz $h_e = \frac{b - 2c_o}{5}$

DEFINICIÓN DE SU SECCIÓN HUECA

Figura 48.2.2.



a) Armaduras longitudinales someras en las esquinas
longitudinales profundas en las esquinas

b) Armaduras

$$c_o \leq \frac{b}{12} \quad h_e = \frac{b}{6}$$

$$c_o < \frac{b}{12} \quad h_e = \frac{b_n}{5}$$

SECCIÓN HUECA EFICAZ DEFINIDA EN LA SECCIÓN RECTANGULAR

Figura 48.2.3.

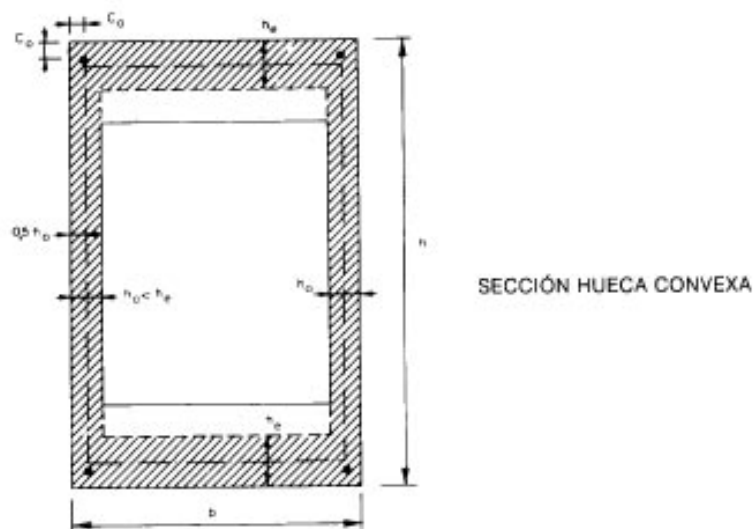


Figura 48.2.4.

y cuyo entorno medio está constituido por líneas paralelas a las del contorno exterior de la sección, a la distancia $\frac{h_e}{2}$ (Fig. 48.2.3.a) ó c_o si fuese $c_o > \frac{h_e}{2}$ (Fig. 48.2.3.b.)

La condición de agotamiento por compresión del hormigón es:

$$T_d \leq T_{u1} = 0,36 f_{cd} \cdot A_e \text{ con } 0,36 f_{cd} \geq 9 \text{ N/mm}^2$$

siendo:

- T_d = momento torsor de cálculo en la sección.
- T_{u1} = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón
- A_e = área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz.
- h_e = espesor eficaz

En una pieza de sección convexa hueca, la sección hueca eficaz se define del mismo modo anterior. Si la sección tiene una o más paredes cuyo espesor h_o se a menor que h_e (Fig. 48.2.4.) la sección hueca eficaz tendrá en ellas espesor h_o , y su perímetro medio estará en ellas a la distancia $0,5 h_o$ del perímetro exterior. En la condición de agotamiento, se sustituye en este caso h_e por el mínimo h_o de la sección.

Comentarios

Sección convexa es aquélla en que la tangente en cualquier punto de su contorno exterior deja toda la sección a un mismo lado.

En el agotamiento a torsión de una pieza de hormigón armado o pretensado, se producen fisuras y bielas comprimidas de hormigón entre ellas, contribuyendo solamente el hormigón incluido en la sección eficaz, como se ha puesto de manifiesto en ensayos comparativos de piezas, macizas y huecas.

La tensión tangencial aparente que corresponde a la condición de agotamiento tiene el valor:

$$0,18f_{cd} \quad 4,5 \text{ N/mm}^2.$$

que concuerda con la obtenida en ensayos efectuados sobre piezas muy armadas.

Si en una sección, un ángulo del contorno exterior es de 60° ó menos, puede tomarse como sección hueca eficaz la de contorno

circular tangente de diámetro "b" y de espesor " h_e ".

En secciones huecas de gran tamaño, la armadura longitudinal debe distribuirse entre la cara exterior y la interior de las paredes, para evitar fisuraciones.

En una pieza de sección no convexa, maciza o hueca, que pueda descomponerse en rectángulos, se determinará en cada rectángulo el espesor eficaz según se ha indicado. Con éstos se forma la sección hueca eficaz suprimiendo los elementos de pared que no siguen el contorno exterior. Cada rectángulo se considerará con una longitud máxima $h=3b$, despreciando el resto si es mayor.

En las secciones no convexas, la contribución de las partes salientes de pequeño espesor eficaz es en general escasa, e incluso puede ocurrir que el producto A_e .he sea mayor al no considerar alguna parte saliente, en cuyo caso es lícito no tomarla en consideración.

48.2.3. Comprobaciones relativas a la armadura

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2A_eA_t}{S} f_{td}$$

en donde:

T_d	=	momento torsor de cálculo.
T_{u2}	=	momento torsor de agotamiento por tracción de la armadura transversal.
A_e	=	área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz.
A_t	=	área de la sección de una de las barras, de los cercos, o de la malla, que constituyen la armadura transversal.
s	=	separación entre cercos, o entre barras de la malla.
f_{td}	=	resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal. ($\geq 420 \text{ N/mm}^2$).

La armadura longitudinal puede estar constituida por tendones pretensados que cumplan la condición $f_{py}-\sigma_p \approx f_y$ y por armaduras pasivas. La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2A_e}{u} (\Delta_{p1} \cdot f_{pd} + A_{s1} \cdot f_{yd})$$

en donde:

T_{u3}	=	momento torsor de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal.
u	=	perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz.
A_{p1}	=	área de la sección de todos los tendones.
f_{pd}	=	resistencia de cálculo del acero de los tendones.
A_{s1}	=	área de la sección de todas las armaduras pasivas.
f_{yd}	=	resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva.

Comentarios

Conviene recordar que, para resistir la torsión, solamente son efectivas las armaduras dispuestas junto a las caras de las piezas, no siendo conveniente que c_0 sea superior a $b/6$ porque se reduce la eficacia de esta armadura y la del hormigón.

Las dos condiciones de agotamiento admiten que las bielas comprimidas del hormigón formen un ángulo de 45° con la directriz de la pieza, en cada una de las paredes de la sección hueca eficaz.

Si conviene adoptar la hipótesis de que forma un ángulo diferente de 45° , pero no menor de

30° ni mayor de 60° , los momentos torsores de agotamiento son:

$$T_{u2} = \frac{2A_e \cdot A_t}{s \operatorname{tg} \alpha} f_{td}$$

$$T_{u3} = \frac{2A_e \cdot \operatorname{tg} \alpha}{u} (A_{p1} \cdot f_{pd} + A_{s1} \cdot f_{yd})$$

En este caso la tensión tangencial aparente (comentario 48.2.2.) debe limitarse a:

$$0,18 f_{yd} \cdot \operatorname{sen} \alpha \cdot \cos \alpha,$$

$$\text{con } 0,18 f_{yd} \nlessgtr 4,5 \text{ N/mm}^2$$

48.2.4. Torsión y flexión

Si una sección sometida a torsión, con momento torsor de cálculo T_d , está además sometida a flexión, con esfuerzo cortante reducido V_{rd} (véase 48.1.3.2), la condición de agotamiento por compresión del hormigón es:

$$\frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_{rd}}{V_{u2}} \leq 1$$

en donde:

T_{u1} = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón, definido en 48.2.2.

V_{u2} = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del hormigón, definido en 48.1.3.4.2.

La armadura longitudinal se determina separadamente para el momento torsor y el momento flector, y se superponen, teniendo en cuenta que la de torsión debe distribuirse uniformemente en el contorno de la sección y de la flexión en la zona de tracción y, si se requiere, en la de compresión.

Comentarios

La armadura longitudinal que así resulta queda del lado de la seguridad.

CAPITULO IX : ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE PANDEO

Artículo 49º. Estado límite último de pandeo

49.1. Generalidades

49.1.1. Campo de aplicación

Este artículo concierne a la comprobación de soportes aislados, estructuras aporticadas y estructuras reticulares en general, en los que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

La aplicación de este artículo está limitada a los casos en que pueden despreciarse los efectos de torsión.

Esta Instrucción no cubre los casos en que la esbeltez mecánica de los soportes (ver definición en 49.1.2) es superior a 200. En soportes aislados con λ comprendida entre 100 y 200, así como en estructuras traslacionales (ver comentarios a 49.3), la comprobación frente al pandeo debe realizarse según el método general del 49.2. En soportes aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales, si λ está comprendida entre 35 y 100, puede aplicarse el método aproximado de 49.3.5.2., si λ es inferior a 35, pueden despreciarse los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Comentarios

El valor de la deformación y, por lo tanto, de la sollicitación de segundo orden (fig. 49.1.1.a) depende de las características de deformabilidad de la pieza. Si los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, no es necesaria la comprobación a pandeo (caso

- Bien el agotamiento por deformaciones que crecen rápidamente hasta el colapso (caso 3, correspondiente al pandeo propiamente dicho).

1 de la figura 49.1.1.b). En caso contrario, dichos efectos pueden producir:

- Bien una deformación de valor estable A que, sumada a la excentricidad e_1 , de primer orden, provoque el agotamiento (caso 2 de la figura 49.1.1.b).

La esbeltez mecánica de valor 35 corresponde, en el caso de sección rectangular, a esbeltez geométrica (cociente entre la longitud de pandeo l_0 y la dimensión lineal b o h de la sección que es paralela al plano de pandeo) de valor 10.

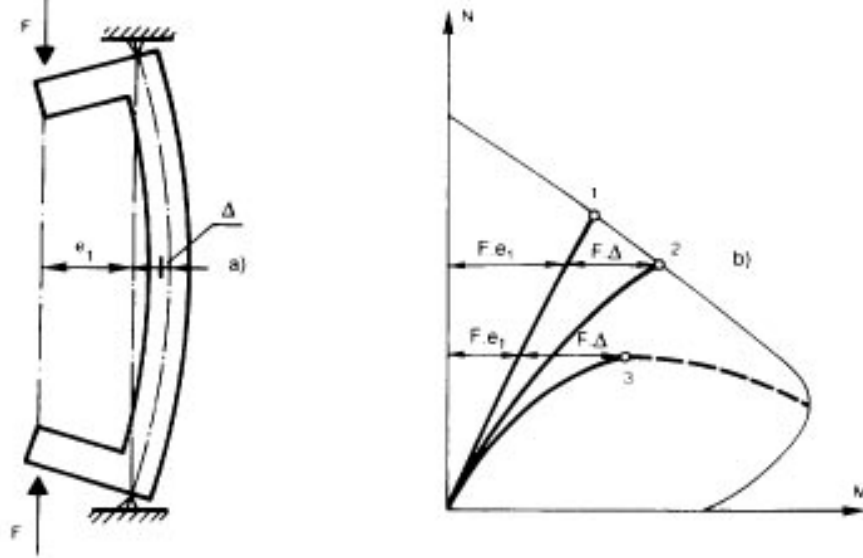


Figura 49.1.1.

49.1.2. Definiciones

A los efectos de aplicación de este Artículo 49º se denominan:

- Estructuras intraslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- Estructuras traslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- Soportes aislados, los soportes isostáticos, o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga.
- Esbeltéz mecánica de un soporte de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo l_0 del soporte (distancia entre puntos de inflexión de la deformada) y el radio de giro i de la sección total de hormigón en la dirección considerada

$$(i = \sqrt{I / A})$$

Comentarios

Las definiciones dadas de estructuras intraslacionales y traslacionales (fig.49. 1.2) no pretenden establecer una clasificación rígida, sino ofrecer dos términos de referencia. Corresponde al proyectista decidir la forma de comprobar su estructura, habida cuenta de lo indicado en 49.3 y 49.4.

Las comprobaciones relativas a soportes aislados figuran en 49.5. En pórticos planos, las longitudes de pandeo l_0 , son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se

pueden determinar como $l_0 = \alpha \cdot l$, donde α puede obtenerse de los nomogramas de la figura 49.1.2 y donde l es la longitud real del elemento considerado.

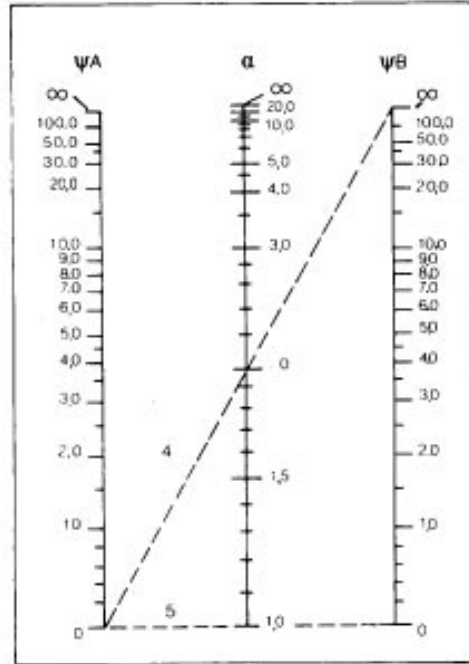
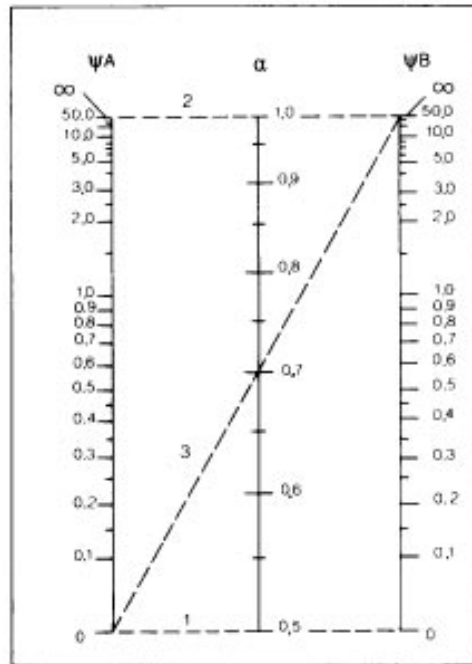
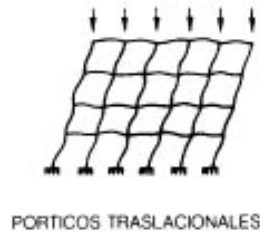
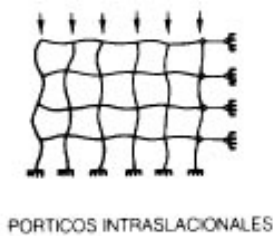
En lugar de los nomogramas anteriores pueden emplearse las siguientes fórmulas:

- para pórticos intraslacionales:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4(\psi_A + \psi_B) + 3\psi_A + \psi_B}{1,28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3\psi_A + \psi_B}$$

- para pórticos traslacionales:

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4(\psi_A + \psi_B) + 1,6\psi_A\psi_B}{7,5 + (\psi_A + \psi_B)}}$$



PORTICOS INTRASLACIONALES

PORTICOS TRASLACIONALES

Figura 49.1.2.

ψ = relación de $\sum E \frac{I}{l}$ de los soportes
($l_o = 0,5 l$)

$a \sum E \frac{I}{l}$ de las vigas en cada extremo

A y B del soporte considerado

a = factor de longitud de pandeo

1 = soporte biempotrado

2 = soporte biarticulado

($l_o = l$)

3 = soporte articulado-empotrado

($l_o = 0, 7 l$)

4 = soporte en ménsula

($l_o = 2 l$)

5 = soporte biempotrado con extremos desplazables

($l_o = l$)

49.2. Bases generales de comprobación

49.2.1. Método general

La comprobación frente al pandeo propiamente dicho consiste en demostrar que para una estructura dada bajo la combinación más desfavorable de las acciones de cálculo, es posible encontrar un estado de equilibrio estable entre las fuerzas exteriores e interiores, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden. Las deformaciones deben ser calculadas a partir de los diagramas tensión-deformación del acero y del hormigón, habida cuenta de la fluencia y pudiendo despreciarse la contribución del hormigón fraccionado entre fisuras.

Se comprobará además, que no resulta sobrepasada la capacidad portante en las distintas secciones de los elementos.
La cuantía de armadura realmente dispuesta en cada sección no será inferior a la supuesta en el cálculo de los efectos de segundo orden.

Comentarios

Deben considerarse adecuadamente en el cálculo tanto los efectos de los desplazamientos en el equilibrio como las rigideces reales (EI,AE) en las distintas secciones de la pieza, teniendo en cuenta el estado de tensiones, la no linealidad del comportamiento de los materiales, la

fisuración y los efectos de las deformaciones diferidas.

Si la armadura final resultante del cálculo fuese inferior a la inicialmente supuesta, el proyectista puede elegir entre disponer esta última o proceder a un nuevo cálculo desde el principio, partiendo de una armadura más pequeña.

49.2.2. Características de los materiales

Para una evaluación precisa de las deformaciones, podrá emplearse cualquier diagrama tensión-deformación del hormigón que se corresponda suficientemente con las condiciones particulares del caso en estudio, debiendo justificarse su uso.

Si no se dispone de dicho diagrama, podrá emplearse el indicado en el comentario que representa mejor en el caso de pandeo, la relación σ - ϵ para las secciones no agotadas que el diagrama parábola-rectángulo definido en 35.6.

Comentarios

A falta de un diagrama particular, puede emplearse el teórico definido por la ecuación (fig 49. 2. 2.)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{\eta \cdot k - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

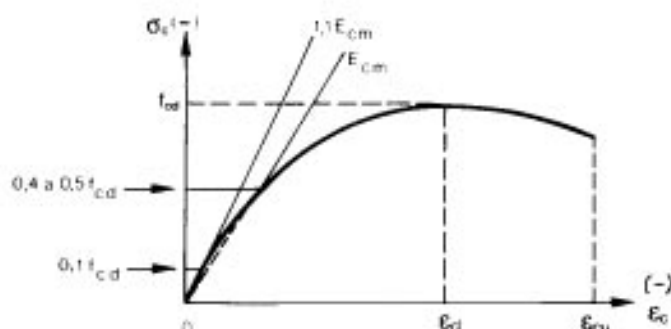


Figura 49.2.2.

Válido para $0 \geq \epsilon \geq \epsilon_{cu}$ donde: $\eta = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_{cl}}$

$\epsilon_{c1} = - 0,0022$ (deformación máxima de compresión centrada)

$$k = 1,1 \frac{E_c \epsilon_{cl}}{f_{cd}}$$

$$E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$$

E_{cm} = módulo de deformación longitudinal (tabla 49.2.2.).

E_{cu} = deformación máxima de la fibra del hormigón más comprimida (tabla 49.2.2.).

Tabla 49.2.2.

f_{ck}	25	30	35	40	45	50	55	60	N/mm^2
cm.	-3,5	3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0	-2,9	-2,8	$\frac{0}{100}$
E_{cm}	30500	32000	33500	35000	36000	37000	38000	39000	N/mm^2

49.2.3. Excentricidad accidental

No se considerarán en el cálculo excentricidades de primer orden inferiores al mayor de los dos valores siguientes:

$$h/20 \text{ y } 2 \text{ cm.}$$

siendo h la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

49.2.4. Deformaciones diferidas

Los efectos de la retracción pueden ser despreciados. Por el contrario, se tendrán en cuenta las deformaciones de fluencia correspondientes a las acciones de servicio de carácter permanente.

49.3. Comprobación de estructuras intraslacionales

En las estructuras intraslacionales, el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse según la teoría de primer orden. A partir de los esfuerzos obtenidos, se efectuará una comprobación a pandeo de cada soporte considerado aisladamente, de acuerdo con el 49.5.

Comentarios

Pueden considerarse como claramente intraslacionales las estructuras aporticadas provistas de marcos o núcleos de contraviento, dispuestos en forma que aseguren la rigidez torsional de la estructura, que cumplan la condición:

$$h\sqrt{\frac{N}{EI}} \leq 0,6 \quad \text{si } \geq 4$$

$$h\sqrt{\frac{N}{EI}} \leq 0,2 + 0,1n \quad \text{si } \geq 4$$

donde:

n = número de plantas de la estructura.

h = altura total de la estructura, desde la cara superior de cimientos.

N = suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada en estado de servicio.

$\sum EI$ = suma de rigideces a flexión de los elementos de contra-viento en la dirección considerada, tomando para el cálculo de la I la sección total no fisurada.

49.4. Comprobación de estructuras traslacionales

Las estructuras traslacionales serán objeto de una comprobación de estabilidad de acuerdo con las bases generales de 49.2.

Comentarios

Para las estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características (estado de servicio) calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones no

fisuradas, no supere 1/750 de la altura total, basta comprobar cada soporte aisladamente con la longitud de pandeo definida en los comentarios del 49.1.2. para estructuras traslacionales y con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden.

49.5. Comprobación de soportes aislados

49.5.1. Método general

En general la comprobación de soportes aislados se llevará a cabo de acuerdo con las bases de 49.2.

En el caso de soportes de sección y armadura constantes podrá suponerse que la deformada adopta forma senoidal. Los métodos de cálculo basados en esta hipótesis podrán utilizarse siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de una manera satisfactoria, con los del método general.

