

NOTA IMPORTANTE:

La entidad sólo puede hacer uso de esta norma para si misma, por lo que este documento NO puede ser reproducido, ni almacenado, ni transmitido, en forma electrónica, fotocopia, grabación o cualquier otra tecnología, fuera de su propio marco.

ININ/ Oficina Nacional de Normalización

REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON

General requirements for the design and construction of concrete
structures

ICS: 91.080.40

1. Edición Septiembre 2003

REPRODUCCIÓN PROHIBIDA

Oficina Nacional de Normalización (NC) Calle E No. 261 Vedado, Ciudad de La Habana.
Teléf.: 30-0835 Fax: (537) 33-8048 E-mail: nc@ncnorma.cu

Prefacio

La Oficina Nacional de Normalización (NC), es el Organismo Nacional de Normalización de la República de Cuba que representa al país ante las Organizaciones Internacionales y Regionales de Normalización.

La preparación de las Normas Cubanas se realiza generalmente a través de los Comités Técnicos de Normalización. La aprobación de las Normas Cubanas es competencia de la Oficina Nacional de Normalización y se basa en evidencias de consenso.

Esta Norma Cubana:

- Ha sido elaborada por el Comité Técnico de Normalización NC/CTN 38 de Cálculo de Estructuras de Hormigón, en el cual están representadas las siguientes instituciones:
 - Ministerio de la Construcción
 - Ministerio de la Industria Básica
 - Ministerio de Educación Superior
 - Ministerio de la Industria Azucarera
 - Poder Popular Ciudad Habana
 - Ministerio de las Fuerzas Armadas Revolucionarias
- Sustituye a la NC 53-39:1989 *“Proyectos de construcción. Obras de hormigón armado. Principios generales y métodos de calculo”*.
- Las principales modificaciones están referidas a los aspectos sobre la seguridad de las estructuras, características geométricas de las secciones, estado límite de pandeo, cortante, torsión, estados límites de fisuración, estados límites de deformación, presiones de contacto localizadas y punzonamiento. Además se incluyen aspectos correspondientes a la ejecución.

© NC, 2003

Todos los derechos reservados, a menos que se especifique, ninguna parte de esta publicación podrá ser reproducida o utilizada por alguna forma o medios electrónicos o mecánicos, incluyendo las fotocopias o microfilmes, sin el permiso previo escrito de:

Oficina Nacional de Normalización (NC).

Calle E No. 261 Ciudad de La Habana, Habana 3. Cuba.

Impreso en Cuba

Indice

1	Objeto	1
2	Referencias normativas	1
3	Términos y definiciones	1
4	Generalidades	7
5	La seguridad de las estructuras.	8
6	Materiales	11
7	Valores característicos de la fuerza de pretensado.	35
8	Valores de cálculo de la fuerza de pretensado	43
9	Características geométricas de las secciones	44
10	Comprobación de secciones y elementos sometidos a solicitaciones normales en el estado límite último	47
11	Cortante.	85
12	Torsión.	114
13	Estados límites de fisuración	122
14	Estados límites de deformación	132
15	Adherencia y anclaje	141
16	Presiones de contacto localizadas	151
17	Punzonamiento.	153
18	Disposiciones para la armadura de refuerzo	161
19	Empalmes de barras	170
20	Disposiciones generales referentes a las armaduras de pretensado	185
	Bibliografía	193

REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

1 Objeto

Esta Norma Cubana establece los requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de las edificaciones y obras civiles de hormigón; abarca también aspectos de ejecución, ya sea para edificaciones como para obras civiles.

Es aplicable a todas las construcciones de hormigón con áridos normales (no ligeros) que llevan, bien solas, bien asociadas, armaduras ordinarias que son las armaduras habituales del hormigón armado y armaduras de pretensado puestas en tracción para crear fuerzas de pretensado. Aunque las fuerzas de pretensado pueden crearse por diferentes medios, la presente norma se aplica solamente para los casos en que estas fuerzas se creen mediante armaduras puestas en tracción. La norma se ha estudiado de forma que se mantenga una continuidad entre el hormigón íntegramente pretensado y el hormigón reforzado con armadura ordinaria.

Esta norma no es aplicable ni a los elementos de hormigón celular ni a los elaborados con áridos ligeros, ni a los elementos de hormigón que deban estar expuestos permanentemente a temperaturas superiores a 50°C, o durante cortos períodos a temperaturas superiores a 70°C, ni a los elementos provistos de armaduras rígidas (perfiles laminados).

2 Referencias normativas

Las siguientes normas contienen disposiciones que, al ser citadas en este texto, constituyen disposiciones de esta Norma Cubana. Las ediciones indicadas estaban en vigencia en el momento de esta publicación. Como toda norma que está sujeta a revisión se recomienda, a aquellos que realicen acuerdos sobre la base de ellas, que analicen la conveniencia de usar ediciones más recientes de las normas citadas seguidamente. La Oficina Nacional de Normalización posee la información de las Normas Cubanas en vigencia en todo momento.

NC 54-109: 1985	Hormigón. Determinación de la resistencia a la compresión.
NC 54-392: 1987	Hormigón. Muestreo
NC 192: 2002	Hormigón hidráulico. Cálculo de la resistencia caracteríostica real a la compresión
NC 245: 2003	Hormigón. Ensayo a flexión.
NC 284: 2003	Edificaciones. Carga de uso
NC 285: 2003	Carga de viento. Método de cálculo.

3 Términos y definiciones

Para los propósitos de esta Norma Cubana se aplican las siguientes términos y definiciones:

3.1 Definiciones

3.1.1 Acción

Toda causa capaz de producir estados tensionales en una estructura o elemento.

3.1.2 Acción característica

Acción que tiene en cuenta no sólo el valor medio que alcanza, sino también la dispersión que tal valor presenta en la realidad.

3.1.3 Acero estirado en frío

Tiene un proceso tecnológico más complejo que el acero natural y no presenta escalón de fluencia. Su carácter mecánico básico es su límite elástico convencional para 0,2 % de deformación remanente.

3.1.4 Acero natural

El que presenta en general, en forma bien definida, el escalón de fluencia.

3.1.5 Acero ordinario

Véase 6.1.3.

3.1.6 Acero patentado

El que se somete a un tratamiento térmico consistente en calentarlo hasta una temperatura superior al "punto crítico", sumergiéndolo de inmediato en baño de plomo a una temperatura intermedia (unos 400 °C) y enfriándolo posteriormente a temperatura ambiente, obteniéndose como resultado un incremento del límite elástico y resistencia a la rotura.

3.1.7 Acero templado y revenido

El que es sometido a un tratamiento térmico de "temple" seguido del "revenido". El temple consiste en calentar el acero hasta una temperatura superior al "punto crítico", manteniéndolo a esa temperatura y luego enfriándolo rápidamente en un medio para templar, por ejemplo aceite, obteniéndose como resultado una elevación de la resistencia y la dureza del acero.

El revenido consiste en calentar el acero templado a una temperatura inferior al "punto crítico", manteniéndolo a esa temperatura y luego enfriándolo (generalmente al aire), obteniéndose como resultado la eliminación de tensiones y la disminución de la fragilidad del acero templado.

3.1.8 Acero trefilado

El que se obtiene por tratamiento en frío haciendo pasar un alambre redondo a través de orificios de diámetros ligeramente inferiores al del alambre y cada vez más estrechos, de una serie de "hileras" que como resultado van reduciendo el diámetro de dicho alambre hasta el tamaño requerido.

Este proceso modifica grandemente las propiedades mecánicas del alambre e incrementa su resistencia a la rotura.

3.1.9 Alargamiento de rotura del acero

Aumento de la longitud inicial (l_0), medido después de la rotura, de una probeta de acero ensayada a tracción, expresado en tanto por ciento de dicha longitud inicial.

3.1.10 Armadura ordinaria

Armadura no sometida a tensión previa. Puede ser de acero natural o acero estirado en frío.

3.1.11 Armadura de pretensado

Armadura de acero de alta resistencia, mediante la cual se introduce la fuerza de pretensado en una estructura o elemento estructural.

3.1.12 Baricentro plástico

En una sección, punto de aplicación de la resultante de las tensiones de compresión axial del hormigón y del acero ordinario en el supuesto de que existe un acortamiento uniforme de 0,002.

3.1.13 Capacidad mecánica

En una barra de acero, o determinada área de una sección de hormigón, es el producto del área correspondiente por la resistencia de cálculo del material en tracción o en compresión. En una armadura es la suma de las capacidades mecánicas de las barras que la componen.

3.1.14 Cerco

Refuerzo empleado en un elemento estructural, que usualmente se coloca perpendicular al refuerzo longitudinal y cuya función fundamental es impedir el desplazamiento lateral de este refuerzo longitudinal, disminuyendo así la longitud de pandeo del mismo. El término "cerco" se aplica comúnmente a elementos sujetos a compresión, flexocompresión o tracción. Véase "estribo".

3.1.15 Coeficiente de carga

Coeficiente de seguridad parcial relativo a las acciones, multiplicador de los valores característicos de las mismas.

3.1.16 Coeficiente de minoración

Coeficiente de seguridad parcial relativo al material, divisor del valor característico de su resistencia y cuyo valor es mayor que la unidad.

3.1.17 Cuantía geométrica

En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir el área de la armadura entre el área de la sección de hormigón.

3.1.18 Cuantía mecánica

En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir la capacidad mecánica de la armadura entre la capacidad mecánica de la sección útil de hormigón.

3.1.19 Cuantil

Valor estadístico que divide una distribución de frecuencia en una determinada proporción, dada por un número que se denomina "orden del cuantil".

3.1.20 Diagrama característico tensión-deformación

Para un material dado, diagrama que representa la relación entre los valores de las tensiones aplicadas y de las correspondientes deformaciones, directamente medidas en los ensayos y sin introducir ningún coeficiente de seguridad.

3.1.21 Diagrama de calculo, tensión-deformación

Para un material dado, es el que se deduce de su diagrama característico tensión-deformación, introduciendo convenientemente el coeficiente de seguridad que corresponda.

3.1.22 Estado de referencia

El que resulta de considerar la sección de una pieza de hormigón, sin sollicitaciones exteriores, pero sí aplicada la fuerza de pretensado.

3.1.23 Estado límite

El que al ser alcanzado 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.

3.1.24 Estado límite de agotamiento

El que corresponde al colapso total o parcial de la estructura o parte de ella.

3.1.25 Estado límite de utilización

El que viene definido por los requisitos funcionales y de durabilidad que debe cumplir la obra en servicio.

3.1.26 Estribo

Refuerzo empleado en un elemento estructural, que usualmente se coloca perpendicular al refuerzo longitudinal y cuya función es resistir los esfuerzos de cortante y de torsión. El término "estribo" se aplica comúnmente a elementos sujetos a flexión. (Véase cerco).

3.1.27 Fallo balanceado

Estado de agotamiento de una sección caracterizado por una deformación de $\epsilon'_b = 0,0035$ en el borde mas comprimido del hormigón y una deformación de fluencia (ϵ^*_{af} o ϵ^*_{pf}) en la armadura de refuerzo en tracción.

3.1.28 Hormigón armado

Hormigón reforzado con al menos la cantidad mínima requerida por esta norma, pretensado o no, y diseñado dando por hecho que los dos materiales (hormigón y refuerzo) actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones.

3.1.29 Hormigón pretensado

Hormigón que se somete, antes de su puesta en servicio, a la acción de un sistema de esfuerzos permanentes creados artificialmente con armaduras de alto límite elástico, llamados esfuerzos de pretensado. Puede ser hormigón pretesado u hormigón postesado:

- Hormigón pretesado. Si 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 postesado. Si se efectúa primero el hormigonado de 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 este, el esfuerzo de pretensado.