Comentarios

La hipótesis de deformada senoidal permite disponer colecciones de tablas y ábacos que facilitan el cálculo (método de la columna

modelo, método de la deformada senoidal, etc).

49.5.2. Método aproximado

Este método es aplicable a los soportes de sección y armadura constantes cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ($\lambda < 100$). Se distinguen dos casos, según sean o no iguales las excentricidades de la carga en los extremos del soporte.

a) Excentricidades iguales en los extremos en valor y signo. En este caso, bastará comprobar las condiciones de agotamiento de la sección en la dirección considerada, para una excentricidad total de la carga

$$e_{\text{tot}} = e_o + e_a$$

donde:

e_o = excentricidad de primer orden ($e_o = M_1/N$, siendo M_1 el momento exterior aplicado de primer orden y N la carga axial aplicada), no menor que la excentricidad accidental (49.2.3)

e_a = excentricidad ficticia, utilizada para representar los efectos de segundo orden, de valor:

$$e_a = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1.175} \right) \cdot \frac{h + 20e_o}{h + 10e_o} \cdot \frac{l_o^2}{i} 10^{-4}$$

donde:

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero en tracción, en N/mm^2

h = canto total, medido paralelamente al plano de pandeo que se considera

l_o = longitud de pandeo (comentarios al 49.1.2.)

i = radio de giro de la sección total de hormigón, en la dirección considerada.

b) Excentricidades diferentes en los extremos, en valor y/o en signo.

En este caso, se adoptará una excentricidad de primer orden equivalente, e_o , de la sección crítica de valor:

$$e_o = 0,6 e_{o2} + 0,4 e_{o1} \leq 0,4 e_{o2}$$

donde e_{o1} y e_{o2} son las excentricidades de primer orden en los extremos, siendo e_{o2} la de mayor valor que se tomará como positiva y e_{o1} la de menor valor que se tomará con el signo que le corresponda. Con este valor de e_o se efectuará la misma comprobación que en el caso a) anterior. Además se comprobarán las secciones de los dos extremos del soporte, sometidas a las correspondientes solicitaciones de primer orden.

La excentricidad equivalente e_o es válida para estructuras intraslacionales. Si este método se aplica a estructuras traslacionales (ver comentario 49.4) se tomará como excentricidad de primer orden el mayor de los valores e_{o1} y e_{o2} .

Comentario

a) *Excentricidades iguales en los extremos en valor y signo.*

La excentricidad e_a no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que sumada a la excentricidad de primer orden e_o , tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado. Véase, a título meramente ilustrativo, la figura 49.5.2.

En este método simplificado, los efectos de la fluencia pueden considerarse cubiertos por el valor de e_a .

(la carga P que agota un soporte de esbeltez λ_1 , al actuar con excentricidad e_o , agota también un soporte de esbeltez 0 al actuar con excentricidad $e_o + e_a$).

Para piezas de sección rectangular se puede utilizar la fórmula siguiente:

$$ea = 3 + \frac{f_{yd}}{340} \cdot \frac{h + 20e_o}{h + 10e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

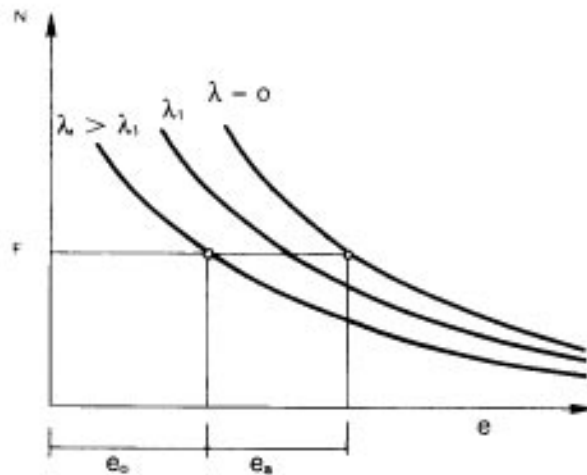


Figura 49.5.2.

Cálculos relativos a los
estados
límites de fisuración

CAPITULO X

Artículo 50°. Obtención de los efectos de las acciones

50.1. Consideraciones generales

A efectos de las comprobaciones relativas a los estados límites de fisuración, los efectos de las acciones están constituidos por las tensiones en las secciones de una pieza, y las aberturas máximas de fisuras w , que aquellas ocasionan, en su caso.

En general, tanto σ como w , se deducen a partir de las acciones de cálculo (que en este caso son iguales a las características) de acuerdo con las hipótesis de carga indicadas en el Artículo 42° para los estados límites de utilización.

Las solicitaciones se obtendrán a partir de las acciones, según lo expuesto en 50.2., 50.3 y 50.4 y las tensiones o aberturas de fisuras según las prescripciones de 51.4, 51.5 y 51.6 si se trata de

solicitaciones normales, del Artículo 52 para esfuerzos cortantes, y del Artículo 53 para esfuerzos de tensión.

Comentarios

En el Artículo 42° se establece que las acciones de cálculo se deducen de las características con $\gamma_1 = 1$. No obstante en

Clase I el proyectista podrá, en casos especiales, aumentar, a su criterio, el valor de γ_f .

50.2. Acciones directas

Como norma general, la determinación de las solicitaciones se efectuará con arreglo a los principios de la Mecánica Racional, complementados con las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y de la Elasticidad, considerando los elementos de la estructura con la sección bruta definida en 51.2.2. Se admite la obtención de solicitaciones por métodos no elásticos para las estructuras proyectadas en Clase III, siempre que se estudien con cuidado sus condiciones de fisuración.

A los efectos de 51.4, 51.5 y 51.6 conviene separar los efectos de las cargas permanentes de los producidos por las variables; así como, en el caso de armaduras activas postesas, los efectos de las acciones aplicadas antes de la inyección de los conductos de pretensado de los producidos por el resto de las acciones.

50.3. Acciones indirectas

Las solicitaciones debidas a deformaciones impuestas se calcularán en el supuesto de comportamiento elástico de los materiales o, si ha lugar, teniendo en cuenta deformaciones no lineales producidas por la fisuración, si la estructura se proyecta en Clase III.

Comentarios

En general, para el cálculo de las solicitaciones producidas por deformaciones impuestas, puede despreciarse el efecto de redistribución producido por la fisuración, y realizar todos los cálculos en el supuesto de régimen elástico. En particular, en las

estructuras proyectadas en Clase I, no se permite, a efectos de los cálculos relativos a los estados límites de fisuración, considerar redistribuciones de esfuerzos respecto a los que se deducen por métodos elásticos.

50.4. Acciones debidas al pretensado

Las solicitaciones producidas por el pretensado están constituidas por los esfuerzos que las acciones del pretensado (véase 37.3) producen sobre las secciones del hormigón, excepción hecha de la propia armadura activa, y teniendo en cuenta, en cada fase, el valor real de la fuerza de pretensado. Estas solicitaciones se calcularán a partir de los principios de la Mecánica Racional, complementados con las teorías de la Resistencia de Materiales y de la Elasticidad, considerando los elementos de la estructura con la sección bruta definida en 51.2.2.

A los efectos de 51.4., 51.5 y 51.6, las acciones debidas al pretensado se obtendrán a partir de los valores de la fuerza de pretensado que se indican a continuación:

- para armaduras postesas, la fuerza inicial de pretensado será igual a la que resulte, en cada sección, una vez finalizadas las operaciones de tesado; antes, por tanto, de inyectadas las vainas correspondientes.
- para armaduras pretesas deberá seguirse uno de los procedimientos indicados a continuación según sea el caso:
 - a) Para la comprobación de la fuerza en el instante de la transferencia, la fuerza de pretensado es la inicial menos las pérdidas por penetración de cuñas, posibles pérdidas por rozamientos en desvíos, retracción inicial, relajación hasta la transferencia, acortamiento elástico instantáneo y dilatación térmica habida cuenta de los eventuales tratamientos térmicos de curado.

b) Para las comprobaciones en servicio, a las pérdidas de tensión anteriores deben añadirse las debidas a la retracción y relajación posteriores a la transferencia y las debidas a la fluencia.

Comentarios

Siguiendo las indicaciones dadas en 51.4 a 51.6, los efectos de las acciones (σ y ω) quedan correctamente resueltos si las solicitaciones, obtenidas según se ha expuesto en el articulado, se aplican a las secciones allí indicadas.

En general, para elementos con armadura pretensa, es más práctico utilizar el método

por relajación, admitiéndose calcularlas de forma aproximada, ligeramente por exceso, a partir del

indicado en a) para el cálculo de las solicitaciones. El conocimiento de la fuerza real de pretensado, una vez cortadas las armaduras, es necesario solamente a efectos de un cálculo correcto de las pérdidas

valor de la tensión inicial en bancada.

Artículo 51°. Fisuración por solicitaciones normales

51.1. Consideraciones generales

Las comprobaciones correspondientes a los estados límites relativos a la fisuración bajo solicitaciones normales, habrán de plantearse de acuerdo con lo indicado en el 40.3 y tienen por objeto que el comportamiento de la estructura en relación con la fisuración, se ajuste a lo allí expuesto. Una vez obtenidas las solicitaciones según lo especificado en el Artículo 50º, las tensiones o aberturas de fisuras se calcularán según se indica en 51.4, 51.5 y 51.6 a partir de las secciones relacionadas en 51.2.

51.2. Definición de la sección

51.2.1. Dimensiones de la sección

Para los cálculos correspondientes a los estados límites de fisuración, las secciones se considerarán con sus dimensiones reales en la fase analizada, de acuerdo con las prescripciones indicadas a continuación, cualquiera que sea la forma de la sección transversal de la pieza en estudio.

51.2.2. Sección bruta

Se entiende por sección bruta la que resulta de las dimensiones reales de la pieza, sin deducir los huecos correspondientes a las armaduras activas ni considerar el efecto de solidarización de las pasivas.

Comentarios

Véase el primer párrafo del comentario 51.2.3.

51.2.3. Sección neta

En piezas con armaduras postesas se entiende por sección neta la obtenida a partir de la bruta deduciendo los huecos longitudinales practicados en el hormigón, (tales como entubaciones o entalladuras para el paso de las armaduras activas o de sus anclajes), y considerando el efecto de

la solidarización de las armaduras pasivas, para lo que se escogerán los coeficientes de equivalencia de acuerdo con los criterios expuestos en 51.2.4.

En piezas con armaduras pretesas, la sección neta es igual a la bruta deduciendo las áreas de las armaduras activas y considerando el efecto de solidarización de las eventuales armaduras pasivas longitudinales.

Comentarios

Una armadura queda solidarizada al hormigón desde el momento en que, por adherencia, quedan impedidos los deslizamientos entre ambos materiales. El efecto de solidarización de una armadura con una sección de hormigón, se tiene en cuenta, en el cálculo, sumando al área de esta última, la de la armadura multiplicada por el coeficiente de equivalencia. Al hecho de considerar este efecto en el cálculo se llama "solidarizar una armadura".

Para determinar la deformabilidad de un elemento por flexo-compresión, pueden considerarse las secciones sin deducción de huecos; por el contrario, para el cálculo de las tensiones soportadas por la sección, será necesario deducir los huecos longitudinales, pudiendo desprejiciarse, en relación con los estados límites de fisuración por solicitaciones normales, el efecto de los taladros transversales, talas como los correspondientes al pretensado de almas, losas, etc. La precaución de deducir las secciones

de las vainas tiene por objeto, esencialmente, el evitar excesos de compresión durante las operaciones de tesado en las zonas que

rodean a las armaduras activas o a sus anclajes.

51. 2. 4. Sección homogeneizada

Se entiende por sección homogeneizada la que se obtiene a partir de la sección neta definida en 51.2.3., al considerar el efecto de solidarización de las armaduras longitudinales activas adherentes. Esta solidarización, se considerará efectiva a partir del momento en el que las armaduras de pretensado queden adheridas (por si o por inyección) al hormigón y se asegure que no hay peligro de deslizamiento entre ambos.

Para el cálculo de estados límites que se alcanzan por la actuación de acciones de corta duración, puede tomarse como coeficiente de equivalencia para las armaduras de pretensado u ordinarias, la relación del módulo de elasticidad del acero al módulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón. Para acciones de larga duración, se tendrá en cuenta el comportamiento a fluencia del hormigón.

Comentarios

A título indicativo, bajo la acción de las cargas variables de corta duración, puede tenerse en cuenta la variación de tensión de las armaduras de pretensado, homogeneizando la sección con el valor $n = 5$ del coeficiente de equivalencia, que corresponde sensiblemente a la relación de los dos módulos.

Se llama la atención sobre el carácter aproximado del cálculo del coeficiente de equivalencia, a partir del módulo de deformación diferido. Este método no es correcto más que si la tensión en el hormigón se mantuviese constante.

Para los cálculos correspondientes a cargos de larga duración, el valor $n = 10$ constituye una buena media.

Se recuerda que si existen armaduras activas no adherentes, éstas no pueden solidarizarse con el resto de la sección.

51.2.5. Sección eficaz

Se entiende por sección eficaz, la formada por la zona comprimida del hormigón y las áreas de las armaduras longitudinales, tanto activas adherentes como pasivas, multiplicadas por el correspondiente coeficiente de equivalencia, de acuerdo con lo indicado en el apartado anterior.

Comentarios

Se recuerda que la posición de la fibra neutra en la sección eficaz, se ha de calcular en el

supuesto de comportamiento elástico del hormigón comprimido.

51.3. Cuantía mínima de armaduras longitudinales

En todas las Clases, incluida la Clase I, para prevenir el riesgo de fisuración por retracción antes de la aplicación del pretensado, y para distribuir uniformemente eventuales tensiones de tracción, la cuantía geométrica de las armaduras pasivas más las pretesas adherentes, si existen, deberá ser, por lo menos igual a 0,1% en el caso de losas y placas y 0,15% en el caso de vigas u otros elementos.

Esta armadura mínima se distribuirá adecuadamente por toda la sección. Se recomienda utilizar para la armadura pasiva barras corrugadas de pequeño diámetro.

51.4. Estado límite de descompresión

Los cálculos relativos al estado límite de descompresión, consisten en la comprobación de que, bajo las solicitaciones más desfavorables deducidas según el Artículo 50º, no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección.

Las tensiones se obtendrán a partir de las características mecánicas de las secciones que se indican a continuación:

- a) Solicitaciones producidas por acciones directas.
 - 1.-En elementos con armaduras pretesas adherentes, la sección homogeneizada.
 - 2.-En elementos con armaduras postesas adherentes:
 - la sección neta, para todas las acciones aplicadas con anterioridad al establecimiento de la adherencia entre armaduras activas y hormigón.
 - la sección homogeneizada, para el resto de las acciones. En elementos con armaduras postesas, no adherentes, siempre la sección neta.
- b) Solicitaciones producidas por acciones indirectas:
Es de aplicación lo indicado en a).
- c) Solicitaciones producidas por el pretensado:
 - 1.-En elementos con armaduras pretesas adherentes, si las acciones debidas al pretensado se obtienen según el supuesto a) de 50.4, las tensiones se deducirán a partir de las secciones homogeneizadas. En el supuesto b) del mismo apartado, las tensiones se deducirán a partir de las secciones netas.
 - 2.-En elementos con armaduras postesas adherentes, las tensiones producidas por las acciones debidas al pretensado inicial y a las pérdidas existentes antes de la inyección, se obtendrán a partir de las secciones netas; las producidas por las pérdidas que se ocasionan después de establecida la adherencia, se obtendrán a partir de la sección homogeneizada. Por simplificación, se admite deducir las tensiones debidas al pretensado y a todas sus pérdidas, a partir solamente de la sección neta.
 - 3.- En elementos con armaduras postesas no adherentes, las tensiones debidas al pretensado se deducirán siempre a partir de las secciones netas.

Comentarios

Normalmente, la comprobación en el estado límite de descompresión debe efectuarse, de acuerdo con 40.3., en Clase I, para todas las solicitaciones provocadas por la combinación más desfavorable de cargas permanentes y

de cargas variables y en Clase II, para la combinación más desfavorable de las cargas permanentes y de las cargas variables frecuentes.

El cálculo equivale a comprobar que el centro de presión se mantiene en el interior del núcleo central.

51.5. Estado límite de aparición de fisuras.

A partir de las solicitaciones calculadas según se indica en el Artículo 50º, las comprobaciones que deben realizarse válidas para las estructuras lineales y las planas con cargas normales a su plano medio (placas y losas) son las indicadas en 51.5.1 y 51.5.2. Para otros tipos de estructuras es de aplicación el 51.5.3.

51.5.1. Aparición de fisuras por tracción.

Se comprobará que la tensión del hormigón en tracción, calculada en sección no fisurada en las mismas hipótesis expuestas en 51.4 está limitada a $f_{ct,k}$ (véase 11.3).

Las armaduras, tanto pasivas como activas, adherentes pretensas, que habrá que disponer en la zona de tracción, deberán ser de pequeño diámetro y estar convenientemente repartidas para asegurar una distribución óptima de las eventuales fisuras, y sus secciones A_s y A_p expresadas en cm^2 , cumplirán, en cualquier caso, la condición:

$$(A_s + A_p) \geq \frac{A_{ct}}{200}$$

donde A_{ct} es el área de zona de la sección de hormigón sometida a tracción (en cm^2).

Comentarios

La comprobación del estado límite de aparición de fisuras corresponde a las estructuras proyectadas en las Clases II y III, según las indicaciones de 40.3.

Se recuerda que, en general, los valores de cálculo de las solicitaciones se obtienen con

$\gamma=1$. El pretensado se considerará con su valor ponderada correspondiente.

Se recuerda que la armadura mínima no debe contabilizar, en ningún caso, tendones no adherentes, ya que la contribución de éstos en la limitación y distribución de la fisuración es prácticamente nula.

51.5.2. Aparición de fisuras por compresión

El método propuesto consiste en comprobar que, bajo las solicitaciones máximas correspondientes a la fase en estudio, no se alcanzan en el hormigón tensiones de compresión capaces de producir su micro-fisuración.

Las hipótesis de comprobación son las siguientes:

- el diagrama de tensiones-deformaciones del hormigón se supone rectilíneo.
- la tensión capaz de producir la microfisuración longitudinal del hormigón se toma igual a:

$$f_{cuj} = \frac{f_{ck,j}}{1,6}$$

donde:

$f_{ck,j}$ = valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

- las tensiones se calculan a partir de la sección neta.

Por lo que respecta a las acciones, las cargas permanentes deben calcularse adoptando los valores más bajos previsibles, y la fuerza de pretensado, con su valor ponderado.

Esta comprobación exige de la del estado límite último de rotura, para la fase de construcción considerada, con acciones mínimas (véase 40.4).

Comentarios

La comprobación propuesta permite llegar, con cargas correspondientes a las fases de construcción, a valores elevados de las compresiones en el hormigón. Para la estructura en servicio, tales compresiones, limitadas a través de cálculos

correspondientes al estado límite de agotamiento por solicitaciones normales, son más reducidas. Ello es debido a que, en general, una rotura en fases de construcción es mucho menos peligrosa que en fase de servicio.

51.5.3. Estructuras que no sean lineales ni superficiales planas

Para las estructuras o elementos estructurales, no formados por piezas lineales, ni por losas ni por placas a falta de estudios rigurosos sobre la formación de fisuras en tales estructuras, se recomienda proyectarlas de forma que las tensiones de tracción, calculadas en las hipótesis indicadas en los Artículos 50º y 51º, resulten siempre inferiores a $1,5 \text{ N/mm}^2$.

51.6. Estado límite de fisuración controlada

Los cálculos relativos al estado límite de fisuración controlada (o abertura de fisuras), consiste en comprobar que las aberturas calculadas de las fisuras en los diversos elementos estructurales de la obra, bajo el efecto de las solicitaciones indicadas en el Artículo 50º, no sobrepasan los valores límites siguientes:

$W_{\text{lim}} = 0,1 \text{ mm}$. en el caso de elementos estructurales expuestos a la intemperie, o interiores en atmósfera húmeda o medianamente agresiva, bien ventilada.

$W_{\text{lim}} = 0,2 \text{ mm}$. en el caso de elementos estructurales interiores, en atmósfera normal.

A efectos de comprobación del estado límite de fisuración controlada, las aberturas máximas de las fisuras se deducirán según las siguientes expresiones, válidas para piezas que utilizan como armaduras pasivas barras corrugadas. (No se recomienda la utilización de barras lisas).

a) en el caso de cargas no repetidas o con pocas repeticiones:

$$W_{\text{máx}} = (\Delta\sigma - 40) \cdot 10^{-3} \leq W_{\text{lim}}$$

b) en caso de cargas repetidas más de un centenar de veces con su valor máximo:

$$W_{\text{máx}} = \Delta\sigma_s \cdot 10^{-3} \leq W_{\text{lim}}$$

En estas expresiones:

$W_{\text{máx}}$, W_{lim} representan, respectivamente, la abertura máxima y la abertura límite de las fisuras, expresadas en mm.

$\Delta\sigma_s$ =variación de la tensión, expresada en N/mm^2 , de las armaduras de tracción a partir del estado de neutralización si se suponen actuando las solicitaciones de cálculo sobre la sección eficaz definida en 51.2.5. (ver figura 51.6.)

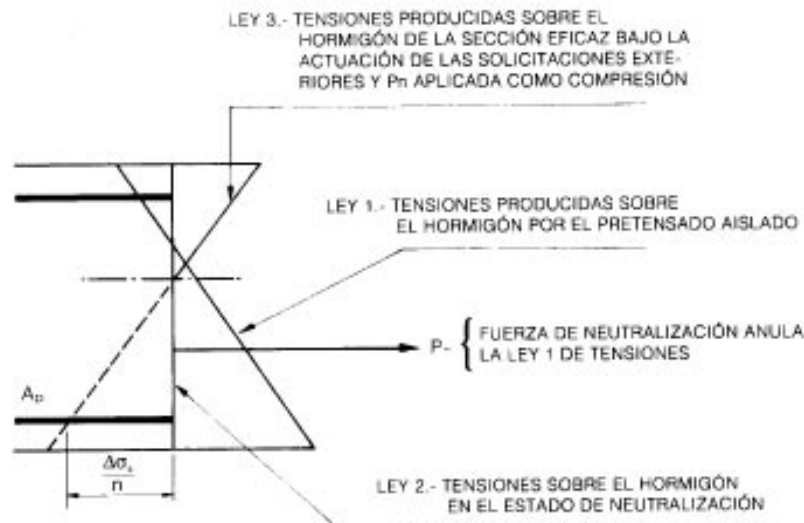


Figura 51.6.

En la zona de tracción deben disponerse siempre armaduras (barras corrugadas pasivas o activas adherentes pretesas) que satisfagan las prescripciones de 51.5.1.

Comentarios

La comprobación relativa a los estados límites de abertura de fisuras es particularmente importante en el caso de estructuras hiperestáticas (vigas continuas, pórticos, placas, etc.) en las que los esfuerzos

se hayan obtenido utilizando métodos de cálculo en los que se tengan en cuenta el comportamiento plástico de los materiales, o cuando se utilizan coeficientes de redistribución.

La comprobación en los estados límites de abertura de fisuras debe efectuarse, de acuerdo con 40.3 en Clase III, para todas las solicitudes provocadas por la combinación más desfavorable de las cargas permanentes y las cargas variables. No se admite el proyecto de estructuras en Clase III si éstas van a estar en ambiente agresivo, o en el caso de que sean de temer fenómenos de fatiga.

Las limitaciones impuestas en Clase III a la abertura de las fisuras y, conjuntamente, a la variación de la tensión en las armaduras, tienen en cuenta, la imprecisión inevitable que, en presencia de una cuantía de acero ordinario mayor que en Clase I y II, acompaña a la obtención del valor permanente de la fuerza de pretensado, así como los riesgos que de tal imprecisión se derivan: abertura prematura de fisuras, corrosión de las armaduras (en particular de los aceros de pretensado), etc.

Artículo 52°. Limitación de la fisuración por esfuerzo cortante

Cuando en estructuras proyectadas en Clase 1, se desee limitar la probabilidad de aparición de fisuras de alma, se recomienda que la tensión principal de tracción σ_{ld} , quede limitada a:

$$\sigma_{ld} < \frac{f_{ch}}{35}$$

disponiendo pretensado vertical, si ello es necesario.

Para los elementos proyectados en Clase II ó III, siempre que se desee evitar la abertura y extensión excesiva de las fisuras del alma, deben disponerse armaduras transversales formadas por redondos de pequeño diámetro, sensiblemente paralelos a la tensión principal de tracción, repartidos de forma regular y a distancias tan cortas como sea prácticamente posible.

Comentarios

Se recuerda que, en general, la tensión σ_{ld} se obtendrá a partir de las acciones de cálculo, con γ_f = 1 y el pretensado con su valor ponderado.

Artículo 53°. Limitación de la fisuración por torsión

Cuando la torsión sea una sollicitación principal y el valor de T_d sea superior o igual a $0,6 T_u$, siendo T_u el menor de los valores de T_{u2} y T_{u3} (véase 48.2.3), se limitará la separación de armaduras transversales, a fin de controlar la fisuración al menor de los valores siguientes:

- la mitad de la menor dimensión transversal de la pieza.
- el tercio de la mayor dimensión transversal de la pieza.
- 20cm.

Artículo 54°. Consideraciones generales

El estado limite de deformación, como estado limite de utilización, viene definido en 40.3. Los coeficientes de seguridad que para este estado deben adoptarse se indican en el Artículo 41°. Las acciones de cálculo e hipótesis de carga se establecen en 42.2 y 42.3.

La comprobación del estado limite de deformación tendrá que realizarse en los casos en los que las deformaciones puedan ocasionar la puesta fuera de servicio de la construcción por razones de durabilidad, funcionales, estéticas u otras.

La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diferentes deformaciones parciales, cuya clasificación se establece en 35.9. Para estudiarla se tendrá en cuenta lo expuesto en 35.4, 35.7, 35.8 y 35.9, así como la influencia que la fisuración, en su caso, ejerce sobre la rigidez de la pieza.

Comentarios

La deformación del elemento es función de las características de los materiales de las acciones y del comportamiento de la pieza (fisuración). Entre los factores que hay que considerar están: retracción, fluencia temperatura de curado y ambiente, humedad, edad, fechas de descimbrado y puesta en carga, condiciones de adherencia de las armaduras, etc.

Todo ello hace que la estimación de las deformaciones sea tarea compleja y que éstas deban ser consideradas como una variable

aleatoria, sólo susceptible de evaluación aproximada.

En el caso de piezas que se sustentan sobre o en las que descansan elementos no estructurales de la construcción, el autor del proyecto debe considerar que la necesidad de evitar daños en tales elementos puede ser más limitativa, en cuanto a deformaciones de la estructura, de lo que ésta exija como estructura aisladamente considerada. Tal es el caso de tabiques y cerramientos que descansan sobre forjados y vigas de hormigón.

Artículo 55°. Elementos solicitados a flexión

Las deformaciones debidas a flexión se deducirán, en general, mediante doble integración de las curvaturas a lo largo de la pieza.

Las curvaturas se obtendrán, en cada sección, dividiendo la diferencia entre las deformaciones unitarias de dos fibras por la distancia entre dichas fibras.

En casos especiales, pueden tener importancia las deformaciones producidas por el esfuerzo cortante. En esos casos dichas deformaciones se deducirán mediante simple integración de las distorsiones y se sumarán a las debidas a la flexión.

En la obtención de deformaciones se distinguirá la actuación de cargas instantáneas y de cargas diferidas, de acuerdo con lo que sigue.

Comentarios

Un caso relativamente frecuente en piezas pretensadas en el que la deformación por

cortante puede resultar significativa, es el de vigas con almas muy esbeltas.

55.1. Cálculo de las flechas instantáneas

La curvatura de las piezas o elementos estructurales no fisurados, podrá suponerse igual a:

$$\chi = \frac{M}{E_j I}$$

siendo E_j el valor del módulo instantáneo de deformación longitudinal secante del hormigón definido en 35.7, y teniendo en cuenta que antes de establecer la adherencia de las armaduras activas, se tomarán como valores característicos de la sección los correspondientes a la sección bruta y los de la homogeneizada después de establecer dicha adherencia.

En las secciones situadas en zonas fisuradas del elemento las curvaturas se determinarán teniendo en cuenta dicha fisuración.

En zonas fisuradas y como simplificación, pueden calcularse las curvaturas y las deformaciones, bajo cargas instantáneas, adoptando para el momento de inercia equivalente de una sección el valor le dado por la formula

$$I_e = \left(\frac{M_{fa} + 0,9 P_{ki} \cdot e}{M_a + 0,9 P_{ki} \cdot e} \right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_{fa} + 0,9 P_{ki} \cdot e}{M_a + 0,9 P_{ki} \cdot e} \right)^3 \right] \cdot I_f \nless I_b$$

siendo:

M_{fa} =Momento de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión

$$M_{fa} = W_{1h} \left(f_{cf} - \frac{0,9 P_{ki}}{A_c} \right) - 0,9 P_{ki} \cdot e$$

W_{1h} =Momento resistente homogeneizado de la fibra extrema en tracción.

f_{cf} =Resistencia a flexotracción del hormigón, que se puede tomar igual a 0,37

$3\sqrt{f_{ck,j}^2}$ para f_{cf} y $f_{ck,j}$ en $N/mm.^2$, siendo $f_{ck,j}$ la resistencia a compresión a la edad de aplicación de la carga.

P_{ki} = Valor inicial de la fuerza de pretensado.

A_c = Area de la sección bruta de hormigón.

e = Excentricidad de la fuerza de pretensado respecto al eje que pasa por el c.d.g. de la sección bruta de hormigón. (Positiva en el sentido de la fibra más fraccionada por las acciones exteriores).

M_a = Máximo momento aplicado en la sección hasta el instante en que se calcula la flecha sin contar con el momento debido al pretensado.

I_b = Momento de inercia de la sección bruta de hormigón, respecto al eje que pasa por su c.d.g.

I_f =Momento de inercia de la sección fisurada de hormigón respecto al eje que pasa por su centro de gravedad. (Para su cálculo se considera fisurada toda la zona de hormigón en tracción).

Si $M_a \leq M_{fa}$ se tomará $I_e = I_b$.

- Para piezas simplemente apoyadas se adoptará como inercia media ponderada a lo largo de la luz el valor I_e correspondiente a la sección central.
- Para voladizo el valor correspondiente a la sección de arranque.
- En el caso de vigas hiperestáticas se adoptarán los valores siguientes:

$$I_e = 0,70 I_{em} + 0,15 (I_{e1} + I_{e2})$$

- Vanos con un extremo apoyado y el otro continuo:

$$I_e = 0,85 I_{em} + 0,15 I_{ec}$$

En las expresiones anteriores, I_{em} es el valor de I_g correspondiente a la sección en el punto medio de la luz, I_{e1} e I_{e2} los correspondientes a los apoyos, e I_{ec} el relativo al apoyo continuo en el caso de vano con un extremo apoyado y el otro continuo.

Comentarios

El método general de cálculo de flechas debidas a flexión consiste en establecer la ley de variación de curvatura de la pieza determinando la deformación por doble integración.

Se recuerda la influencia que a todos los efectos puede dar lugar el fenómeno de la retracción del hormigón, sobre todo en el caso de fuertes disimetrías de las armaduras longitudinales o por gradientes de retracción entre diferentes partes de la pieza.

La fórmula del momento de inercia equivalente permite una estimación simple de la flecha, con precisión adecuada para las necesidades prácticas y es una generalización al caso de hormigón pretensado, de la fórmula análoga para hormigón armado incluida en la EH-91.

El valor 0,9 que multiplica a p_{ki} tiene en cuenta, de forma aproximada, las pérdidas de tensión de la armadura anteriores a la deformación.

55.2. Cálculo de las flechas diferidas

Las flechas diferidas, producidas por cargas de larga duración, incluyendo los efectos de la retracción y de la fluencia, se calcularán, en general, mediante doble integración a lo largo de la pieza, de las curvaturas diferidas correspondientes.

Las curvaturas diferidas se obtendrán, en cada sección, dividiendo la diferencia entre las deformaciones unitarias diferidas de dos fibras por la distancia entre dichas fibras.

Para el cálculo de las deformaciones unitarias diferidas se tendrá en cuenta lo expuesto en 35.8 y 35.9, así como la historia de carga de la pieza.

Comentarios

Debido al fenómeno de fluencia del hormigón, las deformaciones pueden aumentar considerablemente bajo cargas de larga duración.

En general resulta suficientemente aproximado suponer que las flechas adicionales a las instantáneas bajo cargas de larga duración son proporcionales a las instantáneas, pudiéndose adoptar como orden de valores de los factores de proporcionalidad los siguientes:

a) Para las cargas aplicadas desde el momento en que se termina la construcción:

- en climas húmedos y suaves: 1,5

maciones por métodos simples. Esta dificultad se acentúa, en el caso de piezas compuestas, debido a las deformaciones de retracción

- en climas secos: 2,3

b) Estos valores pueden reducirse a 1,10 y 1,50, respectivamente, si las cargas comienzan a actuar transcurridos 6 meses como mínimo desde la fecha de terminación del hormigonado de la pieza.

c) En caso de que exista armadura de compresión, pueden reducirse los valores antes citados.

Debe considerarse que la variación de la fuerza de pretensado en el tiempo y la interacción de contraflechas y flechas, hace difícil una evaluación correcta de las defor-

diferencial y a la inevitable difusión del pretensado al hormigón "in situ".

Artículo 56°. Elementos solicitados a torsión

El giro de las piezas o elementos lineales sometidos a torsión, podrá deducirse

$$\theta = \frac{I_d}{0,3E_c I_j}$$

por integración simple de los giros por unidad de longitud deducidos de la expresión:

siendo:

E_c =módulo de deformación secante definido en 35.7;

I_j =momento de inercia a torsión de la sección bruta de hormigón.

Una vez fisurada la pieza, la rigidez a torsión disminuye considerablemente, pudiéndose adoptar como denominador de la expresión anterior el valor de $0,10 E_c \cdot I_j$

CAPITULO XII : ZONAS DE ANCLAJE

Artículo 57° . Generalidades

En las zonas de anclaje de las armaduras activas no son de aplicación, para el cálculo de tensiones, las hipótesis de la Resistencia de Materiales.

Si se trata de piezas, tales como vigas, en cuyos extremos pueden combinarse los esfuerzos debidos a los anclajes y los producidos por las reacciones de apoyo y esfuerzo cortante, es necesario considerar dicha combinación teniendo en cuenta además que, en el caso de armaduras pretesas el pretensado produce el efecto total solamente a partir de la longitud de transmisión.

En lo que sigue, se consideran aisladamente los efectos debidos a los anclajes de las armaduras activas.

57.1. Armaduras pretesas

Cuando el pretensado se transmite por adherencia, solo podrá emplearse el tipo de acero de pretensado que haya demostrado tener, en ensayos previos, una buena adherencia con el hormigón, debiendo poseer este último, en el momento de destesado, una resistencia característica igual o superior a 25 N/mm^2 .

En la zona de anclaje es preceptiva, salvo justificación experimental, la colocación de estribos que aseguren una buena transmisión de esfuerzos previstos para absorber las tensiones de tracción, evitando el riesgo de fisuración en aquella zona.

Comentarios

En la zona de anclaje pueden producirse tensiones de tracción importantes, con riesgo de fisuración. Por ello se prescribe disponer

pieza, que se calculen para soportar, al menos el 4% de la fuerza máxima total del pretensado que se distribuyan en una longitud igual a $h/4$ a partir del extremo de la pieza,

estribos en dicha zona, y se recomienda; que el primer estribo esté situado lo más próximo posible al extremo de la siendo h el canto total o dimensión máxima de la sección; dicha armadura deberá prolongarse, en menor cuantía, más allá de dicha longitud y al menos en una distancia igual a h .

57.2. Armaduras postesas

a) En las cabezas de anclaje se incluirán los dispositivos necesarios, de forma que se asegure la eficacia del anclaje y la integridad local del hormigón afectado por el mismo.

Caso de no disponer dichas cabezas de anclaje de dispositivos propios, especialmente diseñados, se dispondrán zunchos o parrillas en las proximidades de la superficie de la pieza para evitar fisuras superficiales y desprendimientos de lajas de hormigón.

Dichas armaduras deberán ser corrugadas, y se dimensionarán para soportar un esfuerzo mínimo, en cada dirección, de valor igual a $0,04 P_0$; debiendo limitarse las tensiones de servicio del acero a valores no superiores a 200 N/mm^2 .

La máxima tensión de compresión admisible bajo el anclaje puede basarse en la experimentación, siempre que se apoye en un gran número de ensayos y el resultado no ofrezca dudas.

Si no se dispone de dicha experimentación, y se utilizan placas de reparto suficientemente rígidas para que su deformación propia pueda considerarse despreciable, o se trata de la superficie de apoyo directo del anclaje sin placa de reparto, la tensión de compresión, calculada con la fuerza de pretensado P_0 no será superior al valor siguiente:

$$0,6f_{cj}\sqrt{\frac{A_c}{A_o}} \neq f_{cj}$$

en la cual

A_o = Área de la superficie de apoyo de la placa de reparto o del anclaje directo.

A_c = Área máxima de la superficie de la pieza, geoméricamente semejante y concéntrica con la placa de reparto o con el anclaje directo.

La citada tensión solo podrá considerarse como admisible si se cumplen las dos condiciones siguientes:

$$-A_c/A_o \geq 2,25.$$

-Se dispone una armadura pasiva local, suficiente para resistir las tensiones principales de tracción originadas en el hormigón.

De forma temporal, puede admitirse que la tensión de compresión supere en un 25% el valor máximo antes citado.

Si el anclaje activo se encuentra embebido en el hormigón, las tensiones máximas admisibles antes indicadas se pueden superar siempre que se demuestre que una parte de la fuerza de pretensado se transmite por las superficies laterales del anclaje, y se asegure la integridad del hormigón que rodea dicho anclaje.

b) En la zona de distribución de fuerzas concentradas aparecen, en general, tensiones de tracción elevadas, debiendo limitarse el valor de las mismas a fin de evitar la posible fisuración. En caso necesario, deberán aumentarse las dimensiones transversales de la pieza, especialmente si se trata de unidades de tensión relativamente potentes.

Se admite que, a partir de cierta distancia h de la cara extrema, la distribución de tensiones es uniforme. La distancia h se supone igual a la mayor dimensión de la sección transversal de la pieza.

Para el cálculo de tensiones puede recurrirse a la teoría de elasticidad o resultados de estudios experimentales.

A falta de un cálculo más preciso, puede suponerse que la fuerza transversal de tracción N_a viene dada por la expresión:

$$N_a = \alpha V_a$$

donde:

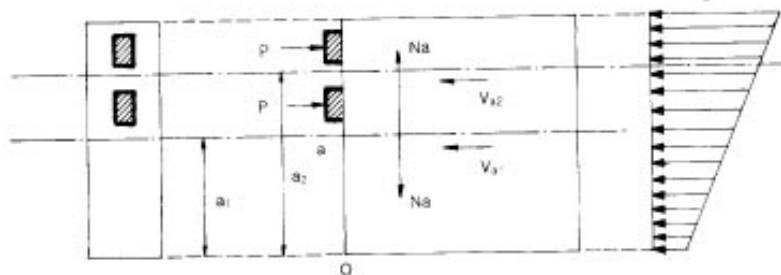
V_a = esfuerzo tangente máximo sobre una sección longitudinal a la distancia $\sim a$ del borde. Los valores de V_a en distintos casos, se indican en la en la figura 57.2.

A = área de la sección extrema.

α = coeficiente cuyo valor varía entre:

-0,3 cuando la fuerza concentrada actúa en las proximidades de un borde de la cara extrema.

- 0,5 cuando la fuerza concentrada actúa en el centro de esta cara.



$$V_{a1} = \int_0^{a1} \sigma \cdot dA$$

$$V_{a2} = \int_o^{a_2} \sigma \cdot dA - P$$

Figura 57.2.

Las armaduras complementarias para equilibrar dicha fuerza deberán ser corrugadas, limitándose las tensiones de cálculo a valores no superiores a 200 N/mm². Se repartirán en las zonas de tracción y se anclarán correctamente, disponiéndose una cuantía mínima geométrica no inferior al 0,3%. Estas armaduras pueden también sustituirse por un pretensado transversal.

La disposición de armaduras tanto activas como pasivas debe permitir, en todo caso, una correcta ejecución del hormigón, debiéndose ampliar las dimensiones de las zonas de anclaje, si fuera necesario, sobre todo cuando se trate de piezas esbeltas y se utilicen tendones de gran potencia.

TÍTULO 3º DEL CONTROL

CAPITULO XIII : CONTROL DE MATERIALES

Artículo 58º. Control de calidad

En esta Instrucción se establece con carácter preceptivo el control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes; del acero, anclajes, empalmes, vainas, equipos y demás accesorios característicos de la técnica del pretensado; de la inyección, y de la ejecución de la obra.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que serán las generales de esta Instrucción, más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Comentarios

El Título 3º de esta Instrucción desarrolla el control de recepción que se realiza en representación de la Administración o de la Propiedad, según los casos.

Además del control de recepción, es siempre recomendable la existencia de un control de

producción, realizado, según el caso, por el fabricante o el constructor.

El control de materiales se efectúa, generalmente, con intervención de laboratorios de control públicos o privados, pudiendo estos últimos estar acreditados oficialmente.

Artículo 59º. Control de los componentes del hormigón

El control de los componentes del hormigón se realizará de la siguiente manera:

a) En el caso de hormigones fabricados en una central que disponga de un servicio de laboratorio propio, o de un laboratorio contratado que cumpla con lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de octubre y disposiciones que lo desarrollan, no será necesaria la realización de ensayos de recepción en obra de los materiales componentes, siendo obligación de la central el control de estos materiales.

b) En el caso de hormigones no fabricados en central o bien fabricados en una central que no cumpla con lo prescrito en a) se estará a lo dispuesto en los apartados de este artículo.