3.1.30 Límite elástico aparente (límite de fluencia)

En los aceros que al ensayarlos a tracción presentan un escalón de fluencia bien definido, tensión para la cual se inicia dicho escalón.

3.1.31 Límite elástico convencional

Mínima tensión capaz de producir en un acero una deformación remanente de 0,002.

3.1.32 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

Véase 6.2.4.

3.1.33 Momento límite

Momento producido con respecto a la armadura de tracción por una determinada tensión de compresión del hormigón, correspondiente al estado deformacional que define el fallo balanceado, sin considerar la presencia de refuerzo en la zona comprimida del hormigón.

3.1.34 Peralto efectivo

En una sección, distancia entre el borde mas comprimido de la misma y la posición de la resultante del refuerzo en tracción o menos comprimido.

3.1.35 Punto crítico

Temperatura para la cual cambia la estructura (fusión o solidificación) de los metales y aleaciones.

3.1.36 Recubrimiento

Mínima distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una armadura principal o vaina de pretensado y el paramento más próximo de la pieza.

3.1.37 Resistencia característica del acero

Véase 6.3.1.

3.1.38 Resistencia característica del hormigón

Véase 6.3.2.

3.1.39 Resistencia de cálculo

Véase 6.4.

3.1.40 Resistencia media

Valor que se obtiene, a partir de una serie de n ensayos de resistencia sobre probetas de un material, al dividir la suma de los n resultados obtenidos entre el número n de estos resultados.

3.1.41 Sección bruta

La que resulta de considerar las dimensiones de la sección sin deducir las áreas de las armaduras ordinarias ni las áreas de los huecos (agujeros, vainas o conductos), destinados al alojamiento de las armaduras de pretensado.

3.1.42 Sección homogeneizada

La que se obtiene a partir de la sección bruta, des contando las áreas de las armaduras ordinarias y las áreas de los huecos (agujeros, vainas o conductos), destinados al alojamiento de las armaduras de pretensado y adicionando las áreas transformadas de estas armaduras (ordinarias y de pretensado), en sección equivalente de hormigón, mediante el coeficiente de equivalencia n , definido en 9.1.

3.1.43 Sección neta (reducida)

La que se obtiene a partir de la sección bruta, deduciendo los huecos longitudinales y transversales (agujeros, vainas o conductos).

3.1.44 Sección útil

Área que corresponde al peralte efectivo.

3.1.45 Solicitación

Esfuerzo axial, tangencial, de flexión y/o de torsión que actúa sobre las caras de una rebanada de un elemento estructural.

3.1.46 Solicitación de agotamiento

En una sección dada, la que es capaz de producir un fallo total, instantáneo o diferido, suponiendo que los materiales del elemento considerado tienen como resistencias reales, las resistencias de cálculo.

4 Generalidades

4.1 El modo de comprobar la seguridad tratada en la presente norma puede definirse como un método semiprobabilístico de "estados límites", designándose por "estado límite" todo estado en el cual una estructura (o una parte de la misma) pierde su aptitud para el empleo al que se le destina.

4.2 El objeto de cálculo es mantener la probabilidad de alcanzar el estado límite considerado por debajo de un cierto valor previamente establecido, para el tipo de estructura de que se trate.

4.3 El método de cálculo se fundamenta en teorías científicas y datos experimentales que serán interpretados, siempre que sea posible, de manera estadística.

4.4 Los conceptos generales son aplicables no solamente a las estructuras completas (edificios para viviendas, construcciones industriales, puentes y otros), sino también a todos los elementos constitutivos de estas estructuras y de sus cimientos. Esta norma es aplicable al período especificado de explotación de la obra e igualmente a los estados sucesivos de la ejecución y, particularmente, a la fabricación de los elementos estructurales y a su transporte y puesta en obra.

4.5 La presente norma supone que las verdaderas condiciones de utilización de la estructura durante su vida no difieren de modo importante de las condiciones especificadas al elaborar el proyecto. Finalmente, una estructura puede estar sometida a efectos tales como el fuego y la corrosión; la seguridad con respecto a estos efectos reside esencialmente en la adopción de disposiciones de diseño y constructivas adecuadas.

4.6 Los estados límites pueden clasificarse en dos categorías:

- Estados límites últimos, que son los correspondientes al valor máximo de la capacidad resistente.
- Estados límites de utilización, que están en función de criterios de utilización normal o de durabilidad.

Los ejemplos de causas que pueden producir los estados límites son los siguientes:

- Estados límites últimos:
 - pérdida de estabilidad de una parte o del conjunto de la estructura, asimilada como un cuerpo rígido,
 - rotura de secciones críticas de la estructura,
 - transformación de la estructura en un mecanismo,
 - inestabilidad por deformación,
 - deterioro por efecto de fatiga.

El estado límite último puede deberse igualmente a la sensibilidad de la estructura para los efectos de las repeticiones de las acciones, cargas sísmicas, del fuego, de una explosión y otros. Es por lo tanto necesario tener en cuenta tales efectos al concebir la estructura.

- Estados límites de utilización:
 - deformaciones excesivas para una utilización normal de la estructura,
 - fisuración prematura o excesiva,
 - averías indeseables (corrosión),
 - desplazamiento excesivo sin pérdida del equilibrio,
 - vibraciones excesivas y otros.

5 La seguridad de las estructuras

• Simbología

P_K valor característico de la fuerza de pretensado en una sección cualquiera.

γ_s coeficiente de condiciones de trabajo de los materiales

5.1 Fundamentación de la seguridad

En una estructura puede alcanzarse un estado límite como consecuencia de la intervención de diversos factores aleatorios de inseguridad, que se combinan entre ellos, y que tienen su origen:

- en la incertidumbre de los valores tenidos en cuenta por el proyectista para la resistencia de los materiales utilizados, considerando las condiciones en obra y los parámetros que influyen en el estado límite de que se trate (carga de larga duración, fatiga, fragilidad y otros),
- en la incertidumbre de las características geométricas de la estructura y de las secciones,

- en una previsión inexacta de las cargas (permanentes o temporales) o de las deformaciones impuestas, debido a la imposibilidad de definir las con exactitud durante toda la duración asignada a la construcción,
- en la divergencia entre las solicitaciones reales y sus valores calculados.

El objeto del cálculo es mantener la probabilidad de alcanzar el estado límite considerado por debajo de un valor previamente establecido para el tipo de estructura de que se trate.

El método ideal de cálculo conduciría a la determinación estadística:

- de las solicitaciones sobre la base del estado límite del conjunto de la construcción,
- del comportamiento de los diversos elementos para este estado límite.

Un análisis probabilístico completo exigiría el conocimiento de las leyes de distribución de las cargas permanentes, de las cargas temporales y de las deformaciones impuestas que actúan sobre la estructura e igualmente de las solicitaciones provocadas por estas acciones, de la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados y de las variaciones de la construcción.

5.2 Determinación de la seguridad

Un estudio como el planteado en 5.1 es muy difícil y daría lugar en la práctica a una excesiva complicación del cálculo sin que, por otra parte, estén disponibles los datos necesarios para ello, por lo cual en la presente norma, sobre la base de lo planteado en el capítulo 3, se garantiza la seguridad, teniendo en cuenta los siguientes aspectos avalados por la experiencia:

- a) Los valores característicos de las resistencias de los materiales. Véase 6.3.
- b) Los valores característicos de las acciones, establecidos en base a sus valores reales o por medios estadísticos, que garantizan una probabilidad previamente fijada de ser superados por los valores reales. Véase, como ejemplo, la NC 284, la NC 285, etc.
- c) Los valores característicos de las fuerzas de pretensado. Véase capítulo 7.
- d) Otros factores de incertidumbre se cubren transformando los valores característicos en valores de cálculo del modo siguiente:
 - Estados Límites Últimos:
 - La resistencia de cálculo de los materiales se determina según 6.4.
 - Los valores de cálculo de las acciones se obtienen multiplicando los valores característicos por coeficientes de carga, para producir una condición crítica. Véase como ejemplo las normas indicadas en 5.2 b.
 - Los valores de cálculo de las fuerzas de pretensado se determinan según el capítulo 8.

– Estados Límites de Utilización:

Para la comprobación de estos estados se utilizan los valores característicos de las acciones y de los materiales, y no los de cálculo, ya que lo que interesa es conocer el comportamiento de la estructura en las condiciones de servicio.

- e) Como regla general, la determinación de las solicitaciones se efectuará con arreglo a los principios de la Teoría de las Estructuras, complementados, en caso necesario, por la Teoría de la Resistencia de los Materiales y de la Elasticidad. Para el cálculo de las solicitaciones se podrá tener en cuenta el comportamiento de los materiales más allá de su fase elástica, siempre que se justifiquen debidamente las hipótesis adoptadas.

En la determinación de las solicitaciones y secuencia de los cálculos posteriores, para la comprobación de los estados límites considerados, se incluirá, si procede, los efectos del pretensado, así como los efectos de importancia que el proceso constructivo pueda generar. Se tendrán en cuenta, además, las combinaciones más desfavorables de las acciones sobre la estructura y la probabilidad de coincidencia de acciones de orígenes diferentes.

- f) La capacidad resistente de las secciones se determinará según lo dispuesto, a partir del capítulo 6 de la presente norma. Se tendrá en cuenta, para los estados límites últimos, otros factores que pueden influir en la capacidad resistente mediante el coeficiente de condiciones de trabajo γ_s , según 6.4.5.
- g) La Elaboración de los Proyectos, el Control de Autor, el Control Técnico de Obra y la Ejecución serán realizados por técnicos calificados que posean, a la vez, la competencia y experiencia necesarias.

5.3 Comprobación de la seguridad.

Se comprueba la aptitud de los elementos y la estructura a los estados límites últimos y de utilización según se indica en 5.3.1 y 5.3.2.

5.3.1 Bajo las combinaciones más desfavorables de las cargas de cálculo, las solicitaciones resultantes serán como máximo igual a los valores de agotamiento (cálculo) de los materiales (Estados Límites Últimos).

5.3.2 Bajo las combinaciones más desfavorables de las cargas características y, asumiendo para los materiales sus valores característicos, no deben sobrepasarse los parámetros de deformación y fisuración (Estados Límites de Utilización), calculados según los capítulos 13 y 14 de esta Norma.

5.3.3 En hormigón pretensado, las solicitaciones de cálculo presentan en general, para cada estado límite, dos valores extremos que se denominan, convencionalmente:

- "Acciones máximas", cuando para resistir, la fuerza de pretensado se encuentra en la zona de tracción (o de menos compresión) de la sección.
- "Acciones mínimas", en el caso contrario.

Las comprobaciones con respecto a los diversos estados límites deben efectuarse en los casos siguientes:

a) Caso de comprobación para el período de explotación:

- acciones máximas
- acciones mínimas

En estos diferentes casos debe comprobarse el estado límite último, el estado límite de fisuración apropiado (descompresión, formación de fisuras) y si es necesario el estado límite de deformación.

b) Caso de comprobación para el período de construcción (tesado y fases eventuales de construcción):

- acciones máximas
- acciones mínimas

En estos diferentes casos debe hacerse la comprobación para el estado límite de fisuración por compresión y aquellas comprobaciones en los estados límites de fisuración por tracción, que resulten de las condiciones exigidas durante el período de explotación.

Las comprobaciones en los estados límites últimos deben efectuarse cuando las comprobaciones anteriores no impliquen su cumplimiento automático; se tomará entonces para los coeficientes los mismos valores utilizados en el caso a.

El pretensado se evalúa:

- a partir de su valor característico P_{kmax} para las acciones mínimas,
- a partir de su valor característico P_{kmin} para las acciones máximas.

6 Materiales

• Simbología

- A** contenido de agua en la mezcla de hormigón, (kg/m^3)
- Ac** área de la sección de hormigón, (m^2)
- c** contenido de cemento en la mezcla de hormigón (kg/m^3)
- C** contenido de carbono, (%)
- Ceq** contenido de carbono equivalente, (%)
- Cr** contenido de cromo, (%)

Cu	contenido de cobre, (%)
E_a	módulo de deformación longitudinal del acero natural
E'_b	módulo de deformación longitudinal a compresión del hormigón
E_p	módulo de deformación longitudinal a tracción de las armaduras de pretensado
e	espesor ficticio, (m)
K	coeficiente
m	número de meses transcurridos a partir de la aplicación de la carga para $t = \infty$, $\varphi_t = 1$
Mn	contenido de manganeso, (%)
Mo	contenido de molibdeno, (%)
Ni	contenido de níquel, (%)
R_k	valor medio de la resistencia observada, (MPa)
R[*]_{af}	resistencia de cálculo del acero ordinario, en tracción, a la fatiga, (MPa)
R[*]_{pf}	tensión de cálculo de la armadura de pretensado, en tracción, a la fatiga, (MPa)
R_{am} y R'_{am}	tensión en el límite de influencia o convencional medio (en tracción y compresión respectivamente) resultante de los ensayos, (MPa)
R_{bm} y R'_{bm}	resistencia media (en tracción y compresión respectivamente) resultante de los ensayos, (MPa)
t	coeficiente que se toma de la tabla 6.3.2
R_{bkf}	resistencia característica a tracción por flexión del hormigón
R_a[*]	resistencia de cálculo del acero ordinario en tracción
R'_a[*]	resistencia de cálculo del acero ordinario en compresión
R_{ak}	resistencia característica del acero ordinario en tracción
R'_{ak}	resistencia característica del acero ordinario en compresión
R_b[*]	resistencia de cálculo del hormigón a tracción
R'_b[*]	resistencia de cálculo del hormigón a compresión
R'_{bf}[*]	resistencia de cálculo del hormigón a la fatiga

R_{bk}	resistencia característica del hormigón a tracción
R'_{bk}	resistencia característica del hormigón a compresión
R_p	tensión de rotura de las armaduras de pretensado
R_{pk}	resistencia característica a la rotura del acero de pretensado
$R_{p0,2\%}$	resistencia característica del acero de pretensado para una deformación remanente del 0,2 %
$R'_{p0,2\%}$	resistencia de cálculo del acero de pretensado para una deformación remanente del 0,2 %
s	desviación típica, (MPa)
t	coeficiente
t	tiempo
t_0	tiempo transcurrido hasta la aplicación de las cargas, (d)
u	perímetro de la sección en contacto con la atmósfera, (m)
V	contenido de vanadio, (%)
α	valor de relajamiento
γ_a	coeficiente de minoración del acero ordinario
γ_b	coeficiente de minoración del hormigón
γ_{bf}	coeficiente de fatiga que tiene en cuenta la simetría del ciclo de tensiones que se repiten
γ_f	coeficiente de fatiga que tiene en cuenta la simetría del ciclo de tensiones que se repiten
γ_s	coeficiente de condiciones de trabajo de los materiales
γ_m	coeficiente que tiene en cuenta la reducción de la resistencia del material, en el conjunto de la estructura, y la reducción de la resistencia debida a defectos locales
ϵ_a, ϵ'_a	deformación unitaria del acero ordinario en tracción y compresión respectivamente
$\epsilon^*_{af}, \epsilon'^*_{af}$	igual significado que $\epsilon^*_f, \epsilon'^*_f$, pero aplicado solamente al acero ordinario
ϵ_b, ϵ'_b	deformación unitaria del hormigón en tracción y compresión respectivamente
ϵ'_{bu}	deformación unitaria correspondiente a la compresión última

- ε_f^* , $\varepsilon_f'^*$ deformación unitaria de cálculo a tracción o compresión, respectivamente, del refuerzo (ordinario o pretensado) en el límite de fluencia real o convencional
- ε_p alargamiento unitario de la armadura de pretensado
- ε_{pf}^* , $\varepsilon_{pf}'^*$ igual significado que ε_f^* , $\varepsilon_f'^*$, pero aplicado solamente al acero de pretensado
- σ_a , σ_a' tensión de tracción y compresión, respectivamente, del acero ordinario
- $\sigma_{a \text{ máx}}$, $\sigma_{p \text{ máx}}$ tensiones a que se someten las armaduras de tracción, (MPa), debido a la acción frecuente repetida de una carga máxima, no menor de 2×10^6 veces, siendo esta carga máxima la determinada por la acción de las cargas permanentes más las cargas temporales, afectadas estas últimas por el coeficiente de impacto.
- $\sigma_{a \text{ mín}}$, $\sigma_{p \text{ mín}}$ tensiones a que se someten las armaduras de tracción por la acción de las cargas permanentes, (MPa)
- σ_b , σ_b' tensión de tracción y compresión, respectivamente, del hormigón
- $\sigma_{b \text{ mín}}$, $\sigma_{b \text{ máx}}'$ tensiones de compresión que surgen en el hormigón debido a la acción de las cargas mínimas y máximas que se determinan, al igual que para el acero, por la acción de las cargas permanentes y por la acción de las cargas permanentes y temporales, afectadas estas últimas por el coeficiente de impacto.
- σ_0 , σ_0' límite de proporcionalidad del acero estirado en frío y el de pretensado para tracción y compresión, respectivamente
- σ_p tensión del acero de pretensado
- σ_{p0} tensión del acero de pretensado considerándose las pérdidas
- σ_{p0i} tensión inicial del acero de pretensado, admitida en el anclaje donde se efectúa el tesado
- P** humedad relativa (en fracción de uno)
- φ coeficiente de fluencia del hormigón (para $t=\infty$)
- φ_t coeficiente reductor que permite calcular el valor de la fluencia del hormigón para un tiempo t
- $\Delta\sigma_{p,t}$ pérdida por relajamiento en el tiempo t

6.1 Aceros

6.1.1 Función de las armaduras

Las armaduras adherentes (ordinarias y/o de pretensado) son indispensables ya sea:

- para asegurar la resistencia del elemento o
- para conferir al hormigón una cierta ductilidad, repartir las eventuales fisuras y limitar su abertura a los valores fijados.

Las armaduras de pretensado deben considerarse en un doble aspecto:

- crean la fuerza de pretensado,
- contribuyen como armaduras de refuerzo a la resistencia.

Las armaduras de pretensado pueden ser:

- adherentes: pretesadas o postesadas
- no adherentes

y colocarse:

- en la zona de alargamiento del hormigón
- en la zona de acortamiento del hormigón

En el caso en que las armaduras de pretensado se coloquen en la zona de alargamiento del hormigón:

- Si se hacen adherentes, contribuyen como las armaduras ordinarias a la resistencia de la estructura y, en el caso en que se tesen antes del vertido del hormigón (pretensado por armaduras adherentes), contribuyen además a mejorar el comportamiento, con respecto a la fisuración, de la zona eventualmente en tracción.
- Si no se hacen adherentes, contribuyen igualmente, como armaduras ordinarias, a la resistencia de la estructura como si se tratara de tirantes.

6.1.2 Tipos de aceros.

Los aceros considerados en la presente norma se clasifican como sigue:

- aceros ordinarios
- aceros de pretensado

Según las condiciones de su superficie en:

- lisos
- con irregularidades

Según su soldabilidad:

A - Aceros de buena soldabilidad

B - Aceros de regular soldabilidad

C - Aceros de mala soldabilidad

6.1.3 Aceros ordinarios.

6.1.3.1 Aceros naturales.

Los aceros naturales son aquellos que presentan, en general, en forma bien definida, el escalón de fluencia. (Véase figura 6.1.3.1).

Para estos aceros se denomina R_{ak} y R'_{ak} al valor característico de tensión (tracción y compresión respectivamente) correspondiente al límite de fluencia.

El carácter mecánico básico de un acero natural es su límite característico de fluencia (R_{ak} y R'_{ak}).

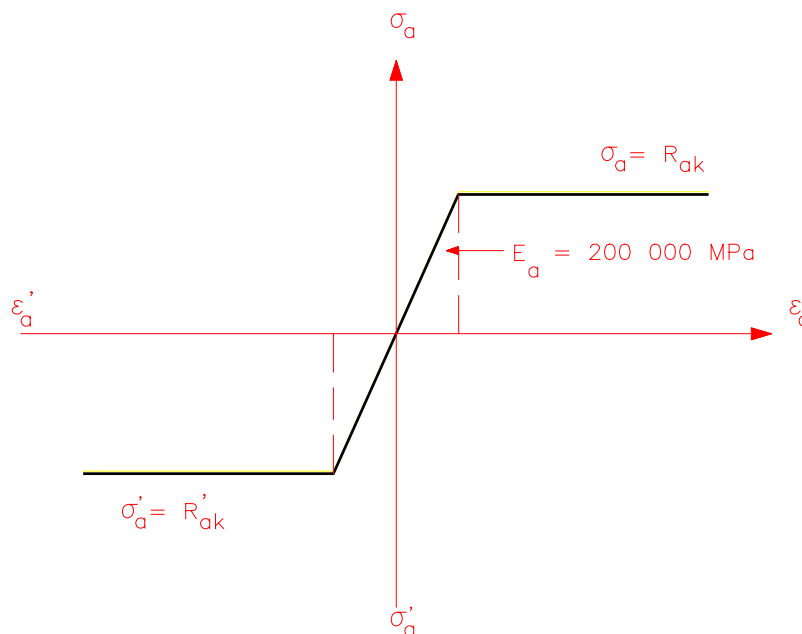


Figura 6.1.3.1 — Diagrama característico tensión-deformación de aceros naturales (simplificado)

6.1.3.2 Aceros estirados en frío.

Los aceros estirados en frío son aquellos que no presentan escalón de fluencia. (Véase figura 6.1.3.2)

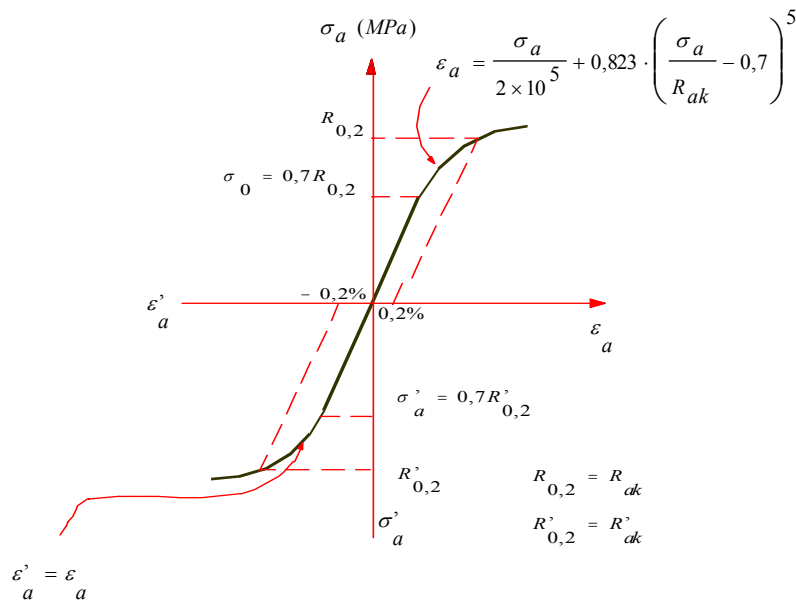


Figura 6.1.3.2 — Diagrama característico tensión-deformación de aceros estirados en frío

El carácter mecánico básico de un acero estirado en frío es su límite elástico convencional para 0,2 % de deformación remanente $R_{0,2}$.