59.1. Cemento

59.1 1. Especificaciones

Las del Artículo 7º de esta Instrucción más las contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

No podrán utilizarse partidas de cemento que no lleguen acompañadas del certificado de garantía del fabricante, según lo prescrito en 7. 1.

Comentarios

Las comprobaciones prescritas en el articulado tienen un doble carácter:

-De control de la partida correspondiente, para aceptarla o rechazarla.

-De comprobación del control de fabricación relativo al cemento utilizado, por comparación con los certificados suministrados por el fabricante.

59.1.2. Ensayos

La toma de muestras se realizará según el vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos.

Antes de comenzar el hormigonado o si varían las condiciones de suministro y cuando lo indique el Director de Obra se realizarán los ensayos físicos, mecánicos y químicos previstos en el Pliego antes citado, además de los previstos en su caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, más los correspondientes a la determinación de ión Cl^- , según el Artículo 7º.

Al menos una vez cada tres meses de obra; y cuando lo indique el Director de Obra, se comprobará: pérdida al fuego, residuo insoluble, principio y fin de fraguado, resistencia a compresión y estabilidad de volumen, según las normas de ensayo establecidas en el referido Pliego.

59.1.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento.

59.2. Agua de amasado

59.2.1. Especificaciones

Las del Artículo 8º más las contenidas en su caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

59.2.2. Ensayos

Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes del agua que vaya a utilizarse; si varían las condiciones de suministro; y cuando lo indique el Director de Obra, se realizarán los ensayos citados en el Artículo 8º.

59.2.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento de las especificaciones será razón suficiente para considerar el agua como no apta para amasar hormigón, salvo justificación especial de que no altera perjudicialmente las propiedades exigibles al mismo, ni a corto ni a largo plazo.

59.3. Áridos

59.3.1. Especificaciones

Las del Artículo 9º más las contenidas en su caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

59.3.2. Ensayo

Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes de los mismos; si varían las condiciones de suministro o se van a emplear para otras aplicaciones distintas a las ya sancionadas por la práctica; y siempre que lo indique el Director de Obra, se realizarán los ensayos de identificación mencionados en 9.1. y los correspondientes a las condiciones fisicoquímicas, físico-mecánicas y granulométricas, especificadas en 9.3.1., 9.3.2. y 9.3.3.

Se prestará gran atención durante la obra al cumplimiento del tamaño máximo del árido y a lo especificado en 9.2 y 9.3.1. En caso de duda se realizarán los correspondientes ensayos de comprobación.

59.3.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento de 9.1. o de 9.3. es condición suficiente para calificar el árido como no apto para fabricar hormigón, salvo justificación especial de que no altera perjudicialmente las propiedades exigibles al mismo, ni a corto ni a largo plazo.

El no cumplimiento de la limitación 9.2. hace que el árido no sea apto para las piezas en cuestión. Si se hubiera hormigonado algún elemento con hormigón fabricado con áridos en tal circunstancia, deberán adoptarse las providencias que considere oportunas el Director de Obra a fin de garantizar que, en tales elementos, no se han formado oquedades o coqueras de importancia que puedan hacer peligrar la sección correspondiente.

Comentarios

Para la detección de oquedades o coqueras resultan adecuados los ensayos de información tales como los realizados

utilizando ultrasonidos, radiografías, etc. (Véase Artículo 66°).

59.4. Otros componentes del hormigón

59.4.1. Especificaciones

Las del Artículo 10° más las que pueda contener el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. No podrán utilizarse aditivos que no se suministren correctamente etiquetados y acompañados del certificado de garantía del fabricante, según lo prescrito en 10.1.

Comentarios

Las prescripciones del articulado vienen a establecer, en espera de una homologación general de los aditivos, una homologación para cada obra en particular, que permite seleccionar al comienzo de la misma las marcas y tipos que pueden emplearse a lo largo de ella sin que sus efectos sean

perjudiciales para las características de calidad del hormigón o para las armaduras. Se recomienda que los ensayos sobre aditivos se realicen de acuerdo con las UNE

*83.205/85, 83.206/85, 83.207/85,
83.208/85, 83.209/86, 83.225/86,
83.226/86, 83.227/86, 83.240/86,*

*83.254/87, 83.255/87, 83.256/87,
83.257/87, 83.258/87 y 83.259/87.*

Como, en general, no será posible establecer un control permanente sobre los componentes químicos del aditivo en la marcha de la obra,

control por otra parte no prescrito aunque si recomendado cuando sea posible, se establece que el control que debe realizarse en obra sea la simple comprobación de que se emplean aditivos aceptados en la fase previa, sin alteración alguna.

59.4.2. Ensayos

a) Antes de comenzar la obra, se comprobará en todos los casos el efecto del aditivo sobre las características de calidad del hormigón; tal comprobación se realizará mediante los ensayos previos del hormigón citados en el Artículo 64°. Igualmente se comprobará, mediante los oportunos ensayos de laboratorio, la ausencia en la composición del aditivo de compuestos químicos que puedan favorecer la corrosión de las armaduras.

Como consecuencia de lo anterior, se seleccionarán las marcas y tipos de aditivos admisibles en la obra, la constancia de cuyas características de composición y calidad garantizará el fabricante correspondiente.

b) Durante la ejecución de la obra se vigilará que los tipos y marcas de los aditivos utilizados sean precisamente los aceptados según el párrafo anterior.

59.4.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para calificar el aditivo como no apto para agregar a hormigones de pretensado. Cualquier posible modificación de las características de calidad del producto que se vaya a utilizar, respecto a las del aceptado en los ensayos previos al comienzo de la obra, implicará su no utilización hasta que la realización, con el nuevo tipo, de los ensayos previstos en 59.4.2. a) autorice su aceptación y empleo en la obra.

Artículo 60°. Control de la calidad del hormigón

El control de la calidad del hormigón se extenderá normalmente a su consistencia y a su resistencia, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, según 59.3, o de otras características especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Este control de la calidad del hormigón se realizará de acuerdo con lo indicado en los Artículos 61º a 67º siguientes. La toma de muestras del hormigón se realizará según UNE 83.300/84.

Comentarios

Las características de la calidad citadas son las mínimas normales.

sean exigibles (por ejemplo, relación agua/cemento, contenido en cemento, etc.) y con qué criterios se realizará el control de las mismas.

En cada caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares citará las que, además

Artículo 61°. Control de la consistencia del hormigón

61.1. Especificaciones

La consistencia será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o la indicada, en su momento, por el Director de Obra, de acuerdo con 11.6., tanto para los hormigones en los que la consistencia se especifica por tipo o por el asiento en cono de Abrams.

Comentarios

El control de la consistencia pone en manos del Director de Obra un criterio de aceptación condicionada y de rechazo de las amasadas de hormigón, al permitirle detectar anomalías en la dosificación, especialmente por lo que a la relación agua/cemento se refiere.

Para evitar problemas de rechazo de un hormigón ya colocado en obra (correspondiente al primer tercio de vertido de la amasada), es recomendable efectuar una determinación de consistencia al principio del vertido, aún cuando la aceptación o rechazo debe producirse en base a la consistencia medida en el tercio central.

61.2. Ensayos

Se determinará el valor de la consistencia, mediante el cono de Abrams de acuerdo con la UNE 83.313/90.

- Siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia.
- Cuando lo ordene el Director de Obra.

61.3. Criterios de aceptación o rechazo

Si la consistencia se ha definido por su tipo, la media aritmética de los tres valores obtenidos según UNE 83.313/90 tiene que estar comprendida dentro del intervalo correspondiente y ninguno de los tres valores debe quedar fuera del intervalo resultante después de aplicar su tolerancia.

Si la consistencia se ha definido por su asiento, las tres medidas deben estar comprendidas dentro de la tolerancia.

El no cumplimiento de las condiciones anteriores implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

Artículo 62°. Control de la resistencia del hormigón

Independientemente de los ensayos de control de materiales componentes y de la consistencia del hormigón, a que se refieren los Artículos 59º y 61º respectivamente y los que puedan prescribirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, los ensayos característicos y de control de la resistencia del hormigón previstos en esta Instrucción con carácter preceptivo¹, son los indicados en los Artículos 64º y 65º.

Otros tipos de ensayos son los llamados de "Información", a los que se refiere el Artículo 66º.

Finalmente, antes del comienzo del hormigonado puede resultar necesaria la realización de ensayos previos y/o ensayos característicos, los cuales se describen en los Artículos 63º y 64º respectivamente.

Los ensayos previos, característicos y de control, se refieren a probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, rotas por compresión a veintiocho días de edad, según UNE 83.301/84, UNE 83.303/84 y 83.304/84.

Comentarios

En la tabla 62.1 se resumen las los ensayos establecidos en el articulado. características de

Artículo 63°. Ensayos previos del hormigón

Se realizarán en laboratorio antes de comenzar las obras, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 21º. Su objeto es establecer la dosificación que habrá de emplearse, teniendo en cuenta los materiales disponibles y aditivos que se vayan a emplear, y las condiciones de ejecución previstas. En el mencionado Artículo 21º se señala, además, en qué caso puede prescindirse de la realización de estos ensayos.

Tabla 62.1

CONTROL DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON

Ensayo de compresión	Previos	Características	De Control	De información		
				Tipo a	Tipo b	Tipo c
Ejecución de probetas	En laboratorio	En obra	En obra	En obra	Extraídas del hormigón endurecido	Ensayos no destructivos (Métodos muy diversos)
Conservación de probetas	En cámara húmeda	En agua o cámara húmeda	En agua o cámara húmeda	En condiciones análogas a las de la obra	En gua o aire, según proceda	
Tipo de probetas	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de esbeltez superior a uno	
Edad de los probetas	28 días	28 días	28 días	Variables		
Número mínimo de probetas	4 x 3=12	6 x 3 = 18	Véase Artículo 65º	A establecer		
Obligatoriedad	Preceptivos salvo experiencia previa	Preceptivos salvo experiencia previa	Siempre preceptivos	En general, no preceptivos		
Observaciones	Están destinados a establecer la	Están destinados a sancionar la	A veces, deben completarse	Están destinados a estimar la resistencia real del hormigón a una cierta edad y en unas condiciones determinadas		

	dosificación inicial de obra	dosificación definitiva y los medios utilizados en la obra	con ensayos de información tipo "b" o tipo "c"	
--	---------------------------------	--	--	--

Para llevarlos a cabo, se fabricarán al menos cuatro series de amasadas distintas, de tres probetas cada una por cada dosificación, que se desee establecer y se operará de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 83.301/84, 83.303/84 y 83.304/84.

De los valores así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en el laboratorio, f_{cm} , el cual deberá superar el valor exigido a la resistencia de proyecto con margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica real de la obra sobrepase también a la de proyecto.

Comentarios

Si bien en este artículo, se contemplan los ensayos previos desde el punto de vista resistente, en realidad bajo este epígrafe tienen cabida todos los ensayos que deben realizarse antes de comenzar el hormigonado para garantizar la aptitud de los materiales para amasar con ellos el hormigón previsto.

Garantizada la aptitud de los componentes del hormigón, el establecimiento de la dosificación que debe emplearse comprenderá, en la mayoría de los casos, el estudio de la granulometría de los áridos, relación agua/cemento, consistencia y resistencia y, eventualmente, cantidad de aditivos.

Desde el punto de vista del control de la resistencia, la medida de la consistencia tiene gran importancia; pues las alteraciones en la

por la experiencia, que permitan tomar la decisión de aceptar la dosificación en cuestión o modificarla.

La información suministrada por los ensayos previos de laboratorio es muy importante para la buena marcha posterior de los trabajos, por lo que conviene que los resultados los conozca el Director de Obra. En particular, la

relación agua/cemento que puedan producirse en la obra, de gran repercusión en la resistencia, serán detectadas inmediatamente en tal ensayo, por otro lado de fácil realización en la obra.

Desde el punto de vista de la resistencia objeto del artículo que se comenta, los ensayos previos, tal como se definen en el articulado, suministran datos para estimar la resistencia media del hormigón de la obra, la cual debe coincidir con el fabricado en el laboratorio; pero como es lógico, no pueden aportar más información sobre la función de distribución del hormigón de la obra. Esta falta de información debe subsanarse, en esta fase, mediante la introducción de hipótesis, sancionadas

confección de mayor número de probetas con rotura a tres, siete y noventa días permitirá tener un conocimiento de la curva de endurecimiento del hormigón, que puede resultar muy útil, tanto para tener información de partes concretas de la obra antes de veintiocho días, como para prever el comportamiento del hormigón a mayores edades.

Artículo 64°. Ensayos característicos del hormigón

Salvo en el caso de emplear hormigón preparado o de que se posea experiencia previa con los mismos materiales y medios de ejecución, estos ensayos son preceptivos en todos los casos y tienen por objeto comprobar, en general antes del comienzo del hormigonado, que la resistencia característica real del hormigón que se va a colocar en la obra no es inferior a la de proyecto.

Los ensayos se llevarán a cabo sobre probetas procedentes de seis masas diferentes de hormigón, para cada tipo que haya de emplearse, enmoldando tres probetas por masa; las cuales se ejecutarán, conservarán y romperán según los métodos de ensayo UNE 83.301/84, UNE 83.303/84 y UNE 83.304/84.

Con los resultados de las roturas se calcula el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

$$X_1 \leq X_2 \leq \dots \leq X_6$$

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$X_1 + X_2 + X_3 \leq f_{ck}$$

En cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución correspondientes.

En caso contrario no se aceptarán, introduciéndose las oportunas correcciones y retrasándose el comienzo del hormigonado hasta que como consecuencia de nuevos ensayos característicos se llegue a dosificaciones y procesos aceptables.

Comentarios

Estos ensayos tiene por objeto garantizar, antes del proceso de hormigonado, la idoneidad de la dosificación que se vaya a utilizar y del proceso de fabricación que se piensa emplear, para conseguir hormigones de la resistencia prevista en el proyecto.

Como puede comprobarse, el criterio de aceptación es análogo al que se empleará en los ensayos de control a nivel intenso empleándose tres probetas para definir la resistencia de cada amasada. Esta prescripción tiene por objeto eliminar la posibilidad de un rechazo de dosificación o proceso de fabricación, como consecuencia de un error en la medida de la resistencia de una sola probeta, como consecuencia de

deficiente ejecución, conservación, transporte, o del mismo proceso de rotura. Se entiende que el valor medio de una serie de tres probetas representa, con más propiedad que un solo valor, la calidad de la amasada compensando en parte las desviaciones introducidas al confeccionar las probetas.

El mayor costo del ensayo queda compensado por la repercusión económica del mismo sobre el costo de la obra.

Por otra parte, resulta útil ensayar varias dosificaciones iniciales, pues si se prepara una sola y no se alcanza con ella la debida resistencia, hay que comenzar de nuevo con el consiguiente retraso para la obra.

Artículo 65°. Ensayos de control del hormigón

65.1. Generalidades

Estos ensayos son preceptivos en todo los casos y tienen por objeto comprobar, a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica del hormigón de la obra es igual o superior a la de proyecto.

El control podrá realizarse en dos modalidades.

- Control total (control al 100 por 100), cuando se conozca la resistencia de todas las amasadas.
- Control estadístico del hormigón, cuando solo se conozca la resistencia de una fracción de las amasadas que se controlan. En este caso, en función del valor adoptado para γ_c y de acuerdo con el Artículo 41° se establecen dos niveles de control estadístico de la calidad del hormigón.
 - Control estadístico a nivel normal.
 - Control estadístico a nivel intenso.

En ambas modalidades los ensayos se realizan sobre probetas fabricadas, conservadas y rotas según UNE 83.301/84, UNE 83.303/84 y UNE 83.304/84.

Para edificación, los ensayos de control del hormigón, serán realizados por laboratorios que cumplan lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de Octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan.

Comentarios

El objeto de los ensayos de control es comprobar que las características de calidad del hormigón, curado en condiciones normales y a 28 días de edad, son las previstas en el proyecto.

Con independencia de los ensayos de control, se realizarán los de información tipo a) (Artículo 66°) que prescriba el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o indique el Director de Obra, para conocer a una edad,

y tras un proceso de curado análogo al de los elementos de que se trata, que el hormigón tiene la resistencia adecuada, especialmente en el momento del tesado

Desde el punto de vista de la aceptación del lote objeto del control, los ensayos determinantes son los que se prescriben en 65.2. y 65.3. o en su caso los derivados del 65.4.

65.2. Control total (control al 100 por 100)

Esta modalidad de control es de aplicación a cualquier obra y a cualesquiera que sean los valores adoptados para γ_c de conformidad con el Artículo 41° de esta Instrucción.

El control se realiza determinando la resistencia de todas las amasadas componentes de la parte de obra sometida a control y calculando, a partir de sus resultados, el valor de la resistencia característica real, según 35.1.

Para que el conjunto de amasadas sometidas a control sea aceptable, es preciso que $f_{c,real} \geq f_{ck}$

Comentarios

En la mayoría de las obras, este tipo de control no deberá utilizarse, por el elevado número de probetas que implica confeccionar, conservar y romper, la complejidad de todo orden que supone para la obra y el elevado costo de control.

Sin embargo, en algunos casos especiales, como elementos aislados de mucha responsabilidad, en cuya composición entra un número pequeño de amasadas u otros similares, puede resultar de gran interés el conocimiento exacto de $f_{c,real}$ para basar en él las decisiones de aceptación o rechazo, con eliminación total del posible error inherente a toda estimación. En previsión de estos casos especiales, pero sin exclusión de cualquier

otro, se da entrada de forma fehaciente en la Instrucción a este tipo de control.

Conforme se ha definido en el Artículo 35°, el valor de la resistencia característica real corresponde al cuantil del 5 por 100 en la función de distribución de la población, objeto del control. Su obtención se reduce a determinar el valor de la resistencia de la amasada que es superada en el 95 por 100 de los casos o que, a lo sumo, es igualada en el 5 por 100 de ellos.

En general, para poblaciones formadas por N amasadas, el valor de $f_{c,real}$ corresponde a la resistencia de la amasada que, una vez ordenadas las N determinaciones de menor a mayor, ocupa el lugar $n = 0,05 N$, redondeándose "n" por exceso.

Cuando el número de amasadas que se vayan a controlar sea igual o menor que 20,

$f_{c,real}$ será el valor de la resistencia de la amasada mas baja encontrada en la serie.

65.3. Control estadístico del hormigón

65.3.1. Ensayos de control a nivel normal

Esta modalidad de control, es de aplicación a obras en cuyo proyecto se haya adoptado para γ_c un valor $\gamma_c \geq 1,5$ en correspondencia con el Artículo 41°.

A efecto de control, salvo excepción justificada, se dividirá la obra en partes sucesivas (lotes) inferiores cada una al menor de los límites señalados en el cuadro 65.3.1.a. No se mezclarán en un

mismo lote elementos de función resistente distinta, es decir, que pertenecieran a columnas distintas del cuadro.

El control tiene por objeto determinar si el hormigón de cada lote es aceptable con arreglo a los criterios de esta Instrucción.

El control se realizará determinando la resistencia de N amasadas (véase 11.3) en número $N \geq 3$ y frecuencia que fijará el Director de Obra de no estar prevista en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, tomadas al azar entre los componentes de la obra sometida a control. Cuando el lote abarque a dos plantas, el hormigón de cada una de ellas deberá dar origen al menos a una determinación.

Cuadro 65.3.1.a.

TIPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

<i>Limite superior</i>	<i>Elementos comprimidos (pilares, muros portantes, etc.)</i>	<i>Elementos en flexión simple (vigas, forjados, muros de contención etc.)</i>	<i>Macizos (zapatas, estribos de puente, bloques, etc.)</i>
<i>Volumen de hormigón</i>	<i>50 m³</i>	<i>100 m³</i>	<i>100 m³</i>
<i>Número de amasadas (1)</i>	<i>25</i>	<i>50</i>	<i>100</i>
<i>Tiempo de hormigonado</i>	<i>2 semanas</i>	<i>2 semanas</i>	<i>1 semana</i>
<i>Superficie construida</i>	<i>1.000 m²</i>	<i>1.000 m²</i>	<i>--</i>
<i>Número de plantas</i>	<i>2</i>	<i>2</i>	<i>--</i>

(1) Este límite no es obligatorio en obras de edificación

En todo caso, el contratista podrá utilizar un número de determinaciones superior al mencionado anteriormente, siendo a su costa el sobrecosto del ensayo.

Ordenados los resultados de las determinaciones de resistencia de las N amasadas controladas en la forma:

$$X_1 \leq X_2 \leq \dots X_m \leq \dots \leq X_N$$

Se define como resistencia característica estimada, en este nivel, la que cumple las siguientes expresiones:

$$\text{Si } N < 6, \quad f_{\text{est}} = K_N \cdot X_1$$

$$\text{Si } N \geq 6; f_{\text{est}} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1} - x_m \leq K_N \cdot x_1 - x_m \leq K_N \cdot x_1}{m-1}$$

siendo:

K_N = Coeficiente dado en el cuadro 65.3.1.b en función de N y del tipo de instalación en que se fabrique el hormigón.

x_1 = Resistencia de la amasada de menor resistencia

$m = N/2$ si N es par

$m = \frac{N-1}{2}$ si N es impar

el lote sometido a control será aceptable si se verifica que:

$$f_{\text{est}} \geq f_{\text{ck}}$$

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado en posesión de un Sello de Calidad oficialmente reconocido, se podrá reducir el muestreo al 50% de los lotes, realizando éste al azar, siempre y cuando se den además las siguientes condiciones:

- Los resultados de control de producción exigidos por el Sello están a disposición del utilizador y sus valores son satisfactorios.
- El número mínimo de lotes que deberá maestrasearse en obra será de tres, correspondiendo a los lotes relativos a los tres tipos de elementos estructurales que figuran en el cuadro 65.3.1.a; en caso de que haya mas lotes corresponderán preferentemente a elementos trabajando a compresión.
- En el caso de que en algún lote la f_{est} fuera menor que la resistencia característica de proyecto se muestreará en obra el 100 por 100 de los lotes hasta que en cuatro lotes consecutivos se obtengan resultados correctos.

Cuadro 65.3.1.b.
VALORES DE K
HORMIGONES FABRICADOS EN CENTRAL CON LABORATORIOS
QUE CUMPLAN LO INDICADO EN 59.A.

N	Con sello de Calidad oficialmente reconocido	Sin Sello de Calidad oficialmente reconocido	Otros casos (59.b)
3	0,93	0,91	0,81
4	0,95	0,93	0,86
5	0,96	0,95	0,89
6	0,97	0,96	0,92
7	0,98	0,97	0,94
8	0,99	0,98	0,96

Comentarios

Se consideran en este nivel los casos frecuentes en que las determinaciones de resistencia de las amasadas componentes de la parte de la obra sometida a control no responden a criterios sistemáticos, en su número ni en su frecuencia. Es posible, por lo tanto, que puedan introducirse errores en la fabricación del hormigón, de trascendencia para su resistencia, no fácil ni inmediatamente detectables. Para reducir en lo posible tales efectos, se establece que γ_c sea igual o superior a 1,5.

se emplea, y, como por otra parte, a partir de N-6 las diferencias entre los valores K_N para el mismo valor de N y diferentes coeficientes de variación es inferior al 5 por 100, se ha preferido ligar los valores de K_N al tipo de control con que se fabrica el hormigón, desligándolo del cálculo de δ mediante la aceptación previa de las siguientes hipótesis:

a) que los hormigones fabricados en central tienen un coeficiente de variación del orden de 0,10 a 0,13 y tanto menor cuanto más fiable sea el control de producción;

En realidad en este nivel, la función para determinar la resistencia característica estimada sería $f_{est} = K_N \cdot x_1$, con los significados establecidos para K_N y x_1 . Tal función exige conocer el coeficiente de variación δ de la población para poder aplicarse con toda corrección, puesto que K_N es función de tal coeficiente de variación y del número N. Sin embargo, como para que la estimación de δ tenga una fiabilidad aceptable es necesario que se controle un número de amasadas N superior al que habitualmente

b) que los restantes hormigones tienen un coeficiente de variación del orden de 0,20 a 0,23.

A partir de estas hipótesis y otorgando una probabilidad de aceptación homogénea para todos los casos, se obtienen los valores de K_N que figuran en el cuadro 65.3. I.b.

Con lo anterior, en los casos de $N \geq 6$ la discrepancia producida en f_{est} , por una errónea estimación de δ será prácticamente

insignificante, habiéndose aceptado la posibilidad de emplear una segunda función de estimación, dependiente únicamente de los valores muestrales, y prevista, en principio, para el control a nivel intenso, a fin de paliar aún más los posibles casos en que la diferencia en cuestión, aún pequeña, pudiera tener importancia.

Los casos en que $N < 6$ son los que presentan más dificultad, puesto que ni es posible estimar δ con precisión, ni introducir un segundo estimador de comparación; en ellos, evidentemente una errónea estimación previa de su coeficiente de variación puede tener repercusiones a la hora de la aceptación. Cuando sea posible la realización de los ensayos de una manera sistemática, se

recomienda comenzar la serie de ensayos con valores de $N \geq 6$, continuando con la misma extensión de la muestra durante el control de los cuatro o cinco primeros lotes, con la totalidad de los valores muestrales obtenidos puede entonces calcularse el coeficiente de variación de la población con suficiente garantía y, una vez cerciorados del caso de que se trata a efectos de la elección de K_N , reducir el valor de N en el control de los restantes lotes de la obra.

Finalmente, debe añadirse que los valores dados en el cuadro 65.3.1.a, aptos para la gran generalidad de la obra, pudieran requerir una juiciosa adaptación en algún caso singular, cuando su aplicación directa conduzca a muestreos excesivos.

65.3.2. Ensayos de control a nivel intenso

Este tipo de control es preceptivo siempre que la resistencia de proyecto sea mayor de 25 N/mm^2 o cuando para γ_c se adopte un valor menor 1,5 de conformidad con el Artículo 41º.

A los efectos del control se dividirá la obra en lotes, con arreglo a los criterios del cuadro 65.3.1.a, siendo el objeto del control determinar si el hormigón componente de cada uno de los lotes es aceptable, con arreglo al contenido de esta Instrucción.

El control de cada lote se realiza sobre un número N de determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas, tomadas al azar, entre las que componen el lote controlado. Los valores de N se establecerán, de acuerdo con la sistemática que se define en este artículo.

En general, obtenidas las resistencias de N amasadas y ordenadas de menor a mayor en la forma:

$$X_1 \leq X_2 \leq \dots X_m \leq \dots X_N$$

se define la resistencia característica estimada, de la parte del lote sometido a control, por

$$f_{\text{est}} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq k_N \cdot x_1$$

siendo:

$m =$ $N/2$ o $(N-1)/2$ según sea N par o impar, respectivamente

$K_N =$ Parámetro definido en 65.3.1 b. para el caso de control a nivel normal, función del valor N y del tipo de instalación en que se fabrique el hormigón.

El lote sometido a control será aceptable si se verifica que:

$$f_{\text{est}} \geq 2 f_{\text{ck}}$$

La sistemática de la aplicación de este nivel de control a la totalidad de la obra, será la siguiente:

Al comienzo del control, se tomará $N=12$; cuando en cuatro lotes consecutivos, con $N=12$, se haya obtenido aceptación ($f_{\text{est}} \geq f_{\text{ck}}$) se tomará, en los siguientes $N=6$. Se volverá a tomar $N=12$ a partir del momento en que con $N=6$ se obtenga $f_{\text{est}} \leq f_{\text{ck}}$, volviéndose a tomar $N=6$ tan pronto como en cuatro lotes consecutivos se obtenga $f_{\text{est}} \geq f_{\text{ck}}$

Este proceso se repetirá tantas veces como sea preciso.

Comentarios

Se basa el control a nivel intenso, como el control a nivel normal, en determinaciones de

la resistencia de diversas amasadas siéndole

de aplicación lo comentado al respecto en el artículo anterior.

Se presupone la normalidad de la población, si bien, por tomar en consideración exclusivamente la mitad de los valores obtenidos, no se penalizan las desviaciones en más, a partir del valor x_{m+1} .

Con la limitación establecida, $f_{est} \geq K_N \cdot x_1$, se quieren eludir los posibles casos de polémica en que, por una desviación en más del valor x_m pudiera resultar un ensayo aceptable con

el criterio establecido en el nivel normal y rechazable en éste.

Por último, el juego de decisiones sobre el número de determinaciones que debe realizarse, es decir, sobre la información general que se quiere conseguir, pretende obtener una información de extensión aceptable al comienzo de la obra y siempre que esté en entredicho la calidad del hormigón que anteriormente se haya puesto en obra, mientras que permite reducir el número de probetas en los casos en que la fabricación se estabiliza alrededor de calidades aceptables.

65.4. Decisiones derivadas del control de resistencia

Quando en un lote de obra sometida a cualquier nivel de control, sea $f_{est} \geq f_{ck}$ tal lote se aceptará. Si resultase $f_{est} \geq f_{ck}$, a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra y sin perjuicio de las sanciones contractuales previstas (véase 6.4), se procederá como sigue:

- a) Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$ el lote se aceptará
- b) Si $f_{est} < 0,9 f_{ck}$, se podrán utilizar a juicio del Director de Obra a costa del constructor los estudios y ensayos que procedan de entre los siguientes:
 - Estudio de la seguridad de los elementos que componen el lote, en función de la f_{est} deducida de los ensayos de control, para estimar la variación del coeficiente de seguridad global respecto del previsto en el Proyecto.
 - Ensayos de información para estimar la resistencia del hormigón puesto en obra, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 66º, realizando un estudio análogo al mencionado en el párrafo anterior, basado en los nuevos valores de resistencia obtenidos.
 - Ensayos estáticos de puesta en carga (prueba de carga), de acuerdo con 75.2 en elementos estructurales sometidos a flexión. La carga de ensayo no excederá del valor característico de la carga tenida en cuenta en el cálculo.

En función de los estudios y ensayos ordenados por el Director de Obra y con la información adicional que el constructor pueda aportar a su costa, aquél decidirá si los elementos que componen el lote se aceptan, refuerzan o demuelen, habida cuenta también de los requisitos referentes a la durabilidad y a los estados límites de servicio.

Comentarios

Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, el Director de Obra para estimar la disminución de la seguridad, podrá consultar con el proyectista y con organismos especializados.

En general, de una prueba de carga no se puede deducir que el margen de seguridad de la estructura en servicio es suficiente, salvo en el caso en que la prueba se lleve hasta rotura (lo que es de aplicación, por ejemplo en elementos prefabricados que se repiten). No obstante, la realización de una prueba de

En ciertos casos, el Director de Obra, podrá proponer a la Propiedad como alternativa a la demolición o refuerzo, una limitación de las cargas de uso.

carga juiciosamente efectuada e interpretada, puede aportar datos útiles que coadyuven a la toma de decisión final.

Debe tenerse siempre presente que la resistencia del hormigón es, además de una cualidad valiosa en sí misma, un estimador

indirecto de importantes propiedades, como el módulo de elasticidad y la resistencia frente a agentes agresivos relacionadas intimamente con la calidad del hormigón. Por consiguiente, cuando se obtenga una resistencia estimada menor de la especificada, es preciso

considerar no solo la posible influencia sobre la seguridad mecánica de la estructura, sino también el efecto negativo sobre otras características, como la deformabilidad, fisurabilidad y la durabilidad.

Artículo 66°. Ensayos de información del hormigón

Estos ensayos sólo son preceptivos en los casos previstos por esta Instrucción en los Artículos 25°, 28° y 65.4, o cuando así lo indique el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. Su objeto es estimar la resistencia del hormigón de una parte determinada de la obra, a una cierta edad y/o tras un curado en condiciones análogas a las de la obra.

Los ensayos de información del hormigón pueden consistir en:

- a) La fabricación y rotura de probetas, en forma análoga a la indicada para los ensayos de control (véase Artículo 65°), pero conservando las probetas no en condiciones normalizadas, sino en las que sean lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentra el hormigón cuya resistencia se pretende estimar.
- b) La rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido (método de ensayo UNE 83.302/84, UNE 83.303/84 y UNE 83.304/84). Esta forma de ensayo no deberá realizarse cuando dicha extracción afecte de un modo sensible a la capacidad resistente del elemento en estudio.
- c) El empleo de métodos no destructivos fiables, como complemento de los anteriormente descritos y debidamente correlacionados con los mismos.

El Director de Obra juzgará, en cada caso, los resultados, teniendo en cuenta que para la obtención de resultados fiables la realización, siempre delicada de estos ensayos, deberá estar a cargo de personal especializado.

Comentarios

La realización de estos ensayos tiene interés, entre otros, en los siguientes casos:

- *Cuando no se dispone de suficiente número de resultados de control o en los casos previstos en 65.4.*
- *Cuando existan dudas razonables sobre las condiciones de ejecución de obra (transporte, vertido, compactación y curado de hormigón).*
- *Para seguir el progresivo desarrollo de resistencia en hormigones jóvenes, estimando así el momento idóneo para realizar el desencofrado o la puesta en carga de elementos estructurales.*
- *En estructuras con síntomas de deterioro o que han estado sometidas a determinadas acciones que podrían haber afectado a su capacidad resistente (sobrecargas excesivas, fuego, heladas, etc.).*

- *Cuando por cambios de uso, una determinada estructura va a soportar acciones no previstas en el proyecto inicial.*

- *Para la rehabilitación de edificios.*

En general, los resultados que dan los ensayos del tipo a) suelen quedar del lado de la seguridad, ya que el pequeño tamaño de las probetas y, por tanto su menor inercia en todos los aspectos, actúa en sentido desfavorable, por lo que el hormigón de dichas probetas suele resistir menos que el del elemento que ellas representan.

Respecto a la extracción de probetas testigo, se llama la atención sobre el hecho de que para que sean representativas tales probetas deben poseer unas dimensiones mínimas determinadas, función del tamaño de los áridos y que pueden dar resistencias inferiores a las de las probetas enmoldadas. Estas dimensiones vienen establecidas en el método de ensayo UNE 83.302/84.

Entre los ensayos no destructivos autorizados en el apartado c) del articulado, pueden considerarse los ensayos UNE 83.307/86 "Índice de rebote" y UNE 83.308/86

velocidad de propagación de ultrasonidos, cuya fiabilidad aumenta cuando se combinan ambos simultáneamente con la extracción y rotura de probetas testigo.

Artículo 67°. Control de la calidad del acero

67.1. Generalidades

En correspondencia con el valor adoptado para γ_s de acuerdo con el Artículo 41°, se establecen los siguientes niveles para controlar la calidad del acero; tanto para las armaduras activas como pasivas:

- Control a nivel normal
- Control a nivel intenso

No podrán utilizarse partidas de acero que no lleguen acompañadas del certificado de garantía del fabricante, según lo prescrito en los Artículos 12° y 13°.

Comentarios

Con respecto a los distintos ensayos prescritos en los apartados de este artículo se recomienda adoptar el procedimiento siguiente: En el caso de que sea posible clasificar los materiales existentes en obra que tengan el mismo diámetro en lotes, según las diferentes partidas suministradas, el resultado de los ensayos será aplicable al resto del material que constituye el lote del que se obtuvieron las probetas para hacer tal ensayo. Si no es posible clasificar el material del mismo diámetro en lotes, como esta indicado, se considerará que todo el material de un diámetro constituye un solo lote.

El muestreo que se prescribe es débil, pero suficiente en la práctica, pues aunque no representa en cada obra un ensayo real de recepción, es evidente que un material defectuoso sería detectado rápidamente. En la práctica el sistema es correcto para el fin que se persigue, que es dificultar el empleo de materiales sistemáticamente defectuosos.

Sin embargo, en el caso de desacuerdo en la interpretación de los ensayos realizados, debería pasarse a realizar ensayos, con suficiente número de muestras para servir de base estadística a una estimación eficaz de calidad.

67.2. Control a nivel normal

Corresponde a $\gamma_s = 1,15$

El control consiste en:

- Tomar dos probetas por cada diámetro y cantidad de 20 t. o fracción para armaduras pasivas, y 10 t. o fracción para armaduras activas, para sobre ellas:
 - Verificar que la sección equivalente cumple lo especificado en el apartado 12.1.
 - En caso de barras corrugadas, verificar que las características geométricas de sus resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación (apartado 12.3). Realizar después de enderezado, los ensayos de doblado simple a 180° y de doblado-desdoblado según 12.2, 12.3, 12.4 y 13.2, 13.3 y 13.4 y las UNE 36.068/88, 36.088/88/I/2R, 36.092/81/1, 36.097/81/I/IR y 36.099/81/1.
- Determinar, al menos, en dos ocasiones durante la realización de la obra, el límite elástico, carga de rotura y alargamiento en rotura, como mínimo en una probeta de cada diámetro empleado tanto para las armaduras activas como para las pasivas. En el caso particular de las mallas electrosoldadas se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado; y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según UNE 36.462/80.

-En el caso de existir empalmes por soldadura verificar de acuerdo con lo especificado en el apartado 67.4 la aptitud para el soldeo en obra.

67.3. Control a nivel intenso

Corresponde a $\sim s = 1,1$

El control consiste en:

- Tomar dos probetas por cada diámetro y partida de 20 t. o fracción para armaduras pasivas, y 10 t. o fracción para armaduras activas, para sobre ellas:
 - Verificar que la sección equivalente cumple lo especificado en 12.1.
 - En el caso de barras corrugadas, verificar que las características geométricas de sus resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación (12.3).
 - Realizar después de enderezado los ensayos de doblado simple a 180° y de doblado-desdoblado según 12.2, 12.3, 12.4 y 13.2, 13.3 y 13.4 y las UNE 36.068/88, 36.088/88/I/2R, 36.092/81/1, 36.097/81/I/1R y 36.099/81/1.
- Realizar ensayos periódicos y sistemáticos de comprobación de las características del material, especificadas en los Artículos 12º y 13º, no menos de tres veces en el curso de la obra y con un mínimo de una comprobación por cada 50 t. para armaduras pasivas y cada 20 t. para armaduras activas. En cada comprobación se tomarán al menos dos probetas procedentes de cada diámetro utilizado.
- En el caso de existir empalmes por soldadura se verificará la aptitud para el soldeo en obra, según 67.4, al menos dos veces en el curso de la obra por diámetro.

67.4. Ensayo de aptitud al soldeo en obra para armaduras pasivas

Este ensayo se realizará sobre los diámetros máximo y mínimo que se vayan a

De cada diámetro se tomarán seis probetas, realizándose con tres los ensayos de tracción y con las otras tres el doblado simple, procediéndose de la siguiente manera:

- Ensayo de tracción: De las tres probetas tomadas para este ensayo, una se probará soldada y las otras sin soldadura, determinando su carga total de rotura. El valor obtenido para la probeta soldada no presentará una disminución superior al 5 por 100 de la carga total de rotura media de las otras 2 probetas, ni será inferior a la carga de rotura garantizada.

De la comprobación de los diagramas fuerza-alargamiento correspondientes resultará que, para cualquier alargamiento, la fuerza correspondiente a la barra soldada no será inferior al 95 por 100 del valor obtenido del diagrama de la barra testigo de diagrama inferior.

La base de medida del extensómetro ha de ser, como mínimo, tres veces la longitud de la oliva.

- Ensayo de doblado simple: Se realizará sobre tres probetas soldadas, en la zona de afección del calor (HAZ) sobre el mandril de diámetro indicado en 12.2 si se trata de barras lisas, y la tabla 12.3.b en el caso de barras corrugadas.

67.5. Condiciones de aceptación o rechazo de los aceros

Según el resultado de los ensayos a que ha sido sometido el acero y según los dos tipos de control admitidos se ajustará la Dirección de Obra a los siguientes criterios de aceptación o rechazo:

a) Control a nivel normal o a nivel intenso.

Comprobación de la sección equivalente: Si las dos verificaciones que han sido realizadas resultan satisfactorias, la partida quedará aceptada. Si las dos resultan no satisfactorias, la partida será rechazada. Si se registra un solo resultado no satisfactorio, se verificarán cuatro nuevas muestras correspondientes a la partida que se controla; y si alguna de estas nuevas cuatro verificaciones resulta no satisfactoria la partida será rechazada. En caso contrario, será aceptada.

Características geométricas de los resaltos de las barras corrugadas: El incumplimiento de los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación, será condición

suficiente para que se rechace la partida correspondiente. Ensayos de doblado simple y de doblado-desdoblado: Si los resultados obtenidos en las dos probetas ensayadas son satisfactorios, la partida quedará aceptada. Si fallase uno de los resultados, se someterán a ensayo cuatro nuevas probetas. Cualquier fallo registrado en estos nuevos ensayos obligará a rechazar la partida correspondiente. Finalmente, si los resultados obtenidos en las dos probetas inicialmente ensayadas no son satisfactorios, la partida será rechazada. Ensayos de tracción para determinar el límite elástico, la carga de rotura y el alargamiento en rotura: Mientras los resultados de los ensayos sean satisfactorios se aceptarán las barras del diámetro correspondiente. Si se registra algún fallo, todas las armaduras de ese mismo diámetro existentes en obra y las que posteriormente se reciban, serán clasificadas en lotes correspondientes a las diferentes partidas suministradas sin que cada lote exceda de las 20 toneladas para las armaduras pasivas y 10 toneladas para las armaduras activas. Cada lote será controlado mediante ensayos sobre dos probetas. Si los resultados de ambos ensayos son satisfactorios, el lote será aceptado. Si los dos resultados fuesen no satisfactorios, el lote será rechazado, y si solamente uno de ellos resulta no satisfactorio, se efectuará un nuevo ensayo completo de todas las características mecánicas que deben comprobarse, sobre 16 probetas. El resultado se considerará satisfactorio si la media aritmética de los dos resultados más bajos obtenidos supera el valor garantizado y todos los resultados superan el 95% de dicho valor. En caso contrario el lote será rechazado.