El valor de $R_{0,2}$, en la generalidad de los casos, se considerará igual al 90 % de la resistencia a la rotura.

El límite de proporcionalidad σ_0 se considerará igual al 70 % de $R_{0,2}$.

6.1.4 Módulo de deformación longitudinal del acero natural.

El módulo de deformación longitudinal se tomará igual a $E_a = 200\,000$ MPa.

6.1.5 Tipos de aceros de pretensado

El carácter mecánico y tecnológico de los aceros de pretensado, definidos en los documentos de idoneidad, deberán considerarse en los distintos tipos de aceros que se clasifican a continuación:

– Desde el punto de vista de su tratamiento:

a) térmico, en:

- aceros patentados
- aceros templados y revenidos

b) mecánico, en:

- aceros trefilados

- aceros estirados por tracción o torsión en frío (torones)
- Desde el punto de vista del tipo del producto en:
 - alambre: Armadura de sección llena que se recibe en rollos.
 - barra: Armadura de sección llena que, en general, se recibe recta.
 - torón: Grupo de alambres enrollados en hélice, alrededor de un eje longitudinal común, materializado este eje, por un alambre central recto.
 - cable: Grupo de alambres o de torones, cuyos elementos pueden tesararse simultáneamente o individualmente.
- Desde el punto de vista de su forma en:
 - alambres redondos y lisos
 - barras redondas y lisas
 - alambres o barras no redondos y/o no lisos

6.1.6 Características de los aceros de pretensado

Cada acero se caracteriza por:

- su carga de rotura y su alargamiento bajo carga máxima antes de la rotura
- su carga correspondiente al límite elástico convencional, para 0,2 % de deformación remanente
- su diagrama esfuerzo-deformación relativo

Para las armaduras de pretensado de distintos tipos, el módulo de deformación longitudinal E_p , si no se tienen los datos del fabricante, se toma de la tabla 6.1.6.

En principio, se debe utilizar el diagrama tensión deformación correspondiente al acero utilizado; en su defecto, puede emplearse el diagrama indicado en la figura 6.1.6, definido por las ecuaciones siguientes:

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + K_2 \left[\frac{\sigma_p}{R_{p_{0,2}}} - k_3 \right]^5 \quad \text{para } \sigma_p > k_3 R_{p_{0,2}}$$

$\Delta\sigma_{p,t}$ pérdida por relajamiento en el tiempo t (MPa)

σ_{poi} tensión inicial (MPa)

Los valores de los coeficientes K_1 y K_2 dependen del tipo de acero de pretensado (Véase figura 6.1.7).

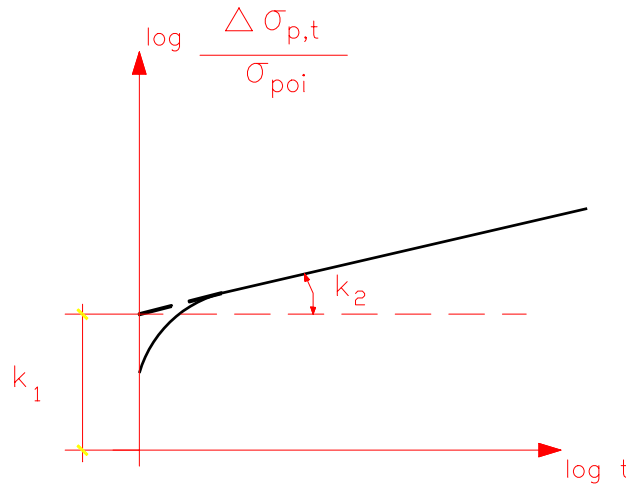


Figura 6.1.7 — Variación de relajamiento con el tiempo

b) que el relajamiento varía con la tensión inicial según una ley parabólica.

Los valores de relajamiento se dan corrientemente para $t_1 = 120$ h y $t_2 = 1\,000$ h. Generalmente puede admitirse un valor llamado "final" del relajamiento, doble del valor adquirido en el tiempo t_2 .

Para los aceros que hayan experimentado un tratamiento de "estabilización" (aceros de bajo relajamiento), que puede tener una acción más importante sobre la primera fase del fenómeno (término K_1) que sobre su fase posterior (término K_2), se aconseja tener en cuenta esta posibilidad mediante una fórmula del tipo:

$$\Delta\alpha_{p,\infty} = \Delta\alpha_{p,t} + K_3 \cdot (\Delta\alpha_{p,t} - \Delta\alpha_{p,120h})$$

con t tan grande como se pueda y en todo caso superior a 1 000 h.

En ausencia de ensayos prolongados, se aconseja no tener valores inferiores a los que se indican en la tabla 6.1.7, y que corresponden a valores de la tensión inicial igual a 0,6 R_{pk} ; 0,7 R_{pk} y 0,8 R_{pk} y que se dan en porcentaje de esta tensión.

ó sea, $\Delta\sigma_{p,\infty} = \alpha \sigma_{poi}$

Tabla 6.1.7 — Valores de relajamiento α

$\frac{\sigma_{poi}}{R_{pk}}$	0,6	0,7	0,8
Aceros de relajamiento normal	0,045	0,08	0,12
Aceros de bajo relajamiento	0,01	0,025	0,045

6.1.8 Soldabilidad del acero

La soldabilidad del acero depende principalmente de su modo de fabricación, de su composición química y de su diámetro.

Para los aceros laminados en caliente la soldabilidad se determinará de acuerdo con la tabla 6.1.8, debiendo cumplirse simultáneamente los requisitos de carbono y carbono equivalente. La soldabilidad del acero puede determinarse mediante experimentación normalizada.

Tabla 6.1.8 — Soldabilidad del acero

Clase (Ver 6.1.2)	Soldadura por cordón continuo	Soldadura por puntos
A	$C \leq 0,24 \%$ $C_{eq} \leq 0,24 \%$	$C \leq 0,22 \%$ $\phi \leq 16$ $C \leq 0,20 \%$ $16 < \phi \leq 25$ $C \leq 0,18 \%$ $\phi > 25$ $C_{eq} \leq 0,48 \%$
B	$C \leq 0,35 \%$ $C_{eq} \leq 0,60 \%$	$C \leq 0,28 \%$ $\phi \leq 16$ $C \leq 0,26 \%$ $16 < \phi \leq 25$ $C \leq 0,24 \%$ $\phi > 25$ $C_{eq} \leq 0,54 \%$

donde:

C contenido de carbono, (%)

C_{eq} contenido de carbono equivalente, (%)

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

donde:

Mn - Contenido de manganeso, (%)

Cr - Contenido de cromo, (%)

Mo - Contenido de molibdeno (%)

V - Contenido de vanadio (%)

Ni - Contenido de níquel (%)

Cu - Contenido de cobre (%)

6.1.9 Coeficiente de dilatación térmica del acero

Se tomará igual a $10^{-5} \frac{1}{^{\circ}\text{C}}$

6.2 Hormigón

6.2.1 Resistencia a la compresión del hormigón

La resistencia a la compresión R'_b se deduce de ensayos normalizados a compresión sobre probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura a los 28 días de edad, según NC 54-109. Véase 6.3.2 para la determinación de la resistencia característica a compresión del hormigón R'_{bk} .

6.2.2 Resistencia a la tracción del hormigón

6.2.2.1 Resistencia a la tracción directa

La resistencia a la tracción directa del hormigón R_b se deduce de ensayos a tracción directa de probetas normadas, según norma ISO 1920-76. Igualmente, la resistencia directa del hormigón puede ser deducida mediante el ensayo brasileño, consistente en el hendimiento de probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, al ser sometidas a presión lineal diametral a los 28 días de edad. Véase 6.3.2.1 para la determinación de la resistencia característica a tracción del hormigón R_{bk} .

6.2.2.2 Resistencia a tracción por flexión

La resistencia a tracción por flexión del hormigón se deduce de ensayos de vigas normalizadas según la norma NC 245. Véase 6.3.2.2 para la determinación de la resistencia característica a tracción por flexión del hormigón R_{bkf} .

6.2.3 Diagrama tensión-deformación del hormigón

El diagrama tensión-deformación tiene la forma esquemática siguiente:

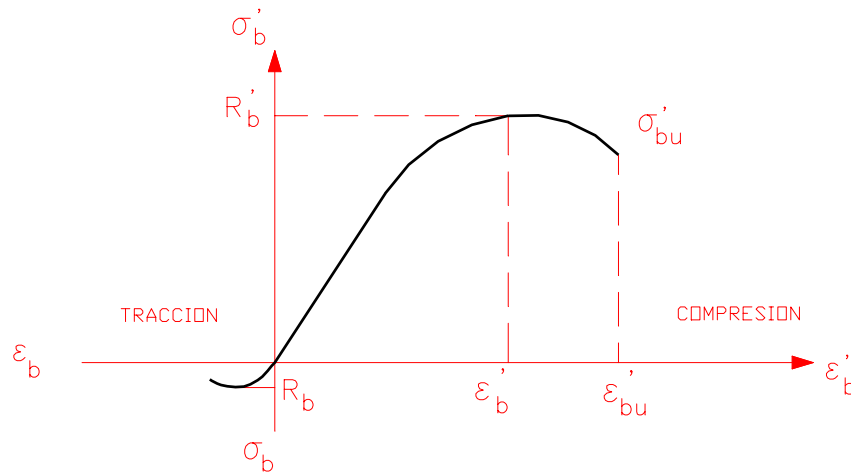


Figura 6.2.3 — Diagrama tensión-deformación del hormigón

donde:

ϵ'_b deformación unitaria correspondiente a la compresión máxima

ϵ'_{bu} deformación unitaria correspondiente a la compresión última

6.2.4 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

El módulo de deformación longitudinal del hormigón E'_b , para hormigón de peso normal, puede tomarse como:

$$E'_b = 4800 \sqrt{R'_{bk}} \quad R'_{bk} \text{ y } E'_b \text{ en MPa}$$

correspondiente a un módulo secante, definido como la pendiente de la línea trazada, desde un esfuerzo igual a cero hasta un esfuerzo a la compresión de $0,45 R'_{bk}$.

En la tabla 6.2.4 se presentan los valores aproximados correspondientes a la expresión anterior.