Ensayo de soldeo: En caso de registrarse algún fallo en el control del soldeo en obra, se interrumpirán las operaciones de soldadura y se procederá a una revisión completa de todo el proceso.

b) Control de armaduras pasivas con sellos de conformidad en obras de edificación.

En las obras de edificación si el material ostenta el Sello de conformidad CIETSID homologado por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes, se procederá de la siguiente manera:

b-1) Si el proyectista prescribe el empleo de acero con este Sello y adopta $\gamma_s = 1,15$ el control a realizar será el correspondiente a nivel normal, pero estableciendo el muestreo sobre lotes de 20 t. o fracción del total del acero, procedente de cada uno de los fabricantes, empleado en obra. Asimismo, la comprobación de las características mecánicas se realizará sobre una probeta de cada marca de acero empleado. Si adopta $\gamma_s = 1,10$, el control que habrá que realizar será el del nivel normal, sin reducir la intensidad de muestreo. No se considera necesario aplicar a materiales con este Sello el control a nivel intenso.

b-2) Si no figura en el Proyecto el empleo de acero con este Sello y en él se prevé control a nivel normal, la Dirección de Obra podrá reducir la intensidad de muestreo con los mismos criterios establecidos en el apartado b-1), correspondiente al nivel normal; si en el Proyecto estaba previsto control a nivel intenso, la Dirección de Obra podrá autorizar el control a nivel normal.

b-3) En el caso de que se registre algún fallo en cualquiera de los ensayos, se procederá según lo indicado en a). Cuando se haya adoptado un $\gamma_s=1,15$ el contraensayo, para el ensayo de tracción, indicado en a) se realizará sobre dos probetas por cada diámetro y lote de todas las barras existentes en obra procedentes del fabricante de aquellas en las que se ha registrado el fallo y de las que posteriormente se reciban del mismo, sin que cada lote exceda de las 20 t.

Comentarios

Cuando sea necesario ampliar el número de ensayos previstos, los nuevos ensayos deberán hacerse siempre sobre aceros que procedan de la misma partida que aquellos cuyo ensayo haya resultado no satisfactorio. En caso de que esto no sea posible, el

Director de Obra decidirá que medidas deben adoptarse.

En el caso de que se registre algún fallo en los ensayos de control de una partida de acero que haya sido ya colocada en parte en obra, se estudiará la repercusión que este

...no pueda tener en el comportamiento resistente de la estructura y en la disminución de la seguridad prevista. A la vista de ello, el Director de Obra, adoptará la decisión que estime oportuna.

Para armaduras pasivas corrugadas utilizadas exclusivamente en obras de edificación, el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, concedió por Orden de 6 de Julio de 1978 ("Boletín Oficial del Estado" de 9 de Agosto de 1978), la homologación del sello de conformidad "CIETSID".

Artículo 68°.Control de dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas

Los dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas, deberán recibirse en obra acompañados por un certificado expedido por un Laboratorio especializado donde se acredite que cumplen las condiciones especificadas en el Artículo 15º.

Cumplido este requisito, el control en obra se limitará a una comprobación de las características aparentes, tales como dimensiones e intercambiabilidad de las piezas, ausencia de fisuras o rebabas que supongan defectos en el proceso de fabricación, etc. De forma especial debe observarse el estado de las superficies que cumplan la función de retención de los tendones (dentado, rosca, etc.), y de las que deben deslizar entre sí durante el proceso de penetración de la cuña.

El número de elementos sometidos a control será el mayor de los valores siguientes:

- Seis por cada partida recibida en obra.
- El 5% de los que hayan de cumplir una función similar en el pretensado de cada pieza o parte de obra.

Cuando las circunstancias hagan prever que la duración o condiciones de almacenamiento puedan haber afectado al estado de las superficies antes indicadas, deberá comprobarse nuevamente su estado antes de su utilización.

Comentarios

Se llama la atención sobre el hecho de que el Certificado de ensayo pueda amparar el uso de los correspondientes dispositivos de anclaje y/o empalme en ciertas condiciones y

no en otras, por ejemplo, bajo cargas estáticas y no dinámicas, hasta un valor determinado de la fuerza de pretensado, etc.

Artículo 69°. Control de las vainas y accesorios para armaduras de pretensado

Las vainas y accesorios, deberán recibirse en obra acompañadas por un certificado del fabricante donde se garantice que cumplen las condiciones especificadas en el Artículo 16º, y de un catálogo o documento que indique las condiciones de utilización.

Cumplido este requisito, el control en obra se limitará a una comprobación de las características aparentes, tales como dimensiones, rigidez de las vainas, ausencia de abolladuras, ausencia de fisuras o perforaciones que hagan peligrar la estanquidad de éstas, etc.

En particular, deberá comprobarse que al curvar las vainas, de acuerdo con los radios con que vayan a utilizarse en obra, no se produzcan deformaciones locales apreciables, ni roturas que puedan afectar a la estanquidad de las vainas.

Se recomienda, asimismo, comprobar la estanquidad y resistencia al aplastamiento y golpes, de las vainas y piezas de unión, boquillas de inyección, trompetas de empalme, etc. en función de las condiciones en que hayan de ser utilizados.

En cuanto a los separadores, convendrá comprobar que no producirán acodalamientos de las armaduras o dificultad importante al paso de la inyección.

En el caso de almacenamiento prolongado o en malas condiciones, deberá observarse con cuidado si la oxidación de los elementos metálicos puede producir daños para la estanquidad o de cualquier otro tipo.

Comentarios

Dada la diversidad y heterogeneidad de elementos accesorios que se utilizan en la técnica del pretensado, no pueden darse normas concretas sobre su control, pero debe

recordarse que pueden tener una gran influencia en el correcto funcionamiento del sistema de tesado y en la pieza final.

Artículo 70°. Control de los equipos de tesado

Los equipos de tesado deberán disponer, al menos de dos instrumentos de medida (manómetros, dinamómetros, etc.) para poder comprobar los esfuerzos que se introduzcan en las armaduras activas.

Antes de comenzar las operaciones de tesado, en cada obra, se comprobará la correlación existente entre las lecturas de ambos instrumentos para diversos escalones de tensión.

El equipo de tesado deberá contrastarse, en obra, mediante un dispositivo de tarado independiente de él, en los siguientes casos:

- Antes de utilizarlo por primera vez.
- Siempre que se observen anomalías entre las lecturas de los dos instrumentos propios del equipo.
- Cuando los alargamientos obtenidos en las armaduras discrepen de los previstos en cuantía superior a la especificada en el Artículo 20º.
- Cuando en el momento de tesar hayan transcurrido más de dos semanas desde la última contrastación
- Cuando se hayan efectuado más de cien utilizaciones.
- Cuando el equipo haya sufrido algún golpe o esfuerzo anormal.

Los dispositivos de tarado deberán ser contrastados, al menos una vez al año, por un laboratorio especializado.

Artículo 71°. Control de los productos de inyección

Los requisitos que habrán de cumplir los productos de inyección serán los que figuran en el Artículo 17º.

Si los materiales, cemento y agua, utilizados en la preparación del producto de inyección son de distinto tipo o categoría que los empleados en la fabricación del hormigón de la obra, deberán ser necesariamente sometidos a los ensayos que se indican en el Artículo 60º.

En cuanto a la composición de los aditivos, antes de comenzar la obra, se comprobará en todos los casos, mediante los oportunos ensayos de laboratorio, la ausencia de cloruros, sulfuros, sulfitos, nitratos u otros compuestos químicos que puedan favorecer la corrosión de las armaduras. Asimismo se comprobará el efecto que el aditivo que se piensa emplear en la obra, produce en las características de calidad de la lechada o mortero, de manera que se cumplan las especificaciones del Artículo 17º y del 59.4.1. en lo referente a su composición, calidad, marcas y tipos admisibles en la obra, viscosidad, exudación, reducción de volumen, expansión, resistencia a compresión, resistencia a la helada, etc. Se habrán de tener en cuenta las condiciones particulares de la obra en cuanto a temperatura para prevenir, si fuese necesario, la necesidad de que el aditivo tenga propiedades aireantes.

Artículo 72°. Control de la ejecución

72.1. Generalidades

El Control de la ejecución, que esta Instrucción establece con carácter preceptivo, tiene por objeto garantizar el cumplimiento de las prescripciones generales del Capítulo III más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización del control de la ejecución, el cual se adecuará, necesariamente, al nivel correspondiente, en función del valor adoptado para γ_f en el proyecto, y de los datos previsibles en caso de accidentes según el Artículo 41º.

Se consideran en el citado Artículo 41º los siguientes dos niveles para la realización del control de la ejecución:

- Control de ejecución a nivel normal;
- Control de ejecución a nivel intenso.

Comentarios

Un hormigón que, a la salida de hormigonera, cumpla todas las especificaciones de calidad, puede ver disminuidas las mismas si su transporte, colocación y curado no son correctos. Lo mismo puede decirse respecto al corte, doblado y colocación, tanto de las armaduras activas como de las pasivas y a la precisión con que se introduzcan en éstas las tensiones iniciales previstas en el proyecto. Ya se ha indicado que cualquier irregularidad

gidos y el que la inyección de los conductos en que van alojados los tendones se realice en la forma adecuada. Además, aún realizadas las operaciones anteriores con todo cuidado, es preciso comprobar las luces y dimensiones de los elementos construidos, para poder garantizar que la calidad de la obra terminada es la exigida en el proyecto.

Básicamente el control de la ejecución está confiado a la inspección visual de las personas que lo ejercen, por lo que su buen sentido, conocimientos técnicos y experiencia práctica, son fundamentales para lograr el nivel de calidad previsto. No obstante lo anterior, es preciso sistematizar tales operaciones de control para conseguir una eficacia elevada en el mismo, pues no siempre los defectos que pueden presentarse

en el trazado de las armaduras activas respecto a su correcta posición, modifica la distribución de tensiones en la sección transversal de la pieza y puede engendrar solicitaciones no previstas en los cálculos, susceptibles de dañar o fisurar el hormigón. Especial importancia adquiere, por los conocidos riesgos de corrosión bajo tensión, el mantenimiento de los recubrimientos mínimos

se detectarán, como no se haya considerado previamente la posibilidad de su presencia.

En este sentido, la Instrucción establece dos niveles de control en correspondencia con el coeficiente de mayoración de las solicitaciones, que se pondrán en práctica estableciendo una sistemática de control más o menos intensa y continuada. A título orientativo, se incluye la tabla 72.1, en la que se detallan las principales comprobaciones que deben efectuarse durante la ejecución, en correspondencia con esta Instrucción y con el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Además del control de recepción que se realiza en representación de la Administración o de la Propiedad, es siempre recomendable la existencia de un control de producción (autocontrol) por parte del constructor.

TABLA 72. 1.
COMPROBACIONES QUE DEBEN EFECTUARSE
DURANTE LA EJECUCIÓN

En los elementos que proceda se efectuará el control dimensional.

Fase de control de ejecución	Comprobaciones que se efectúan
Previo al hormigonado	Revisión de los planos de proyecto y de obra. Comprobación, en su caso, de hormigoneras, vibradores, maquinaria de transporte, dispositivos de tesado, equipos de inyección, máquinas de hormigonado continuo, aparatos de medida, moldes para las probetas, equipos de laboratorio, dispositivos de seguridad, medidas de seguridad, etc. Replanteo. Excavaciones para cimientos y muros. Andamiajes y cimbras. Encofrado, moldes y bancadas de pretensado. Doblado de armaduras pasivas. Estado de vainas, anclajes, empalmes de armaduras y otros dispositivos. Colocación de armaduras pasivas, vainas, separadores, tendones, anclajes y sus elementos accesorios, empalmes, boquillas de inyección, tubos de purga, trompetas de empalme, etc. Tesado de armaduras pretesas. Juntas de hormigonado y retracción. Juntas de dilatación. Hormigonado en tiempo frío. Hormigonado en tiempo caluroso. Hormigonado bajo lluvia.
Durante el hormigonado	Fabricación, transporte y colocación del hormigón. Compactación del hormigón. Comprobación de inmovilidad de las armaduras y vainas.

Fase de control de ejecución	Comprobaciones que se efectúan
Posterior al hormigonado	Juntas de hormigonado y retracción. Juntas de dilatación. Hormigonado en tiempo frío. Hormigonado en tiempo caluroso. Hormigonado bajo la lluvia. Acabado de superficies de hormigón visto en su caso. Curado. Descimbramiento, desencofrado y desmoldeo. Resistencia del hormigón antes del destesado de las armaduras pretesas o el tesado de las postesas. Programa de tesado y alargamiento de las armaduras activas postesas. Anclajes. Deslizamiento y fisuración en el momento del destesado de las armaduras pretesas y después del tesado y anclaje de las postesas. Inyección de los conductos de pretensado y protección de los anclajes. Tolerancias en dimensiones, flechas y contraflechas, combas laterales, acabado de superficies, etc. Transporte y colocación de elementos prefabricados. Acciones mecánicas durante la ejecución. Reparación de defectos superficiales.

72.2. Control de ejecución a nivel normal

Corresponde a un valor de $\gamma_f = 1,6$

Se realiza mediante frecuentes y periódicas visitas de inspección de la obra, durante las cuales se comprueba sistemáticamente, y por rotación, un conjunto parcial de operaciones correspondientes a las prescripciones de 72.1, con objeto de cubrir la totalidad en dos o tres visitas. El control de tesado de las armaduras activas y el de la ejecución de la inyección se realizará según los Artículos 73º y 74º.

72.3. Control de ejecución a nivel intenso

Corresponde a un valor de $\gamma_f = 1,6$

Se realiza mediante frecuentes, periódicas y detalladas visitas de inspección de la obra, disponiendo de un técnico competente permanentemente en la misma que realiza comprobaciones continuadas y sistemáticas de la totalidad de las prescripciones de 72.1, 73º y 74º.

Comentarios

Se ha de tener en cuenta que la tabla 72.1 únicamente tiene el carácter orientativo de un memorándum, y que, especialmente se han de cumplir las prescripciones contenidas tanto

en el Capítulo III como en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra.

Artículo 73º. Control del tesado de las armaduras activas

Antes de iniciarse el tesado deberá comprobarse:

- en el caso de armaduras postesas, que los tendones deslizen libremente en sus conductos o vainas.
- que la resistencia del hormigón ha alcanzado, como mínimo, el valor indicado en el proyecto para la transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón. Para ello se efectuarán los ensayos de control de la resistencia del hormigón indicados en el Artículo 65º y, si éstos no fueran suficientes, los de información prescritos en el Artículo 66º.

El control de la magnitud de la fuerza de pretensado introducida se realizará, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 20º, midiendo simultáneamente el esfuerzo ejercido por el gato y el correspondiente alargamiento experimentado por la armadura.

Para constancia de este control, los valores de las lecturas registradas con los oportunos aparatos de medida utilizados, se anotarán en la correspondiente tabla de tesado.

En las primeras diez operaciones de tesado que se realicen en cada obra y con cada equipo o sistema de pretensado, se harán las mediciones precisas para conocer, cuando corresponda, la magnitud de los movimientos originados por la penetración de cuñas u otros fenómenos, con el objeto de poder efectuar las adecuadas correcciones en los valores de los esfuerzos o alargamientos que deben anotarse.

Comentarios

En el caso de tendones de poca longitud, el valor del alargamiento puede ser poco significativo, por lo que el control se realizará

preferentemente midiendo el esfuerzo ejercido por el gato.

Artículo 74º. Control de ejecución de la inyección

Las condiciones que habrá de cumplir la ejecución de la operación de inyección serán las indicadas en el Artículo 31º.

Se controlará el plazo del tiempo transcurrido entre la terminación de la primera etapa de tesado y la realización de la inyección.

Se harán, con frecuencia diaria, los siguientes controles:

- Del tiempo de amasado.
- De la relación agua/cemento.
- De la cantidad de aditivo utilizada.

- De la viscosidad con el cono Marsh en el momento de iniciar la inyección.
- De la viscosidad a la salida de la lechada por el último tubo de purga.
- De que ha salido todo el aire del interior de la vaina antes de cerrar sucesivamente los distintos tubos de purga.
- De la presión de inyección.
- De fugas.
- Del registro de temperatura ambiente máxima y mínima, los días que se realicen inyecciones y en los dos días sucesivos, especialmente en tiempo frío.

Cada diez días en que se efectúen operaciones de inyección y no menos de una vez, se realizarán los siguientes controles:

- De la resistencia de la lechada o mortero mediante la toma de 3 probetas para romper a 28 días.
- De la exudación y reducción de volumen, de acuerdo con 17.2.

Comentarios

En el caso de que los conductos sean de hormigón se controlará que, previamente a la inyección, se realiza la limpieza del conducto con agua y su evacuación mediante aire comprimido.

En los cables verticales se tendrá especial cuidado de evitar los peligros de la exudación siguiendo las recomendaciones del Artículo 31°.

Artículo 75°. Ensayos de información de la estructura

75.1. Generalidades

Salvo indicación en contrario de la reglamentación específica de un tipo de estructura, o del Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, no será necesario someter a ensayos de información de la estructura ni en particular a pruebas de carga, las estructuras proyectadas y construidas con arreglo a la presente Instrucción en las que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista, comprobada mediante los controles preceptivos.

Los ensayos de información se realizarán en estructuras en fase de ejecución o ya terminadas, en los siguientes casos:

- a) Cuando debido al carácter particular de la estructura convenga comprobar que la misma reúne ciertas condiciones específicas. En este caso el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá los ensayos oportunos que deben realizarse, indicando con toda precisión la forma de realizarlos y el modo de interpretar los resultados.
- b) Cuando a juicio del Director de Obra existen dudas razonables sobre la seguridad o durabilidad de la estructura.

Comentarios

Los ensayos sobre probetas, cualquiera que sea la calidad del hormigón que con ellos se pretende medir, son un procedimiento cómodo pero no totalmente representativo del comportamiento final del hormigón de la estructura. Por otra parte el comportamiento del hormigón frente a ciertos agentes es una

función de diversas variables, lo suficientemente compleja para que no sea posible reproducir cuantitativamente el fenómeno en laboratorio. Por ello, resulta particularmente útil, en algunos casos, el recurrir a ensayos sobre la obra en fase de ejecución o ya terminada.

75.2. Pruebas de carga

Quando proceda la realización de pruebas de carga éstas se efectuarán de acuerdo con lo especificado en UNE 7.457/86, norma aplicable a todo tipo de estructuras excepto a aquellas que posean reglamentación específica.

Una vez efectuada la prueba, su resultado se considerará satisfactorio cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- a) En el transcurso del ensayo no se producen fisuras que no corresponden a lo previsto en el proyecto, cuya amplitud pueda comprometer la seguridad o durabilidad de la estructura.
- b) Las flechas medidas no exceden de los valores establecidos en el proyecto como máximos compatibles con la correcta utilización de la estructura.
- c) La flecha residual después de retirar la carga, habida cuenta del tiempo en que ésta última se ha mantenido, es lo suficientemente pequeña como para estimar que la estructura 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.
- d) Si la flecha máxima medida es inferior a $12/20.000$ h, siendo l la luz del elemento ensayado (o el doble del vuelo si se trata de un voladizo) y h su canto total, no se exigirá la recuperación de la flecha indicada en c).

Comentarios

Las pruebas de carga son recomendables en estructuras o en parte de las mismas con síntomas de deterioro o que han estado sometidas a acciones que podrían haber afectado a su capacidad resistente (fuego, heladas, etc.) y también, cuando por cambios de uso, una determinada estructura o una parte de ella va a soportar acciones no

previstas en el proyecto inicial (mayores cargas de uso, cargas puntuales, etc.).

El modo de aplicación de las cargas debe ser tal que se produzcan los máximos esfuerzos en las secciones consideradas como críticas. Debe tenerse en cuenta la

posibilidad de que los elementos vecinos colaboren a la resistencia del elemento que se ensaya. Por otra parte, deben adoptarse toda clase de precauciones para evitar un posible accidente en el transcurso de la prueba.

importancia relativa de la sobrecarga respecto a la carga permanente.

Como norma general, tras un primer ciclo de carga-descarga total la flecha residual estabilizada debe ser inferior al quinto de la flecha total medida bajo carga total. Si no es así, se procederá a un segundo ciclo de carga-descarga, al cabo del cual, la flecha residual estabilizada debe ser inferior al octavo de la flecha total medida bajo carga en este segundo ciclo.

Para una mejor interpretación de los resultados, se recomienda medir los movimientos más característicos que se hayan producido durante la realización de las pruebas y registrar, al mismo tiempo, la temperatura y humedad del ambiente, las condiciones de soleamiento y cuantos detalles puedan influir en los resultados de las medidas.