Tabla 6.2.4. Valores de R'_{bk} y E'_b

R'_{bk} (Mpa)	10,0	15,0	17,5	20,0	25,0	30,0	35,0
E'_b (Mpa)	15 200	18 600	20 100	21 500	24 000	26 300	28 400

6.2.5 Fluencia del hormigón

La fluencia es el aumento, en el tiempo, de las deformaciones plásticas, bajo la acción de las cargas permanentes. La deformación unitaria debido a la fluencia, para un tiempo t , en condiciones de utilización con tensiones no mayores a $0,4 R'_{bk}$, puede calcularse por la fórmula siguiente: donde:

$$\varepsilon'_{fb,t} = \varepsilon'_b \cdot \varphi \cdot \varphi_t$$

ε'_b deformación instantánea del hormigón a compresión

φ coeficiente de fluencia del hormigón (para $t = \infty$), dado por la expresión:

$$\varphi = (3,6 - 2,4p^2) \cdot \left(\frac{0,5 + 0,3e}{0,4 + e} \right) \cdot \left(\frac{a}{500} \right) \cdot \left(1 + 3e \cdot \frac{A}{c} \right) \cdot [1,72 - \log(\sqrt{t_0})]$$

donde:

ρ humedad relativa, (en fracción de uno)

A contenido de agua en la mezcla de hormigón, (kg/m^3)

c contenido de cemento en la mezcla de hormigón, (kg/m^3)

t_0 tiempo transcurrido hasta la aplicación de las cargas, (d)

e espesor ficticio, (m), dado por la expresión:

$$e = \frac{2 \cdot Ac}{u}$$

donde:

Ac área de la sección de hormigón, (m^2)

u perímetro de la sección en contacto con la atmósfera, (m)

φ_t coeficiente reductor que permite calcular el valor de la fluencia del hormigón para un tiempo t

$$\varphi_t = 1 - \frac{1}{10 \sqrt{\frac{m}{16}}}$$

donde:

m número de meses transcurridos a partir de la aplicación de la carga para $t = \infty$, $\varphi_t = 1$

Para los casos donde no se requiera una gran precisión en la determinación del coeficiente final de fluencia ($t = \infty$) de un hormigón sometido a una tensión no mayor que $0,4 R'_{bkj}$, a la edad j de la puesta en carga, podrán considerarse como representativos los valores medios de la tabla 6.2.5.

Tabla 6.2.5 — Valores medios de fluencia y retracción

Parámetros de fluencia y retracción	e (m)	
	≤0,2	≥0,6
Coeficiente de fluencia $\varphi \cdot \varphi_t$ – tiempo t_0 en días transcurridos hasta la puesta en carga: 3 a 7 7 a 60 > 60	2,7 2,2 1,4	2,1 1,9 1,7
Deformación unitaria de retracción (ε'_{rb}) – edad del hormigón en días a partir de la cual se tiene en cuenta la influencia de la retracción: 1 a 7 7 a 60 > 60	0,00026 0,00023 0,00016	0,00021 0,00021 0,00020
NOTA: Para valores intermedios entre $e = 0,2$ m y $e = 0,6$ m, interpolar linealmente.		

Si una pieza está sometida a un sistema de cargas P_i aplicadas en intervalos de tiempo t_i , los coeficientes correspondientes a un tiempo t y a cada carga, al efecto de la deformación debida a la fluencia, vendrán dados por la fórmula:

$$\varepsilon'_{fb,t} = \varepsilon'_{bi} [\varphi_0 \cdot \varphi_t \cdot (t) + \varphi_1 \cdot \varphi_t \cdot (t - t_1) + \varphi_2 \cdot \varphi_t \cdot (t - t_2) + \dots]$$

En la cual ε'_{bi} representa las deformaciones instantáneas debidas a cada carga y teniendo en cuenta el valor del módulo de deformación en ese tiempo considerado.

6.2.6 Retracción del hormigón

La retracción es la disminución de volumen del hormigón, durante el proceso de fraguado y endurecimiento del mismo en el aire. La deformación unitaria final ($t = \infty$), debido a la retracción (ε'_{rb}), puede calcularse por la fórmula siguiente:

$$\varepsilon'_{rb} = 0,001 \cdot (1 - \rho) \cdot \left(\frac{0,5 + 0,3 \cdot e}{0,4 + e} \right) \cdot \left(\frac{A}{500} \right) \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{A}{c} \right)$$

donde:

- ρ humedad relativa, en fracción de uno
- e espesor ficticio, (m)
- A contenido de agua en la mezcla, (kg/m^3)
- c contenido de cemento en la mezcla, (kg/m^3).

Para conocer la deformación de retracción, para un tiempo t dado, se usará la fórmula siguiente:

$$\varepsilon'_{rb_i t} = \varepsilon'_{rb} \cdot \frac{(1,5 + t) \cdot t}{(t^2 + 4t + 1)}$$

donde t se expresará en meses.

Para los casos donde no se requiera una gran precisión en la determinación de la retracción final ($t = \infty$), podrán considerarse como representativos los valores medios de la tabla 6.2.5.

6.2.7 Coeficiente de Poisson del hormigón

El coeficiente de Poisson, referente a la deformación elástica para tensiones normales de utilización, se tomará igual a 0,17, a excepción de admitirse fisuración en el hormigón de tracción, en cuyo caso se tomará igual a cero.

6.2.8 Coeficiente de dilatación térmica del hormigón

El coeficiente de dilatación térmica medio del hormigón es $10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$

6.3 resistencia característica de los materiales

Se denomina resistencia característica (R_k) de un material a la que representa una probabilidad prefijada de que en un análisis estadístico se puedan obtener magnitudes inferiores a dicho valor.

La resistencia característica está determinada por la siguiente ecuación:

$$R_k = R_m - t \cdot s$$

donde:

- R_k valor medio de la resistencia observada, (MPa)
- s desviación típica (MPa)
- t coeficiente que depende de la probabilidad deseada y del número de series de probetas utilizadas para el ensayo.

6.3.1 Resistencia característica del acero

La resistencia característica del acero es aquella que corresponde a la probabilidad de tener, en una distribución estadística normal de resultados de ensayos del límite de fluencia convencional, un 5 % de resultados inferiores al valor así fijado.

Para los aceros naturales y estirados en frío, esta resistencia característica viene determinada, para una población o universo, por:

$$R_{ak} = R_{am} - ts$$

$$R'_{ak} = R'_{am} - t \cdot s$$

donde:

R_{am} y R'_{am} tensión en el límite de fluencia o convencional medio (en tracción y compresión, respectivamente) resultante de los ensayos, en MegaPascal

s desviación típica en Megapascal.

t coeficiente que se toma de la tabla 6.3.1

Tabla 6.3.1 — Valores de t , para determinación de la resistencia característica del acero

No. de ensayos	10	15	20	30	∞
t	1,83	1,76	1,73	1,70	1,64

NOTA 1: No se harán estudios estadísticos con menos de 10 ensayos.

NOTA 2: Los valores de ensayos de aceros de la misma hornada serán representados por el valor medio.

Para los aceros de pretensado serán válidas las prescripciones anteriores, debiendo especificarse que la calidad de un acero de pretensado estará definida por su resistencia característica en el límite convencional (0,2 %) y su resistencia característica a la tracción R_{pk} .

6.3.2 Resistencia característica del hormigón

Para la resistencia característica del hormigón, la probabilidad que se menciona en 6.3 se fija en un 16 %, es decir, que puede esperarse que un 16 % de las muestras den resistencias inferiores a la característica.

El concepto anterior se expresará por las fórmulas:

- En compresión por: $R'_{bk} = R'_{bm} - t s$

- En tracción por: $R_{bk} = R_{bm} - t s$

donde:

R_{bm} y R'_{bm} resistencia media (en tracción y compresión, respectivamente) resultante de los ensayos (MPa)

t coeficiente que se toma de la tabla 6.3.2

Tabla 6.3.2 — Valores de t , para determinación de la resistencia característica del hormigón

No. de ensayos	6	7	8	9	10	15	20	25	≥ 30
t	1,103	1,084	1,070	1,060	1,053	1,031	1,021	1,016	1,0

6.3.2.1 La resistencia característica a tracción del hormigón, a falta de los ensayos planteados en 6.2.2.1, puede determinarse a partir de la resistencia característica a la compresión R'_{bk} , según la siguiente fórmula:

$$R_{bk} = 0,21 \sqrt[3]{(R'_{bk})^2} \quad (\text{MPa})$$

válida para:

$$15 \leq R'_{bk} \leq 40 \text{ (MPa)}$$

R_{bk} y R'_{bk} expresados en Mpa

6.3.2.2 La resistencia característica a tracción por flexión del hormigón, a falta de los ensayos planteados en 6.2.2.2, puede determinarse a partir de la resistencia característica a la compresión R'_{bk} , por la siguiente expresión:

$$R_{bkf} = 0,62 \sqrt{R'_{bk}}, \quad \text{donde } R_{bkf} \text{ y } R'_{bk} \text{ en MPa}$$

Esta expresión, para los hormigones más usuales, arroja valores de aproximadamente 1,7 - 1,9 de la resistencia a la tracción directa R_{bk} .

6.3.3 Valor estimado de la resistencia característica

El valor estimado de la resistencia característica del hormigón se obtendrá teniendo en cuenta la probabilidad mencionada en el apartado 6.3.2, para lo cual se aplicarán las normas , NC 54-392 y NC 192, y este valor de resistencia característica obtenido de la evaluación de cada "lote de hormigón" es el que se comparará con el valor especificado por el proyecto.

6.3.4 Aceptación y rechazo del hormigón

El valor de la resistencia característica estimada a compresión del hormigón, correspondiente a un lote, se obtendrá mediante la aplicación de las normas NC 54-392 y NC 192 vigentes.

El valor de la resistencia característica estimada a compresión $R'_{bk\ est}$ se comparará con la resistencia característica especificada a compresión de proyecto $R'_{bk\ proy}$, pudiéndose presentar los siguientes casos:

1- La resistencia característica estimada a compresión del hormigón es igual o mayor que el 95 % de la resistencia característica especificada a compresión del proyecto.

$$R'_{bk\ est} \geq 0,95 R'_{bk\ proy}$$

Se considera que el hormigón cumple la resistencia requerida y por lo tanto se aceptarán los elementos estructurales pertenecientes al lote de hormigón evaluado.

NOTA 1: Estos elementos estructurales, no obstante cumplimentar el lote el requisito de resistencia característica del hormigón a compresión, podrán ser rechazados por presentar defectos tales como:

- oquedades
- grietas
- roturas
- falta de recubrimiento, etc.

2- La resistencia característica estimada a compresión es menor que el 95 % de la resistencia especificada a compresión de proyecto.

$$R'_{bk\ est} < 0,95 R'_{bk\ proy}$$

La resistencia del hormigón se considerará dudosa o insuficiente y quedará a análisis y juicio del proyectista la aceptación o rechazo de los elementos construidos con ese lote de hormigón, teniendo en cuenta para ello las siguientes consideraciones:

- El porcentaje de disminución de la resistencia característica y su incidencia en los factores de seguridad utilizados.
- La importancia de los elementos estructurales afectados.
- La posibilidad de reforzamiento de los elementos estructurales.
- Las cargas reales actuantes sobre los elementos estructurales y la posible disminución de las mismas.

Para la aceptación o rechazo de los elementos afectados deberán agotarse todos los recursos disponibles que permitan verificar la resistencia del hormigón del lote y/o la resistencia, seguridad y durabilidad de los elementos afectados, utilizando otros procedimientos tales como testigos, pruebas de ultrasonido, esclerómetros, pruebas de carga, etc.

NOTA 2: Estos elementos estructurales también podrán ser rechazados por presentar defectos tales como:

- oquedades
- grietas

- roturas
- falta de recubrimiento, etc.

El proyectista, a partir del análisis completo de las consideraciones anteriores e informaciones adicionales recibidas, decidirá la aceptación, demolición o reforzamiento de los elementos afectados.

6.4 Resistencia de cálculo de los materiales

La resistencia de cálculo de los materiales se determina de los valores de resistencia característica afectados por el coeficiente de minoración y está dada por la siguiente ecuación:

$$R^* = \frac{R_k}{\gamma_m}$$

El coeficiente γ_m tiene en cuenta la reducción de la resistencia del material, en el conjunto de la estructura, y la reducción de la resistencia debida a defectos locales.

6.4.1 Resistencia de cálculo del acero

La resistencia de cálculo del acero está determinada por las siguientes expresiones:

a) aceros ordinarios

- en tracción $R_a^* = \frac{R_{ak}}{\gamma_a}$
- en compresión $R_a^* = \frac{R'_{ak}}{\gamma_a} \leq 400 \text{ MPa}$

donde γ_a toma los siguientes valores:

$\gamma_a = 1,2$ para aceros con resistencia característica, según 6.3.1

$\gamma_a = 1,15$ para aceros con resistencia mínima garantizada

b) aceros de pretensado

$$\text{- en tracción } R_{P_{0,2}}^* = \frac{R_{P_{0,2}}}{1,15}$$

$$\text{- en compresión } \sigma_{pc}^* = (\sigma_{po} - 400) \text{ (en Mpa)}$$

σ_{po} tensión del acero pretensado, considerando las pérdidas

6.4.2 Resistencia de cálculo del acero a la fatiga

6.4.2.1 En los cálculos por resistencia a la fatiga, en el caso de cargas repetidas, la resistencia a tracción del acero ordinario y pretensado se determina por las fórmulas:

$$R_{af}^* = \frac{R^* a}{\gamma_f}; \quad R_{pf}^* = \frac{R^* p_{0,2}}{\gamma_f}$$

donde:

R_{af}^* resistencia de cálculo del acero ordinario, en tracción, a la fatiga

R_{pf}^* tensión de cálculo de la armadura de pretensado, en tracción, a la fatiga, (MPa)

γ_f coeficiente de fatiga que tiene en cuenta la asimetría del ciclo de tensiones que se repiten. Se obtiene según la tabla 6.4.2.1 en función de los coeficientes:

$$K_a = \frac{\sigma_{a \min}}{\sigma_{a \max}}; \quad K_p = \frac{\sigma_{p \min}}{\sigma_{p \max}} \quad \text{para los aceros ordinarios y pretensados respectivamente.}$$

$\sigma_{a \max}, \sigma_{p \max}$ tensiones a que se someten las armaduras de tracción, (MPa), debido a la acción frecuente repetida de una carga máxima, no menor de 2×10^6 veces, siendo esta carga máxima la determinada por la acción de las cargas permanentes más las cargas temporales, afectadas estas últimas por el coeficiente de impacto.

$\sigma_{a \min}, \sigma_{p \min}$ tensiones a que se someten las armaduras de tracción por la acción de las cargas permanentes, (MPa).

Tabla 6.4.2.1 — Valores de γ_f

K_a, K_p											
Rak (Mpa)	-1	-0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,75	0,80	0,85	0,90	1,0
220-260	2,08	1,39	1,23	1,15	1	1	1	1	1	1	1
280-320	2,50	1,67	1,49	1,35	1,15	1	1	1	1	1	1
380-420	3,12	2,08	1,85	1,69	1,43	1,11	1,05	1	1	1	1
1400-1600	-	-	-	-	-	-	1,18	1,03	1	1	1
1700-1900	-	-	-	-	-	-	1,28	1,22	1,15	1,11	1
NOTA: Los valores intermedios de K_a y K_p se interpolan linealmente											

6.4.2.2 En presencia de empalmes soldados en barras de aceros naturales hasta $R_{ak} \leq 420$ MPa y $\phi \leq 20$ mm, los valores de γ_f obtenidos en la tabla 6.4.2.1 deberán ser incrementados dividiéndolos por el valor correspondiente de la tabla 6.4.2.2, según el tipo de unión y el valor del coeficiente K_a .

Tabla 6.4.2.2 — Valores de K_a , para la determinación de γ_f

Tipo de unión	K_a						
	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
Uniones a tope con tratamiento mecánico hasta la eliminación total de las irregularidades	0,9	0,95	1	1	1	1	1
Uniones a tope sin tratamiento mecánico. Soldadura por puntos	0,6	0,62	0,65	0,7	0,75	0,85	1
Uniones con cubrejuntas con cordones continuos	0,2	0,25	0,3	0,45	0,6	0,8	1

Los valores de la tabla anterior se reducirán hasta el 5% para $20 \text{ mm} < \phi \leq 32 \text{ mm}$ y un 10% para $\phi > 32 \text{ mm}$.

6.4.2.3 Los anclajes necesitan de atención particular, en especial, cuando se necesitan en las zonas de tracción o de acoplamiento, donde se requiere realizar ensayos de comprobación.

6.4.3 Resistencia de cálculo del hormigón

La resistencia de cálculo del hormigón está determinada por las siguientes expresiones:

- En tracción $R_b^* = \frac{R_{bk}}{\gamma_b}$

- En compresión $R'_b = \frac{R'_{bk}}{\gamma_b}$; donde γ_b toma los valores de la tabla 6.4.3.a.

Tabla 6.4.3.a — Valores de γ_b para distintos tipos de hormigones

Tipo de hormigón	Condiciones de ejecución de obras	γ_b
A	Muy buenas. Control estricto de la calidad del cemento y de la relación agua/cemento. Aridos medidos en peso, determinando periódicamente su granulometría y humedad. Laboratorio a pie de obra con personal e instalaciones necesarios en cada caso. Constante atención a todos los detalles. Se cuenta con todos los medios y de máxima eficiencia, para el transporte, vertido, compactación y curado del hormigón.	1,5
B	Buenas. Cemento bien conservado, con frecuentes comprobaciones de su calidad. Aridos cuidadosamente medidos en volumen, procurando corregir los volúmenes de arena utilizados de acuerdo con el entumecimiento de esta. Reajuste de la cantidad de agua vertida en la hormigonera, siempre que varíe notoriamente la humedad de los áridos. Vigilancia a pie de obra con instrumental mínimo necesario para realizar las comprobaciones oportunas. Se cuenta con todos los medios eficaces para el transporte, vertido, compactación y curado del hormigón.	1,6

Tabla 6.4.3.a (continuación)

C	No buenas. Cemento sin conservación perfectamente adecuada ni comprobaciones frecuentes de su estado. Áridos medidos en volumen por procedimientos aparentemente eficaces pero de precisión no comprobada. Ausencia de correcciones de los volúmenes de arena utilizados cuando varía la humedad de esta y por tanto, su entumecimiento. Cantidad de agua bien medida al verterla en la hormigonera, pero sin corregir de acuerdo con la que, en cada caso, contenga la arena. Se dispone solamente de medios rutinarios, o de una parte de medios rutinarios y otra de eficaces, para el transporte, vertido y compactación de la mezcla de hormigón. Los medios disponibles para el curado del hormigón no permiten efectuarlo de la forma requerida.	1,7
NOTA: En elementos verticales, con el hormigón vertido desde más de 2,0 m de altura, el coeficiente γ_b se incrementa en un 10 %.		

Tabla 6.4.3.b — Resistencia de cálculo del hormigón

Tensión	Símbolo	Tipo	Resistencia característica del hormigón a la compresión R'_{bk} (MPa)					
			15	17,5	20	25	30	35
Resistencia a la compresión	R'_b *	A	10,0	11,7	13,3	16,7	20,0	23,3
		B	9,4	10,9	12,5	15,6	18,7	21,9
		C	8,8	10,3	11,8	*	*	*
Resistencia a la tracción	R_b *	A	0,85	0,94	1,03	1,20	1,35	1,50
		B	0,80	0,88	0,97	1,12	1,27	1,40
		C	0,75	0,83	0,91	*	*	*

* No se recomienda su uso

6.4.4 Resistencia de cálculo del hormigón a la fatiga

En los cálculos por resistencia a la fatiga, la resistencia a compresión del hormigón se determina por la fórmula:

$$R'_{bf} = \frac{R'_b}{\gamma_{bf}}$$

donde:

R'_{bf} resistencia de cálculo del hormigón a la fatiga (MPa)

γ_{bf} coeficiente de fatiga que tiene en cuenta la asimetría del ciclo de tensiones que se repite. Se obtiene según la tabla 6.4.4, en función del coeficiente:

$$K_b = \frac{\sigma'_{b \min}}{\sigma'_{b \max}}$$

$\sigma'_{b \min}$, $\sigma'_{b \max}$ tensiones de compresión que surgen en el hormigón debido a la acción de las cargas mínimas y máximas que se determinan, al igual que para el acero, por la acción de las cargas permanentes y por la acción de las cargas permanentes y temporales, afectadas estas últimas por el coeficiente de impacto.

Tabla 6.4.4 — Valores de K_b y γ_{bf} , para la determinación de la resistencia de cálculo del hormigón a la fatiga.

Coeficiente K_b	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
γ_{bf}	1,38	1,30	1,25	1,19	1,14	1,10	1,07	1,05	1,03	1,01	1,1
NOTA: Los valores de γ_{bf} intermedios pueden ser interpolados linealmente.											

6.4.5 Coeficiente de condiciones de trabajo

El coeficiente de condiciones de trabajo (γ_s) toma en cuenta aquellas condiciones que pueden influir en la disminución de la capacidad resistente o deformabilidad de la estructura y que no han sido reflejadas en los cálculos.

Este coeficiente afecta la capacidad resistente de la sección y se obtiene como producto de dos coeficientes γ_{s1} y γ_{s2} .

$$\gamma_s = \gamma_{s1} \gamma_{s2}$$

El valor de γ_{s1} es:

- $\gamma_{s1} = 0,92$: Cuando la carga permanente es mayor o igual a la carga temporal total (de corta y larga duración).
- $\gamma_{s1} = 0,95$: Cuando la carga permanente es menor que la carga temporal total (de corta y larga duración).
- $\gamma_{s1} = 1,00$: Cuando la combinación incluya a la carga temporal especial (viento extremo o sismo).

El valor de γ_{s2} se toma de la tabla 6.4.5.

Tabla 6.4.5 — Valor de γ_{s2}

Tipo de fallo	Tipo de control de calidad de la obra		
	Intenso	Normal	Reducido
Muy grave	0,95	0,85	no se admite
Grave	1,00	0,95	0,85
Leve	1,10	1,00	0,95

NOTA 1: Se reducirá el valor de γ_{s2} en un 10% cuando no exista una concordancia entre las hipótesis de análisis y la realidad de los detalles de anclaje, nudos, enlaces, apoyos y otros.

NOTA 2: Se considerará:

- **Control intenso:** Inspección frecuente, periódica y detallada de la obra, disponiendo de un técnico facultativo permanente en la misma, que realiza comprobaciones continuadas y sistemáticas de las prescripciones técnicas establecidas.
- **Control normal:** Inspección frecuente y periódica de la obra, comprobándose sistemática y alternadamente por etapas la totalidad de las prescripciones técnicas establecidas.
- **Control reducido:** Inspección de carácter aleatorio, efectuándose observaciones no sistemáticas sobre las prescripciones técnicas establecidas.
- **Fallo muy grave:** Que puede ocasionar muchas víctimas, inutilización total de la obra, etc., como estadios, teatros, tribunas, cines, terminales de transporte de pasajeros, etc., o elementos básicos como columnas de planta baja en edificios altos u otros.
- **Fallo grave:** Puede ocasionar pocas víctimas, no representa gran deterioro de toda la obra, etc., como viviendas, almacenes, naves de industrias, etc., o elementos no básicos, como vigas, placas, u otros.
- **Fallo leve:** Cuando la probabilidad de víctimas es muy escasa y el fallo de la obra no produzca daños o perjuicios graves, generalmente obras ubicadas en zonas no urbanas, como obras provisionales, u otras.

7 Valores característicos de la fuerza de pretensado

En el caso que pueda asimilarse el pretensado a un conjunto de fuerzas exteriores, las fuerzas características de pretensado son, por definición, las que presentan una probabilidad previamente aceptada de ser o no sobrepasadas.

La fuerza de pretensado característica en una sección cualquiera, para una fase de ejecución dada o durante la explotación, se define a partir:

- de la fuerza de pretensado inicial característica aplicada en los extremos de las armaduras mediante gatos.
- del valor característico de las pérdidas de tensión instantáneas y diferidas.