Pueden admitirse pequeñas variaciones en torno a los valores mencionados, según el tipo de elemento que se ensaye y según la

La dirección de todas las operaciones que constituyen el ensayo, la cuidadosa toma de datos y la interpretación de los resultados, deben estar a cargo de personal especializado en esta clase de trabajos.

75.3. Otros ensayos no destructivos

Este tipo de ensayos se empleará para estimar en la estructura otras características del hormigón diferentes de su resistencia, o de las armaduras que pueden afectar a su seguridad o durabilidad.

Comentarios

Existen métodos de ensayo no destructivos (gammagrafías, sondas magnéticas, ultrasonidos, etc.), que permiten determinar

en la estructura, la situación real de las armaduras y el espesor de sus recubrimientos que han podido ser alterados por el vertido,

picaudo o vibrado del hormigón, la mayor o menor permeabilidad del hormigón o la formación de coqueras internas por una mala compactación.

En general es aconsejable que la realización e interpretación de estos ensayos se recomiende a un centro especializado.

ANEJOS

Anejo 1 : NOTACIÓN

En esta Instrucción solo se incluyen en el presente Anejo los símbolos que en la misma se utilizan con más frecuencia.

Para la formación de tales símbolos se han seguido las reglas generales incluidas en el Anejo análogo de la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-91".

Símbolos más frecuentes utilizados en la Instrucción.

Mayúsculas romanas.

A	=	Area.
A_c	=	Area de la sección del hormigón.
A_{ct}	=	Area de la zona de la sección del hormigón sometida a tracción.
A_e	=	Area efectiva.
A_i	=	Sección recta inicial.
A_p	=	Sección total de las armaduras activas.
A'_p	=	Sección total de las armaduras activas en zona de compresión.
A_s	=	Area de la sección de la armadura en tracción (Simplificación: A).
A'_s	=	Area de la sección de la armadura en compresión (Simplificación: A').
A_{s1}	=	Area de la sección de la armadura en tracción, o menos comprimida (Simplificación: A_1).
A_{s2}	=	Area de la sección de la armadura en compresión o más comprimida (Simplificación: A_2).
$A_{s,nec}$	=	Sección necesaria del acero.
$A_{s,real}$	=	Sección real del acero.
A_{st}	=	Area de la sección de la armadura transversal (Simplificación: A_t).
C	=	Momento de inercia de torsión.
E	=	Módulo de deformación.
E_c	=	Módulo de deformación del hormigón.
E_{oj}	=	Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a la edad de j días.
E_j	=	Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante.
E_s	=	Módulo de elasticidad del acero.
F	=	Acción.
F_d	=	Valor de cálculo de una acción.
F_{eq}	=	Valor de la acción sísmica.
F_k	=	Valor característico de una acción.
F_m	=	Valor medio de una acción.
G	=	Carga permanente. Otro significado: Módulo de elasticidad transversal.
G_k	=	Valor característico de la carga permanente.
I	=	Momento de inercia.
K	=	Cualquier coeficiente con dimensiones.
L	=	Longitud.
M	=	Momento flector.
M_d	=	Momento flector de cálculo.
M_f	=	Momento de fisuración en flexión simple.
M_u	=	Momento flector último.
N	=	Esfuerzo normal.
N_d	=	Esfuerzo normal de cálculo.

N_u	=	Esfuerzo normal último.
P	=	Fuerza de pretensado, carga de rotura.
P_k	=	Valor característico de la fuerza de pretensado.
P_{kf}	=	Valor característico final de la fuerza de pretensado.
P_{ki}	=	Valor característico inicial de la fuerza de pretensado.
P_o	=	Fuerza de tesado.
Q	=	Carga variable.
O_k	=	Valor característico de Q .
S	=	Solicitación. Otro significado: momento de primer orden de un área.
S_d	=	Valor de cálculo de la solicitación.
T	=	Momento torsor. Otro significado: temperatura.
T_d	=	Momento torsor de cálculo
T_u	=	Momento torsor último.
U_c	=	Capacidad mecánica del hormigón.
U_s	=	Capacidad mecánica del acero (Simplificación: U).
V	=	Esfuerzo cortante. Volumen.
V_{cu}	=	Contribución del hormigón a esfuerzo cortante en el estado limite último.
V_d	=	Esfuerzo cortante de cálculo.
V_{su}	=	Contribución del acero a esfuerzo cortante en el estado limite último.
V_u	=	Esfuerzo cortante último ($V_u = V_{cu} + V_{su}$).
W	=	Carga de viento. Otro significado: módulo resistente.
X	=	Reacción o fuerza en general, paralela al eje x.
y	=	Reacción o fuerza en general, paralela al eje y.
z	=	Reacción o fuerza en general, paralela al eje z.

Minúsculas romanas.

a	=	Distancia. Otro significado: Flecha.
b	=	Anchura; anchura de una sección rectangular.
b_e	=	Anchura eficaz de la cabeza de una sección en T.
b_w	=	Anchura del alma o nervio de una sección en T.
c	=	Recubrimiento.
c_h	=	Recubrimiento horizontal o lateral.
c_v	=	Recubrimiento vertical.
d	=	Altura útil. Otro significado: Diámetro.
d'	=	Distancia de la fibra más comprimida del hormigón al centro de gravedad de la armadura de compresión ($d' = d_2$).
e	=	Excentricidad. Espesor ficticio.
f	=	Resistencia. Flecha.
f_c	=	Resistencia del hormigón a compresión.
f_{cd}	=	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.
f_{cflex}	=	Resistencia del hormigón a flexotracción.
f_{cj}	=	Resistencia del hormigón a compresión, a los j días de edad.
f_{ck}	=	Resistencia de proyecto del hormigón a compresión.
$f_{ck,j}$	=	Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.
f_{cm}	=	Resistencia media del hormigón a compresión.
f_{creal}	=	Resistencia característica real del hormigón.
$f_{ct=}$	=	Resistencia del hormigón a tracción.
$f_{ct,d}$	=	Resistencia de cálculo del hormigón a tracción.
$f_{ct,k}$	=	Resistencia característica del hormigón a tracción.
f_{cv}	=	Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.
f_{est}	=	Resistencia característica estimada.
f_{max}	=	Carga unitaria máxima a tracción.
$f_{max,k}$	=	Carga unitaria de rotura del acero de las armaduras activas.
$f_{0,2}$	=	Limite elástico convencional, a 0,2 por ciento, de un acero deformado en frío.
f_{pd}	=	Resistencia de cálculo de las armaduras activas.
f_{py}	=	Limite elástico aparente de las armaduras activas.

f_{td}	=	Resistencia de cálculo en tracción del acero de los cercos o estribos.
f_y	=	Limite elástico aparente de un acero natural. Limite elástico convencional, a 0,2 por ciento, de un acero deformado en frío. A este último también se llama $f_{0,2}$.
f_{yd}	=	Limite elástico de cálculo de un acero.
f_{yk}	=	Limite elástico de proyecto de las armaduras activas.
g	=	Carga permanente repartida. Otro significado: Aceleración debida a la gravedad.
h	=	Canto total o diámetro de una sección. Otros significados: Espesor, horas
h_f	=	Espesor de la placa de una sección en T.
i	=	Radio de giro.
j	=	Número de días.
k	=	Cualquier coeficiente con dimensiones.
l	=	Longitud luz.
l_{bo}	=	Longitud de anclaje.
l_e	=	Longitud de pandeo.
l_o	=	Distancia entre puntos de momento nulo.
m	=	Momento flector por unidad de longitud o de anchura.
n	=	Número de objetos considerados. Otro significado: Coeficiente de equivalencia.
q	=	Carga variable repartida.
r	=	Radio.
s	=	Espaciamiento. Desviación típica.
s_t	=	Separación entre planos de armaduras transversales.
t	=	Tiempo. Edad teórica.
u	=	Perímetro.
w	=	Anchura de fisura.
x	=	Coordenada. Profundidad del eje neutro.
y	=	Coordenada. Profundidad del diagrama rectangular de tensiones.
z	=	Coordenada. Brazo de palanca.

Minúsculas griegas.

Alfa	α	Angulo - Coeficiente adimensional.
Beta	β	Angulo - Coeficiente adimensional.
Gamma	γ	Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico.
	γ_m	Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales.
	γ_c	Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón.
	γ_s	Coeficiente de seguridad o minoración del limite elástico del acero.
	γ_f	Coeficiente de seguridad o ponderación de las acciones o sollicitaciones.
	γ_{fg} (ó γ_g)	Coeficiente de ponderación de la carga permanente.
	γ_{fq} (ó γ_q)	Coeficiente de ponderación de la carga variable.
	γ_{fw} (ó γ_w)	Coeficiente de ponderación de la carga del viento.
	γ_n	Coeficiente de seguridad o ponderación complementario de las acciones o sollicitaciones.
	γ_r	Coeficiente de seguridad a la fisuración.
Delta	δ	Coeficiente de variación.
Epsilon	ϵ	Deformación relativa.
	ϵ_c	Deformación relativa del hormigón.
	ϵ_{cc}	Deformación relativa de fluencia.
	ϵ_{cp}	Deformación del hormigón bajo la acción del pretensado total.
	ϵ_{cs}	Deformación relativa de retracción.
	ϵ_{cu}	Deformación de rotura por flexión del hormigón.
	ϵ_{max}	Alargamiento bajo carga máxima.
	ϵ_p	Deformación de las armaduras activas.

	ε_{po}	Deformación de la armadura activa adherente bajo la acción del
pretensado total	ε_{rf}	Valor final de la retracción del hormigón a partir de la introducción del
pretensado.	φ	Deformación relativa del acero.
	ε_{s1}	Deformación relativa de la armadura más fraccionada o menos
comprimida (ε_1).	ε_{s2}	Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos
fraccionada (ε_2).	ε_u	Alargamiento remanente concentrado de rotura.
	ε_y	Alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
Eta	η	Coeficiente de reducción relativo al esfuerzo cortante, Estricción.
Theta	θ	Angulo.
Lamda	λ	Coeficiente adimensional.
Mu	μ	Momento flector reducido o relativo.
Nu	ν	Esfuerzo normal reducido o relativo.
Xi	ξ	Coeficiente sin dimensiones.
Rho	ρ	Cuantía geométrica $\rho = A_s/A_c$. Relajación del acero.
	ρ_f	Valor final de la relajación del acero.
Sigma	σ	Tensión normal.
	σ_c	Tensión en el hormigón.
	σ_p	Tensión en las armaduras activas.
	σ_{pi}	Tensión inicial en las armaduras activas.
	σ_s	Tensión en el acero.
	σ_{s1}	Tensión de la armadura más fraccionada o menos comprimida (σ_1)
	σ_{s2}	Tensión de la armadura más comprimida, o menos traccionada (σ_2)
	σ_I	Tensión principal de tracción.
	σ_{II}	Tensión principal de compresión.
Tau	τ	Tensión tangente.
	τ_b	Tensión de adherencia.
	τ_{bm}	Tensión media de adherencia.
	τ_{bu}	Tensión de rotura de adherencia.
	τ_{td}	Valor de cálculo de la tensión tangente de torsión.
	τ_{tu}	Valor último de la tensión tangente de torsión.
	τ_w	Tensión tangente del alma.
	τ_{wd}	Valor de cálculo de τ_w
	τ_{wu}	Valor último de la tensión tangente de alma.
Phi	φ	Coeficiente adimensional.
	φ_t	Coeficiente de evolución de la fluencia en un tiempo t.
Psi	ψ	Coeficiente adimensional.
Omega	ω	Cuantía mecánica: $\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$

Símbolos matemáticos y especiales.

Σ	=	Suma.
Δ	=	Diferencia - Incremento.
\varnothing	=	Diámetro de una barra.
\varnothing^*	=	Diámetro de una barra corrugada.
\nlessgtr	=	No mayor que.
\lessgtr	=	No menor que.
ΔP_i	=	Pérdidas instantáneas de fuerza.
ΔP_{dif}	=	Pérdidas diferidas de fuerza.
ΔP_1	=	Pérdidas de fuerza por rozamiento.
ΔP_2	=	Pérdidas de fuerza por penetración de cuñas.
ΔP_3	=	Pérdidas de fuerza por acortamiento elástico del hormigón.

ΔP_{4f}	=	Pérdidas finales por retracción del hormigón.
ΔP_{5f}	=	Pérdidas finales por fluencia del hormigón.
ΔP_{6f}	=	Pérdidas finales por relajación del acero.

DEFINICIONES**DEFINICIONES PRÓPIAS DEL HORMIGÓN PRETENSADO**

ACOPLAMIENTO DEL ANCLAJE PASIVO: Movimiento de las armaduras en el anclaje pasivo, al comenzar el tesado por el extremo contrario del tendón. Este recorrido debe tenerse en cuenta para la determinación del alargamiento de las armaduras. En los anclajes muertos no debe producirse este movimiento.

ALARGAMIENTO: Incremento de longitud. En esta Instrucción se emplea este término para indicar el de las armaduras activas por efecto de la carga introducida en ellas por el gato.

ALARGAMIENTO CONCENTRADO: Alargamiento remanente de rotura medido sobre una base que, por incluir la sección de rotura y zonas adyacentes, resulta afectada por una posible estricción.

ALARGAMIENTO REMANENTE DE ROTURA: Aumento de la longitud inicial de la base de medida que permanece después de la rotura de una probeta de acero ensayada a tracción, expresado en tanto por ciento de dicha longitud inicial.

ALARGAMIENTO REPARTIDO: Alargamiento remanente de rotura medido sobre una base que no incluye la sección de rotura ni las zonas afectadas por una posible estricción.

ANCLAJE: Dispositivo de sujeción de las armaduras activas, mediante el cual se transmite permanentemente al hormigón la fuerza del pretensado. Es propio de cada sistema de pretensado.

ANCLAJE ACTIVO O MÓVIL: Anclaje situado en el extremo del tendón por el que se efectúa el tesado.

ANCLAJE PASIVO O FIJO: Anclaje situado en el extremo del tendón por el que no se tesa. Puede ser accesible o inaccesible.

En este último caso si se ha hormigonado antes del tesado, se llama también anclaje muerto.

ANCHURA BRUTA O ESPESOR BRUTO DEL ALMA DE UNA PIEZA EN UNA FIBRA DETERMINADA: Valor de la anchura o espesor del alma de una pieza, a la altura de la fibra considerada, obtenido a partir de las dimensiones reales de la pieza, sin deducción de los huecos correspondientes a las armaduras activas ni solidarización de las pasivas.

ANCHURA NETA O ESPESOR NETO DEL ALMA DE UNA PIEZA EN UNA FIBRA DETERMINADA: Valor que resulta deduciendo de la anchura o espesor bruto, la suma de diámetros de los conductos de pretensado situados en la fibra considerada.

ARMADURAS ACTIVAS: Armaduras, de acero de alta resistencia, mediante las cuales se introduce la fuerza de pretensado en una estructura o un elemento estructural.

Pueden estar constituidas por: alambres, barras, torzales, cordones o cables. La definición de estos elementos es la siguiente:

ALAMBRE: Producto de sección maciza procedente de un estirado en frío o trefilado de alambón, que normalmente se suministra en rollos.

BARRA: Producto de sección maciza, que se suministra solamente en forma de elementos rectilíneos.

TORZAL: Conjunto formado por dos o tres alambres de igual diámetro nominal d , todos ellos arrollados helicoidalmente, con el mismo paso y el mismo sentido de torsión, sobre un eje ideal común.

CORDÓN: Conjunto formado por más de tres alambres de igual diámetro nominal d , arrollados helicoidalmente, con igual paso y en el mismo sentido de torsión alrededor de un alambre central recto cuyo diámetro estará comprendido entre $1,02 d$ y $1,05 d$.

CABLE: Conjunto formado por cordones arrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo central o alma que actúa como soporte. Dicho núcleo puede estar constituido por un muelle helicoidal, un alambre, un cordón u otro cable.

ARMADURAS PASIVAS: Armaduras no sometidas a tensión previa. Son las utilizadas en hormigón armado.

BLOQUE DE ANCLAJE: En los sistemas que utilizan anclaje de cuña, agrupación de varios conos hembras formando una sola pieza.

BOQUILLAS DE INYECCIÓN: Piezas que sirven para introducir el producto de inyección en los conductos en que se alojan las armaduras activas.

CABEZA DE ANCLAJE: Conjunto formado por el anclaje y sus elementos accesorios, incluidos los necesarios para asegurar la eficacia del anclaje y la integridad local del hormigón tras el mismo. Dichas cabezas son características de cada sistema.

COEFICIENTE DE EFICACIA DE UN TENDÓN ANCLADO: Relación entre la carga de rotura del tendón anclado y el valor medio de la carga máxima que es capaz de resistir el tendón en el ensayo normalizado de tracción de los aceros.

CONDUCTO DE PRETENSADO: Hueco que se deja en el interior de las piezas pretensadas con armaduras postesas, para alojar en él dichas armaduras. Puede formarse por distintos procedimientos: el más corriente consiste en utilizar vainas metálicas.

CONO HEMBRA: En los sistemas que utilizan anclaje de cuña, pieza exterior del anclaje cuando esta pieza va aislada. En el caso de agruparse varios conos hembra formando una sola pieza, se denomina bloque de anclaje.

CONO MACHO: Pieza interior del anclaje, en los sistemas que utilizan anclaje de cuña.

DESLIZAMIENTO DE ARMADURAS ACTIVAS EN EL ANCLAJE: Movimiento relativo de las armaduras activas respecto a la cuña, en el momento del anclaje o después de efectuado éste. Constituye un fallo parcial del anclaje y no debe confundirse con la penetración de cuña.

DESTESAR O DESTESADO: En piezas pretensadas con armaduras postesas, se llama así a la acción consistente en reducir o anular de forma controlada, la carga de tesado de una armadura activa previamente anclada.

En piezas pretensadas con armaduras pretesas se denomina destesado a la operación que consiste en soltar las armaduras de sus anclajes provisionales extremos, en los bancos de prefabricación, para transferir la fuerza de pretensado al hormigón.

DISPOSITIVO DE EMPALME: Pieza o piezas características de cada sistema de pretensado, que se utilizan para enlazar los extremos adyacentes de dos tendones en prolongación, consiguiendo así un tendón de longitud mayor. Se le llama también simplemente "empalme".

Existen varios tipos de empalmes, que se distinguen por su colocación y la función que desempeñan. Son los siguientes:

EMPALMES ESPECIALES: Sirven para dar continuidad a tendones o partes de los mismos en los que inicialmente no estaba prevista esta continuidad. Los hay de dos clases: unos permiten dar continuidad unidireccional al alambre o elemento que unen, pero desde ellos no es posible tesar; y otros, además de empalmar los dos elementos separados, permiten darles tensión aplicando el gato al propio dispositivo de empalme.

EMPALMES FIJOS O DE ANCLAJE: Dispositivos que dan continuidad al tendón a través del anclaje, conectando el anclaje activo de un tendón con el pasivo del tendón que se añade.

EMPALMES LINEALES: Empalmes de alambres, torzales o cordones de uso corriente en las bancadas de prefabricación de elementos con armaduras pretesas. Consisten en dos manguitos roscados, en cada uno de los cuales se aloja un dispositivo de anclaje (de cuñas, cabezas recalcadas, etc.). Estos manguitos sujetan los extremos adyacentes de los alambres, torzales o cordones que se quieren empalmar; y pueden unirse mediante un vástago o tubo roscado que enrosca en los dos manguitos simultáneamente. Estos empalmes dan continuidad unidireccional a las armaduras; pero desde ellos no es posible tesar.

EMPALMES MÓVILES O DE TENDÓN: Sirven para prolongar un tendón. Este termina en una pieza que se conecta al extremo pasivo del tendón de prolongación. Estos empalmes pueden colocarse sucesivamente hasta llegar al último tendón de prolongación en cuyo extremo final se coloca un anclaje activo. El conjunto de los tendones empalmados pasa así a constituir una nueva unidad de tensión que se tesa de una sola vez.

DOBLADO ALTERNATIVO: Ensayo en el que cada doblado-desdoblado se efectúa en sentido contrario al del anterior.

DOBLADO-DESDOBLADO: Operación de curvar una barra o alambre, sobre el mandril del diámetro indicado en el correspondiente método de ensayo, hasta formar un ángulo de 90°, enderezándolo después hasta recuperar su posición inicial.

ENVOLTURA: Forro de los tendones no adherentes. Generalmente se coloca sobre el revestimiento o directamente en contacto con el tendón.

EQUIPO DE INYECCIÓN: Conjunto de aparatos y elementos auxiliares con los que se realiza la inyección. En general consta de mezcladora, batidora, bomba, boquillas y otros elementos auxiliares.

ESCALÓN DE CEDENCIA: Zona en el gráfico tensión-deformación del acero, en la que tiene lugar un aumento de deformación sin incremento de cargas.

ESTADO DE NEUTRALIZACIÓN: Es el que resulta de considerar la sección de una pieza de hormigón, sin solicitaciones exteriores y aplicada la fuerza de neutralización del pretensado.

ESTADO LIMITE: Cualquier situación que, al ser alcanzada por una estructura o parte de ella, la pone fuera de servicio, es decir, en condiciones tales que deja de cumplir alguna de las funciones para las que fue proyectada.