Se define el valor característico de la fuerza de pretensado mediante la expresión:

$$P_k = P_{ok} - \Delta P_k$$

donde:

P_{ok} valor característico de la fuerza de pretensado inicial, aplicada en los extremos de la armadura, según apartado 5.1

ΔP_k valor característico de las pérdidas de tensión

• **Simbología**

K coeficiente de pérdida de tensión por unidad de longitud (coeficiente de pérdidas lineales) en el momento de la puesta en carga de las armaduras

n número de etapas de tesado

$P_{K\max}$ y $P_{K\min}$ valores envolventes de la fuerza característica permanente de pretensado

P_{oi} valor medio de la fuerza de pretensado inicial correspondiente a la tensión de tracción inicial admitida en el anclaje dónde se efectúa el tesado

P_{ok} valor característico de la fuerza de pretensado inicial, aplicada en los extremos de la armadura

μ coeficiente de rozamiento aparente de la armadura de pretensado contra su vaina

α suma de los valores absolutos de las desviaciones sucesivas en radianes, de la armadura de pretensado en la distancia X (cualesquiera que sean las direcciones)

$\Delta\alpha$ tiene en cuenta los efectos parásitos, asimilados como variaciones angulares por unidad de longitud

$\Delta\sigma_{p\infty}$ relajamiento puro del acero, en MPa

$\varepsilon'_{fb,t}$ deformación unitaria de fluencia en el hormigón a nivel de eje de la armadura de pretensado en el instante considerado

σ'_{bp} tensión de compresión a nivel del centro de gravedad de las armaduras, producida por la fuerza de tracción inicial, disminuida por la pérdida de rozamiento y penetración del anclaje

ε'_{rb} deformación unitaria por retracción del hormigón que se produce a partir del anclaje de las armaduras hasta el instante considerado

σ_1 pérdida de tensión instantánea por rozamiento

$\sigma_{4,5}$ pérdida de tensión del acero debido al acortamiento diferido del hormigón por retracción y fluencia, en MPa

ΔP_k valor característico de las pérdidas de tensión

σ_{poi} tensión del acero, en MPa

E'_{bj} módulo de elasticidad instantáneo del hormigón para la edad j , correspondiente al

E_p módulo de elasticidad del acero de pretensado, en MPa

7.1 Fuerza de pretensado inicial característica aplicada en el extremo de una armadura de pretensado

La fuerza de pretensado inicial característica P , aplicada en el extremo de una armadura de pretensado, está dada por:

$$P_{ok} = P_{oi} (1 \pm 0,05), \quad \text{según sea el caso más desfavorable.}$$

donde:

P_{oi} valor medio de la fuerza de pretensado inicial correspondiente a la tensión de tracción inicial admitida en el anclaje donde se efectúa el tesado.

Según las condiciones de ejecución, el máximo valor que puede alcanzar la tensión de tracción inicial, σ_{poi} , será de $0,8 R_{pk}$, siempre que no se alcance el valor de $R_{p0,2}$, o sea:

$$\sigma_{poi} = 0,8 R_{pk} \leq R_{p0,2}, \quad \text{donde } \sigma_{poi} = \frac{P_{oi}}{A_p}$$

Se han fijado estos valores suponiendo que:

a) se trata de hormigón pretensado con armaduras adherentes pre o postesadas.

b) la armadura y su anclaje pueden resistir el esfuerzo característico de rotura, garantizando que se permanezca en la zona de alargamiento plástico.

7.2 Valor característico de la fuerza de pretensado en una sección cualquiera

La fuerza característica de pretensado en una sección cualquiera, para las diversas fases de ejecución o durante la explotación, está dada por la expresión:

$$P_k = P_{oi} (1 \pm 0,05) - \Delta_p (1 \pm 0,20)$$

según sea el caso más desfavorable

donde:

Δ_p suma de los valores calculados de la pérdidas de tensión instantáneas y diferidas en el instante considerado, calculadas según 7.2.1 y 7.2.2.

Para el valor característico de la fuerza inicial de pretensado se tienen en cuenta solamente las pérdidas instantáneas. El valor característico de la fuerza permanente de pretensado se obtiene

teniendo en cuenta, a la vez, las pérdidas instantáneas y las diferidas, suponiendo para estas últimas que han alcanzado sus valores estabilizados.

Se definen así, a título indicativo, dos valores envolventes:

$$P_{k \max} = 1,05 P_{oi} - 0,80 \Delta_p \quad (\text{para los cálculos en los que debe mayorarse el pretensado})$$

$$P_{k \min} = 0,95 P_{oi} - 1,20 \Delta_p \quad (\text{para los cálculos en los que debe minorarse el pretensado}).$$

Introduciendo los valores estabilizados de las pérdidas Δ_p en las expresiones precedentes, se obtienen los dos valores envolventes $P_{k \max}$ y $P_{k \min}$ de la fuerza característica permanente de pretensado. Las combinaciones referentes a la fibra menos comprimida o de mayor tracción se efectúan con el valor característico.

7.2.1 Valores teóricos de las pérdidas de tensión instantáneas

Las pérdidas "instantáneas" son aquellas que ocurren durante el proceso de tesado e inmediatamente después del anclaje de las armaduras. En los apartados siguientes se dan los valores teóricos de las principales pérdidas instantáneas.

7.2.1.1 Pérdida de tensión por rozamiento.

La pérdida de tensión instantánea, debida al rozamiento de las armaduras de pretensado contra las vainas, está en función de la distancia entre la sección considerada y el anclaje en que se aplica la fuerza inicial P_{oi} , del coeficiente de rozamiento μ y del coeficiente de pérdida lineal K .

La pérdida de tensión por rozamiento σ_1 , a la distancia X del punto de aplicación del gato (Véase figura 7.2.1.1), se calcula por la fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma_{poi} \cdot \left[1 - e^{-(\mu\alpha + KX)} \right]$$

donde:

- σ_1 pérdida de tensión instantánea por rozamiento
- μ coeficiente de rozamiento aparente de la armadura de pretensado contra su vaina (Véase tabla 7.2.1.1.a)
- α suma de los valores absolutos de las desviaciones sucesivas, en radianes, de la armadura de pretensado en la distancia X (cualesquiera que sean las direcciones). Véase figura 7.2.1.1.
- K coeficiente de pérdida de tensión por unidad longitud (coeficiente de pérdida lineal). Véase tabla 7.2.1.1.b.

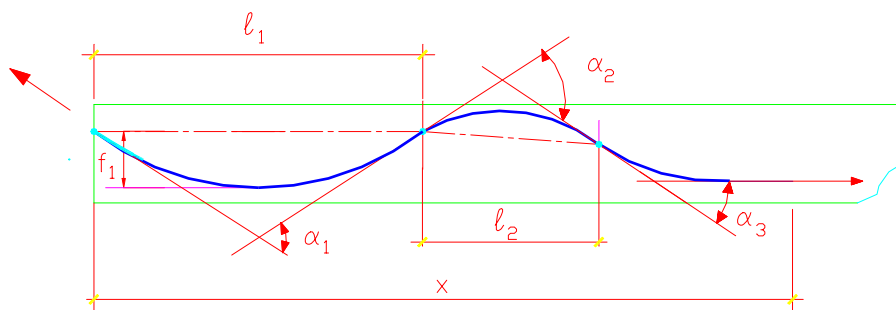


Figura 7.2.1.1 — Desviaciones sucesivas de la armadura de pretensado

para $\alpha_i \leq 0,35$, puede tomarse $\alpha_i = \frac{8f_i}{l_i}$, siendo el error inferior al 5 %

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \alpha_i = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n \quad (\text{desviaciones verticales y horizontales})$$

La fórmula indicada se emplea también en la forma:

$$\sigma_1 = \sigma_{poi} \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + X \cdot \Delta\alpha)} \right]$$

donde:

$\Delta\alpha$ tiene en cuenta efectos parásitos, asimilados como variaciones angulares por unidad de longitud (Véase tabla 7.2.1.1.b).

Los valores a admitir para el coeficiente de rozamiento dependen esencialmente del estado de la superficie de los elementos en contacto, de su constitución y de su disposición: vainas o conductos preformados en el hormigón, armaduras de pretensado y lubricación eventual de éstas. El rozamiento no depende del anclaje, sino totalmente, del modo en que está constituida la armadura de pretensado.

Si todos los elementos (alambres o torones) de un mismo cable se tesan simultáneamente, puede admitirse, a falta de información más precisa, los valores indicativos de la tabla 7.2.1.1.a.

Tabla 7.2.1.1.a — Valores indicativos para el coeficiente de rozamiento.

Tipo de conducto	Tipo de armadura	Estado de la superficie de las armaduras	
		limpiar sin lubricar	lubricada ligeramente (aceite soluble)
vaina de plástico	Alambre o torón aislado	0,27	0,23
	Cables	0,30	0,26
vaina de acero	Alambre o torón aislado	0,19	0,15
	Cables	0,22	0,18
conducto preformado	Alambre o torón aislado	0,34	0,30
	Cables	0,37	0,33
NOTA 1: No se utilizarán vainas plásticas en puentes de ferrocarril. NOTA 2: Las dispersiones, con relación a los valores medios indicados, pueden ser del orden de ± 20 %. NOTA 3: Si los alambres o torones de un mismo cable se tesan separadamente, los valores arriba indicados pueden ser mayores y deben ser objeto de comprobaciones experimentales.			

Los efectos parásitos, en las partes rectas y en las partes curvas, dependen de la rigidez de las vainas, de la distancia y de la forma de fijación de sus apoyos, de la rigidez de las armaduras de pretensado, del cuidado puesto para la colocación de éstas y de las precauciones tomadas al hormigonar.

El parámetro más importante que caracteriza la rigidez de las vainas es su diámetro. Por consiguiente, pueden tomarse en consideración, en primera aproximación, los valores siguientes de los efectos parásitos:

$$\Delta\alpha = \frac{K}{\mu}, \text{ según los valores del diámetro interior de la vaina.}$$

Tabla 7.2.1.1.b — Valores de $\Delta\alpha$

Diámetro interior de la vaina mm	< 30	40	50	60	70
$\Delta\alpha = \frac{K}{\mu}$	0,016	0,012	0,009	0,007	0,006
NOTA: En caso de vainas plásticas se tomarán para todos los diámetros $\Delta\alpha = 0,014$ ($\pm 20\%$).					

7.2.1.2 Pérdida de tensión por penetración del anclaje

El valor de la penetración del anclaje se tomará de las especificaciones que estipula el sistema de pretensado empleado.

7.2.1.3 Pérdida de tensión por deformación instantánea del hormigón y tesado sucesivo de los cables

a) En el caso de armaduras pretesadas, la pérdida de tensión por deformación instantánea del hormigón, al ser liberadas las armaduras de sus anclajes (transferencia de la fuerza de tesado), se evaluará para el centro de gravedad de estas armaduras, según la fórmula:

$$\sigma_3 = \sigma'_{bp} \cdot \frac{E_p}{E'_{bj}}$$

σ'_{bp} tensión de compresión a nivel del centro de gravedad de las armaduras, producida por la fuerza de tracción inicial, disminuida por la pérdida de rozamiento y penetración del anclaje

E'_{bj} módulo de elasticidad instantáneo del hormigón para la edad j, correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras

b) En el caso del postesado constituido por armaduras que se van tesando sucesivamente; al tesar cada armadura 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 en fase de tesado sean apreciables, el valor de esta pérdida, se podrá calcular por la siguiente expresión:

$$\sigma_3 = \sigma'_p \cdot \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{E_p}{E'_{bj}}$$

donde:

n número de etapas de tesado

7.2.2 Valores teóricos de las pérdidas de tensión diferidas

Las pérdidas diferidas son aquellas que ocurren después del anclaje de las armaduras y sus valores son dependientes del tiempo. A continuación se detallan éstas:

7.2.2.1 Pérdida de tensión en el acero de pretensado por fluencia en el hormigón

La pérdida de tensión en el acero de pretensado (σ_4), producto de esta causa, se calcula mediante la expresión:

$$\sigma_4 = \varepsilon'_{fb,t} \cdot E_p$$

donde:

$\varepsilon'_{fb,t}$ deformación unitaria de fluencia en el hormigón a nivel del eje de la armadura de pretensado en el instante considerado, calculado según 6.2.5.