ESTADO LIMITE ULTIMO: Es aquel que corresponde al colapso total o parcial de la estructura.

ESTADO LIMITE DE UTILIZACIÓN (O DE SERVICIO): Es aquel que viene definido por los requisitos funcionales y de durabilidad que deba cumplir la obra en servicio.

ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESIÓN: Es el estado límite de utilización definido por la condición de que la tensión en la fibra menos comprimida del hormigón es igual a cero.

ESTADO LIMITE DE APARICIÓN DE FISURAS: Es el estado límite de utilización caracterizado por la condición de que aparecen tracciones de un determinado valor máximo, en la fibra menos comprimida.

ESTADO LIMITE DE FISURACIÓN CONTROLADA: Es el estado límite de utilización definido por la condición de que la anchura máxima probable de fisura es inferior a un determinado valor.

FUERZA DE NEUTRALIZACIÓN DEL PRETENSADO: Es aquella que, aplicada sobre una sección de la pieza, en ausencia de solicitaciones exteriores, anula las tensiones que la fuerza de pretensado origina sobre el hormigón.

GATO DE TESADO: Aparato, característico de cada sistema de pretensado, con el que se tesan las armaduras activas. En el lenguaje usual se le suele llamar simplemente gato.

HORMIGÓN PRETENSADO. ELEMENTO DE: Se entiende por elemento de hormigón pretensado aquél que se somete, antes de su puesta en servicio, a la acción de un sistema de esfuerzos permanentes creados artificialmente, llamados esfuerzos de pretensado, tales que, compuestos con los esfuerzos correspondientes a las solicitaciones de servicio, originan estados tensionales y de deformación compatibles con los límites establecidos.

HORMIGÓN PRETENSADO CON ARMADURAS PRETESAS. ELEMENTOS DE: En ellos el hormigonado se efectúa después de haber tesado las armaduras sobre una base fija. Cuando el hormigón ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se destesan las armaduras de sus anclajes provisionales extremos y, por adherencia se transmite al hormigón el esfuerzo previo introducido en dichas armaduras.

HORMIGÓN PRETENSADO CON ARMADURAS POSTESAS. ELEMENTO DE: En ellos se hormigona primero la pieza, disponiendo conductos o vainas para alojar las armaduras, que se tesan y anclan cuando el hormigón ha adquirido la resistencia suficiente. En el momento de dejar ancladas las armaduras al hormigón, se transmite a éste el esfuerzo de pretensado.

INYECCIÓN: Operación que consiste en rellenar los conductos de pretensado con un producto adecuado para proteger las armaduras activas contra la corrosión.

Salvo en el caso de productos de inyección no adherentes, esta operación sirve además para asegurar la adherencia de dichas armaduras al hormigón de la pieza.

A veces se llama también inyección al producto de inyección propiamente dicho.

LECHADA DE INYECCIÓN: Mezcla de cemento y agua, de carácter coloidal, con o sin aditivos.

LONGITUD DE ANCLAJE: En los anclajes por adherencia, longitud necesaria para garantizar la resistencia del anclaje hasta la rotura del acero.

LONGITUD DE TRANSMISIÓN: En los anclajes por adherencia, longitud necesaria para transferir al hormigón, por adherencia, la totalidad de la carga de tesado aplicada a la armadura.

MADURACIÓN: En el curado por calor, producto de la temperatura, en grados centígrados, a que se somete la pieza, por el tiempo durante el cual actúa esta temperatura, si ésta es constante; o la integral del gráfico temperatura-tiempo en el caso de temperatura variable.

MANGUITO DE EMPALME DE VAINAS: Segmento de vaina utilizado para unir dos trozos de ésta.

MORTERO DE INYECCIÓN: Mezcla de cemento, agua y árido, con o sin aditivos.

OPERACIÓN DE TESADO: Conjunto de acciones necesarias para tesar las armaduras activas. En los casos normales, cuando el tesado se realiza mediante gatos, esta operación empieza con la sujeción de dichas armaduras al gato y termina cuando éstas quedan ancladas. Se le llama también simplemente tesado.

PENETRACIÓN DE LA CUÑA: Movimiento solidario de la cuña y las armaduras activas hacia el interior del cono hembra, durante el anclaje, por efecto de la tensión de dichas armaduras, y que constituye una parte esencial del proceso de anclaje. Su magnitud es una de las características de cada sistema de pretensado.

PLACA DE REFARTO: Pieza metálica que se intercala entre el anclaje y la superficie de hormigón del elemento que se va a pretensar, para que la fuerza introducida al tesar las armaduras activas, se distribuya de forma que las tensiones originadas en el hormigón no excedan de los valores admisibles.

PROCEDIMIENTO DE PRETENSADO: Proceso de introducción de la fuerza de pretensado en el hormigón, mediante armaduras activas. Pueden utilizarse dos procedimientos diferentes: el pretensado mediante armaduras pretesas, y el pretensado mediante armaduras postesas.

PROGRAMA DE TESADO: Documento incluido en el proyecto de las estructuras de hormigón pretensado y que tiene por objeto definir el orden en que deberán realizarse las distintas operaciones de tesado de las armaduras activas y la magnitud de la carga de tesado introducida en cada una de ellas.

RECORRIDO POR AJUSTE DEL ANCLAJE PASIVO: Movimiento de las armaduras en el anclaje pasivo, al comenzar el tesado por el extremo contrario del tendón. Este recorrido debe tenerse en cuenta para la determinación del alargamiento de las armaduras. En los anclajes muertos este movimiento no debe existir.

RELAJACIÓN: Pérdida de tensión que, a lo largo del tiempo, experimenta una armadura tesa, mantenida a longitud y temperatura constantes. Se expresa en tanto por ciento de la tensión inicial a que se somete la armadura.

RESPIRADEROS: Ver "Tardos de purga".

RETESAR: Volver a tesar un tendón que ya ha sido tesado anteriormente.

REVESTIMIENTO: Productos con que se recubren los tendones no adherentes, eficaz y permanentemente, para protegerlos y/o lubricarlos y que permiten el movimiento longitudinal de dichos tendones respecto al hormigón del elemento en que van dispuestos.

ROZAMIENTO EN ZONA CURVA DEL TRAZADO: Fuerza de rozamiento que se origina por la curvatura del trazado teórico de las armaduras activas.

ROZAMIENTO EN PUNTOS ANGULOSOS DEL TRAZADO: Fuerza de rozamiento que se produce en los puntos angulosos del trazado de las armaduras activas y que origina deformaciones plásticas en dichas armaduras, con la consiguiente pérdida en su carga de tesado.

ROZAMIENTO PARÁSITO: Fuerzas de rozamiento que se originan, incluso en las partes rectas del trazado de las armaduras activas, por las inevitables desviaciones de los conductos respecto a su trazado teórico, debidas a pequeños defectos o inexactitudes cometidos durante la ejecución de la pieza.

SECCIÓN BRUTA DE UNA PIEZA: Es la que resulta de considerar las dimensiones reales de la pieza, sin deducción de los huecos correspondientes a las armaduras activas ni solidarización de las pasivas.

SECCIÓN HOMOGENEIZADA DE UNA PIEZA: Es la que se obtiene a partir de la sección neta, solidarizando las armaduras activas longitudinales adherentes, mediante la aplicación de los oportunos coeficientes de equivalencia.

SECCIÓN NETA DE UNA PIEZA: Es la que se obtiene a partir de la sección bruta, deduciendo los huecos longitudinales practicados en el hormigón, tales como conductos o entalladuras para el paso de las armaduras activas postesas o colocación de sus anclajes, y solidarizando las armaduras pasivas mediante la aplicación de los correspondientes coeficientes de equivalencia.

SEPARADORES: Piezas generalmente metálicas o de plástico que, en algunos casos, se emplean para distribuir uniformemente dentro de las vainas las distintas armaduras constituyentes del tendón.

SISTEMA DE PRETENSADO: Conjunto de piezas y aparatos necesarios para tesar y anclar las armaduras activas postesas y transmitir la fuerza de pretensado al hormigón. No debe confundirse con procedimiento de pretensado.

SUMINISTRADOR DEL SISTEMA DE PRETENSADO: Empresa que explota, comercial o industrialmente, un determinado sistema de pretensado.

TABLA DE TESADO: Impreso, con el correspondiente encasillado, en el que se anotan, por una parte, todos los datos del programa de tesado incluido en el proyecto, así como los necesarios para la identificación de cada tendón y, por otra, los resultados registrados durante la ejecución del tesado.

TAPÓN: Obstrucción involuntaria de un conducto de pretensado que impide el paso normal de la inyección.

TENDÓN: Conjunto de las armaduras de pretensado alojadas dentro de un mismo conducto o vaina; en los estudios teóricos se considera como una sola armadura. También recibe el nombre de unidad de tensión. En algunos casos, si bien impropriamente, se le denomina cable. Los tendones pueden ser adherentes y no adherentes.

TENDÓN ADHERENTE: Es aquel que se protege de la corrosión con una lechada o mortero de cemento que, al mismo tiempo, garantiza la adherencia entre las armaduras y el hormigón de la pieza.

TENDÓN COMPLETO: Conjunto de armaduras activas, vainas, dispositivos de anclaje activos o pasivos y, eventualmente, otros accesorios, preparados y ensamblados de forma que puedan ser colocados directamente en las obras antes del hormigonado.

TENDÓN NO ADHERENTE: Es el que se protege contra la corrosión con un revestimiento (betún, mástique, etc.) que no produce adherencia entre las armaduras y el hormigón de la pieza.

TENSIONES EN LAS ARMADURAS ACTIVAS:

TENSIÓN DE ANCLAJE: Es la tensión de tesado medida en el instante anterior al bloqueo del anclaje.

TENSIÓN DE CÁLCULO: Tensión estimada en el cálculo, para las armaduras activas, en una sección dada y en una determinada fase del proceso de construcción, o de la vida de la pieza o estructura.

TENSIÓN DE TESADO: Es la carga proporcionada por el gato, medida en determinados instantes del proceso de tesado, dividida por la sección nominal de la armadura.

TENSIÓN EN CABEZA: Es una magnitud estimada de la tensión en las armaduras activas, tras el anclaje. Se deduce restando a la tensión de anclaje las pérdidas propias del sistema de pretensado utilizado y las debidas, en su caso, a la penetración de la cuña.

Esta tensión varía a lo largo del tiempo, y así existe una magnitud inicial y otra final, que depende de las pérdidas por retracción, fluencia y relajación.

TENSIÓN MÁXIMA DE TESADO: Es el valor máximo de la tensión que de acuerdo con ésta Instrucción, puede darse al acero utilizado en las armaduras activas.

TESAR, TESADO: Poner en tracción las armaduras activas.

El tesado puede ser total o parcial, según se introduzca en las armaduras toda la fuerza de pretensado de una sola vez o sólo una fracción de ellas cada vez para ir completando en etapas sucesivas.

TIPO DE ANCLAJE: Forma en que se efectúa la sujeción de la armadura para transmitir el esfuerzo de pretensado al hormigón.

En el hormigón pretensado con armaduras postesas cada tipo está constituido por una serie de anclajes de distinta capacidad pero en los cuales la sujeción de las armaduras activas se efectúa de la misma forma. Puede ser anclaje de: cuña, cabezas recalcadas, rosca, etc.

En el hormigón pretensado con armaduras pretesas el anclaje de las armaduras se hace por la adherencia entre éstas y el hormigón.

TROMPETA DE EMPALME: Es una pieza, de forma generalmente troncocónica, que enlaza la placa de reparto con la vaina.

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

TUBOS DE PURGA O PURGADORES: Pequeños segmentos de tubos que comunican los conductos de pretensado con el exterior y que se colocan, generalmente, en los puntos altos y bajos de su trazado para facilitar la evacuación del aire y del agua del interior de dichos conductos y para seguir paso a paso el avance de la inyección. También se les llama respiraderos.

UNIDAD DE TENSIÓN: Véase tendón.

USUARIO DEL SISTEMA DE PRETENSADO: Propietario o contratista principal de la obra en la cual se va a utilizar un determinado sistema de pretensado.

VAINA O ENTUBACIÓN: Tubo, generalmente metálico, que se utiliza para formar el conducto de pretensado, disminuir el rozamiento y asegurar una mejor inyección. Normalmente lleva resaltes o corrugaciones para favorecer su adherencia al hormigón, aumentar su rigidez y hacerlo flexible y adaptable a la curvatura del tendón.

ZONA DE ANCLAJE: Zona de una pieza, en la cual se sitúan las cabezas de anclaje (o los extremos de las armaduras ancladas por adherencia) y que resulta afectada por los fenómenos locales originados por éstas.

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DE LA INYECCIÓN

1. Definición y aplicaciones

El presente método de ensayo sirve para determinar tanto la exudación como la variación de volumen (expansión o contracción) de las mezclas, lechada o mortero, utilizada como producto de inyección de los conductos en que van alojadas las armaduras de pretensado.

2. Aparatos empleados

Se utilizará un recipiente cilíndrico, de vidrio, de 10 cm. de altura y 10 cm. de diámetro, en el que se marcará una señal para indicar la altura de llenado, a_1 (véase figura 1).

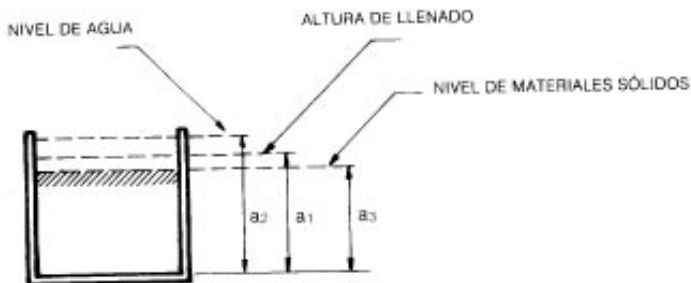


Figura 1

3. Procedimiento operatorio

En el recipiente de ensayo se verterá la cantidad necesaria de la mezcla de inyección, hasta enrasar con la señal marcada en el mismo. Terminado el llenado, se tapaná el recipiente para evitar la evaporación y se mantendrá así el tiempo preciso para que se establezca la decantación de la mezcla. Se medirán entonces el nivel de agua, a_2 , y el de los materiales sólidos, a_3 .

Estas mediciones deberán hacerse también en una etapa intermedia, para determinar la posible exudación de la mezcla transcurridas 3 horas desde su preparación, de acuerdo con lo exigido en el apartado 16.2 de la presente Instrucción.

4. Obtención y precisión de los resultados

Los valores de la exudación EX, y de la variación de volumen, VV, se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$EX = \frac{a_2 - a_3}{a_1} \cdot 100$$

$$VV = \frac{a_2 - a_3}{a_1} \cdot 100$$

Los resultados obtenidos se expresan en tanto por ciento del volumen inicial de la mezcla. Por lo que respecta a la variación de volumen, si $VV > 0$, significa que hay contracción. Por el contrario, si $VV < 0$, significará que existe expansión.

Anejo 4

Relación de normas UNE

- 7.050/85/I/1 RTamices de ensayo. Definiciones de los términos utilizados en tamices y análisis granulométrico por tamizado.
- 7.082/54Determinación aproximada de la materia orgánica en arenas para hormigones o morteros.
- 7.130/58Determinación del contenido total de sustancias solubles en agua para amasado de hormigones.
- 7.131/58Determinación del contenido total de sulfatos en aguas de amasado para morteros y hormigones.
- 7.132/58Determinación cualitativa de hidratos de carbono en aguas de amasado para morteros y hormigones.
- 7.133/58Determinación de terrones de arcilla en áridos para la fabricación de morteros y hormigones.
- 7.134/58Determinación de partículas blandas en áridos gruesos para hormigones.
- 7.136/58Estabilidad de áridos frente a disoluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico.
- 7.178/60Determinación de los cloruros contenidos en el agua utilizada para la fabricación de morteros y hormigones.
- 7.234/71Determinación de la acidez de aguas destinadas al amasado de morteros y hormigones, expresada por su ph.
- 7.235/71Determinación de los aceites y grasas contenidos en el agua de amasado de morteros y hormigones.
- 7.236/71Toma de muestras para el análisis químico de las aguas destinadas al amasado de morteros y hormigones.
- 7.238/71Determinación del coeficiente de forma del árido grueso empleado en la fabricación de hormigones.
- 7.244/71Determinación de partículas de bajo peso específico que puede contener el árido utilizado en hormigones.
- 7.245/71Determinación de los compuestos de azufre contenidos en los áridos.
- 7.326/88/1 REnsayo de tracción de cables y cordones de acero.
- 7.436/82Método de ensayo para la determinación de las características de adherencia de las armaduras de pretensado.
- 7.457/86Realización de ensayos estáticos de puesta en carga sobre estructuras de piso en edificación.
- 7.472/89Materiales metálicos. Ensayo de doblado simple.
- 36.068/88Barras corrugadas, de acero soldable, para armaduras de hormigón armado.

36.088/88/1/2R Barras corrugadas de acero para hormigón armado. Barras sin exigencias especiales de soldabilidad.

36.092/81/1Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado. Parte I. Características.

36.095/85/1/1 RAlambres de acero para hormigón pretensado. Alambres trefilados no templados.

36.096/85/1/1 RTorzales de acero para armaduras de hormigón pretensado. Características.

36.097/81/1/1 RRedondo liso para hormigón armado. Características.

36.098/85/1/1 R Cordones de 7 alambres de acero para armaduras de hormigón pretensado. Características.

36.099/81/1Alambres corrugados de acero para hormigón armado. Características.

36.099/86/ErratunAlambres corrugados de acero para hormigón armado. Características.

36.401/81Ensayos de tracción a temperatura ambiente de productos de acero.

36.422/85Ensayo de relajación isotérmica de armaduras de acero para pretensor.

36.462/80Método de ensayo de despegue de las barras de nudo en mallas electrosoldadas.

36.464/86Armaduras de hormigón pretensado. Ensayo de fragilización por hidrógeno. Método del tiocianato amónico.

41.184/90Sistemas de pretensado para armaduras postesas. Definiciones, características y ensayos.

83.115/89 Exp. Aridos para hormigones. Medida del coeficiente de friabilidad de las arenas.

83.116/90Aridos para hormigones. Determinación del coeficiente "Los Angeles".

83.120/88Aridos para hormigones. Determinación cuantitativa de los compuestos de azufre.

83.121/90Aridos para hormigones. Determinación de la reactividad árido/álcali. (Método químico).

83.124/90 Exp. Aridos para hormigones. Determinación cuantitativa de cloruros. Método volumétrico (volhard).

83.130/90Aridos para hormigones. Ensayo del azul de metileno.

83.131/90Aridos para hormigones. Determinación del equivalente de arena.

83.133/90Aridos para hormigones. Determinación de las densidades, coeficiente de absorción y contenido del agua en el árido fino.

83.134/90Aridos para hormigones. Determinación de las densidades, porosidad, coeficiente de absorción y contenido en agua del árido grueso.

83.200/91/1RAditivos para hormigones, morteros y pastas. Clasificación y definiciones.

83.205/85Aditivos para hormigones. Morteros y pastas. Determinación del residuo seco a 105 más menos 3 grados C de los aditivos líquidos.

83.206/85Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la pérdida de masa, a 105 más menos 3 grados C, de los aditivos sólidos.

83.207/85 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la pérdida por calcinación a 1050 más menos 25 grados C.

83.208/85 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del residuo insoluble en agua destilada.

83.209/86 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del contenido de agua no combinada.

83.225/86 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del peso específico de los aditivos líquidos.

83.226/86 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la densidad aparente de los aditivos sólidos.

83.227/86 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del pH.

83.240/86 Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Obtención del espectro infrarrojo.

83.254/87 Exp. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Toma de muestras.

83.255/89 Exp. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Materiales testigos y de referencia. Definiciones.

83.256/87 Exp. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Materiales testigos. Agua de amasado y curado.

83.257/87 Exp. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Materiales testigos. Áridos.

83.258/88 Exp. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Morteros: Determinación de la consistencia por medio de la mesa de sacudidas.

83.259/87 Exp. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Morteros: Determinación del contenido de aire ocluido.

83.275/89 Exp. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Etiquetado.

83.300/84 Ensayos de hormigón. Tomas de muestras de hormigón fresco.

83.301/91/1 RE Ensayos de hormigón. Fabricación y conservación de probetas.

83.302/84 Ensayos de hormigón. Extracción y conservación de probetas testigo.

83.303/84 Ensayos de hormigón. Refrentado de probetas con mortero de azufre.

83.304/84 Ensayos de hormigón. Rotura por compresión.

83.305/86 Ensayos de hormigón. Rotura por flexotracción.

83.306/85 Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta. (Ensayo brasileño).

83.307/86 Ensayos de hormigón. Determinación del índice de rebote.

83.308/86 Ensayos de hormigón. Determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos.

83.309/90 Exp.Ensayos de hormigón. Determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión.

83.313/90 Ensayos de hormigón. Medida de la consistencia del hormigón fresco. Método del cono de Abrams.