E_p módulo de elasticidad del acero de pretensado según 6.1.6, en MPa.

7.2.2.2 Pérdida de tensión en el acero de pretensado por retracción en el hormigón

La pérdida de tensión en el acero de pretensado (σ_5), por este concepto, se calcula mediante la expresión:

$$\sigma_5 = \varepsilon'_{rb} \cdot E_p$$

donde:

ε'_{rb} deformación unitaria por retracción del hormigón según 6.2.6 que se produce a partir del anclaje de las armaduras hasta el instante considerado.

Cuando proceda, deberá considerarse el efecto hiperestático de la retracción en el cálculo de ε'_{rb} , a nivel del centro de gravedad de las armaduras de pretensado.

7.2.2.3 Pérdida conjunta por fluencia y retracción del hormigón

Al considerar la suma de la pérdida por fluencia y retracción del hormigón, el valor resultante se tomará como los 2/3 de la pérdida conjunta, o sea:

$$\sigma_{4,5} = \frac{2}{3}(\sigma_4 + \sigma_5)$$

7.2.2.4 Pérdida de tensión en el acero de pretensado por relajamiento del acero

Debido a la interdependencia de los efectos del relajamiento 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 normal de servicio, "el relajamiento aparente" del acero en las obras es inferior a su "relajamiento puro".

Puede admitirse, en los casos corrientes, como valor del relajamiento aparente del acero, el que resulta de la expresión empírica siguiente:

$$\sigma_6 = \Delta\sigma_{p\infty} \left(1 - 3 \frac{\sigma_{4,5}}{\sigma_{poi}} \right)$$

donde:

σ_{poi} tensión inicial del acero, (MPa),

$\sigma_{4,5}$ pérdida de tensión del acero debido al acortamiento diferido del hormigón por retracción y fluencia, (MPa)

$\Delta\sigma_{p\infty}$ relajamiento puro del acero calculado según 6.1.7, en Megapascal

Es preciso ser prudentes en la evaluación de la reducción del relajamiento, para pasar del relajamiento puro al relajamiento aparente. Es difícil, en efecto, prever la historia termohigrométrica de la construcción (de la que depende la fluencia y la retracción del hormigón), además no se dispone de conocimientos suficientes sobre la reactividad de los aceros.

7.2.3 Evolución de las pérdidas de tensión diferidas, en el acero de pretensado, con el tiempo

Cuando sea necesario conocer la evolución de las pérdidas de pretensado, en función del tiempo, es generalmente posible admitir que el conjunto de las pérdidas diferidas sigue la misma ley que la fluencia del hormigón después de 7 días.

Cuando las armaduras de pretensado se tesan en varias fases separadas por intervalos de tiempo que permiten la compensación parcial de las pérdidas de tensión, puede referirse a la fórmula del apartado 6.2.5, a reserva de la doble limitación siguiente:

- Si la primera fase de tesado tiene lugar en un tiempo t inferior a 7 días, se toma, como fracción de las pérdidas de tensión compensada, la evaluada por la fórmula a partir de 7 días.
- La fracción compensada no puede exceder del 20 % de las pérdidas diferidas.

Por otra parte los tesados por etapas sucesivas no deben escalarse en un largo período de tiempo, porque retardan la fecha de aplicación de la protección definitiva de las armaduras contra la corrosión.

8 Valores de cálculo de la fuerza de pretensado

• Simbología

P_k designa uno de los valores característicos $P_{K\max}$ y $P_{K\min}$

Se consideran los cálculos de comprobación más desfavorables tratados en 5.3, adoptando los valores del cálculo P^* de la fuerza de pretensado que se dan.

a) Estados límites últimos:

$$P^* = \gamma_p P_k$$

donde:

P_k designa uno de los dos valores característicos $P_{k_{\max}}$ o $P_{k_{\min}}$ definidos en 7.2

γ_p toma los valores siguientes:

acciones máximas - pretensado mínimo $\gamma_p = 0,9$

acciones mínimas - pretensado máximo $\gamma_p = 1,0$

b) Estados límites de utilización:

$P^* = P_k$ siendo P_k uno de los valores característicos definidos en 7.2. Por consiguiente el coeficiente γ_p se toma igual a 1,0 en todos los casos.

La tensión máxima, alcanzada en los estados límites de utilización, no debe en ningún caso sobrepasar el valor de pretensado inicial en la sección considerada. Donde proceda, la variación de la tensión en los aceros debe además limitarse para tener en cuenta los efectos de fatiga, en las obras sometidas a un gran número de repeticiones de cargas. En la comprobación del acero a la fatiga debe, por otra parte, adoptarse un factor de seguridad más elevado cuando el cálculo de la fuerza de pretensado permanente está inevitablemente afectado de una incertidumbre considerable (por ejemplo, en presencia de una cuantía elevada de armadura ordinaria).

9 Características geométricas de las secciones

• Simbología

b ancho del alma (nervio)

b_e ancho eficaz de la cabeza de compresión, en una viga T

b_t distancia total entre centros de losas adyacentes al nervio que se calcula (para el caso de losas con luces iguales). Para el caso de 2 luces desiguales adyacentes al nervio se usará el valor menor de las luces.

E'_b módulo de deformación longitudinal a compresión del hormigón

E_a módulo de deformación longitudinal del acero natural

E_p módulo de deformación longitudinal a tracción de las armaduras de pretensado

h peralte efectivo (canto útil)

h_o espesor del ala que cumplirá las especificaciones de losas trabajando en una o dos direcciones

Lc luz de la viga T medida de cara a cara de los apoyos

n coeficiente de equivalencia

9.1 Generalidades

En el cálculo de las características geométricas de una sección (área, centro de gravedad, momento estático y otros) se tienen en cuenta las dimensiones reales de la sección, en la fase considerada.

Se distinguen 3 tipos de secciones:

- sección bruta (véase 4.1.41)
- sección neta (véase 4.1.43)
- sección homogeneizada (véase 4.1.42), para la cual se aplica el coeficiente de equivalencia n:

- en hormigón armado $n = \frac{E_a}{E'_b}$
- en hormigón pretensado $n = \frac{E_p}{E'_b}$

9.1.1 Para la determinación de las solicitaciones en las estructuras hiperestáticas se utiliza la sección bruta.

9.1.2 En hormigón armado se usa la sección homogeneizada y la sección bruta. A través de los diferentes capítulos de esta NC, se precisan dichos usos.

9.1.3 En hormigón pretensado:

- Si el elemento es pretensado, se considera la sección homogeneizada para todas las acciones.
- Si el elemento es postesado, se considera la sección neta para las acciones aplicadas con anterioridad a la inyección de los conductos. Para los estados límites de utilización se considera la sección homogeneizada y para los estados límites últimos, la sección bruta.

Para cálculos aproximados, tanto en hormigón pretensado como en hormigón postesado, puede utilizarse, en general, la sección bruta, puesto que las correcciones son pequeñas y sus efectos no son significativos.

9.2 Vigas T

9.2.1 Ancho eficaz de la cabeza de compresión en las vigas de sección T

En una viga T, se denomina ancho eficaz (b_e) de la cabeza de compresión, al ancho virtual para el cual, suponiendo que las tensiones se reparten uniformemente en toda la zona comprimida, correspondiente a dicho ancho, se obtiene en el cálculo un resultado igual al que se obtendría a partir del ancho verdadero, con la distribución real de tensiones.

Este ancho eficaz puede aplicarse tanto en los estados límites últimos como en los de utilización.

a) Vigas T múltiples

El ancho de la cabeza de compresión b_e será el menor de los siguientes valores:

$$b_e \leq \frac{L_c}{4}$$

$$b_e \leq 16 h + b$$

$$b_e \leq b_t$$

donde:

L_c luz de la viga T medida de cara a cara de los apoyos

h_0 espesor del ala que cumplirá las especificaciones de losas trabajando en una o dos direcciones

b ancho del alma (nervio)

b_t distancia total entre centros de losas adyacentes al nervio que se calcula (para el caso de losas con luces iguales). Para el caso de 2 luces desiguales adyacentes al nervio se usará el valor menor de las luces.

b) Vigas con losas de un solo lado (Vigas L)

El ancho b_e será el menor de los siguientes valores:

$$b_e \leq \frac{L_c}{12}$$

$$b_e \leq \frac{b_t}{2}$$

$$b_e \leq 6 h + b$$

c) Vigas T aisladas

En vigas aisladas, en las cuales se emplea la forma T con el único propósito de prever un área adicional en compresión, se cumplirán las limitaciones siguientes:

– El ancho eficaz de la cabeza de compresión b_e será el menor de los siguientes valores:

$$b_e \leq 4b$$

$$b_e \leq \frac{L_c}{4}$$

El valor h_0 será no menor que $\frac{b}{2}$

9.2.2 Cuando el ala de la viga T está sujeta a tracción, a los efectos del control de agrietamiento, se distribuirá el acero de tracción por flexión según 13.3.3.4.

9.2.3 Debe proporcionarse acero de refuerzo perpendicular a la viga T, en la parte superior de la losa que se considera formando parte del ala de dicha viga (excluyendo las losas nervadas), de acuerdo con lo siguiente:

- a) Refuerzo de cálculo de la losa, según las consideraciones de apoyo, de trabajo y de carga de la misma.
- b) Refuerzo para resistir la carga de cálculo que actúa sobre la porción sobresaliente considerada como el ala, suponiendo que trabaja como voladizo, con una longitud de vuelo igual a la porción correspondiente del ancho eficaz del ala que sobresale. El espaciamiento de este refuerzo será menor o igual que:
 - $5 h_0$
 - 45 cm

Se tomará el mayor de los valores de refuerzo obtenidos en (a) y (b).

Para vigas T aisladas, la condición más desfavorable es la dada en 9.2.3.a, por lo cual no es necesario aplicar 9.2.3.b.

10 Comprobación de secciones y elementos sometidos a sollicitaciones normales en el estado límite último

• Simbología

A área de acero en tracción o menos comprimido

A_i área de cada una de las barras de la sección (naturales, de pretensado en cada nivel i)

A_p área de la armadura de pretensado en la zona de tracción o menos comprimida

B'_h área de la sección transversal homogeneizada del elemento para sección rectangular, m²

B'_y área del hormigón de altura $y = 0,8 x$ medida desde el borde más comprimida

B'_y lím, z lím área de la zona comprimida del hormigón y su brazo, respectivamente, cuando su altura es de $0,8 x_{lím}$

du	distancia desde la cara de tracción hasta el eje de la fila más próxima de la armadura que se considera, en m
e₀	excentricidad real o virtual, en m
E_a	módulo de deformación longitudinal del acero natural
E'_b	módulo de deformación longitudinal a compresión del hormigón, en MPa
e_c	excentricidad constructiva
e_o	excentricidad con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección de hormigón
E_p	módulo de deformación longitudinal a tracción de las armaduras de pretensado
h	peralte efectivo (canto útil)
h_o	espesor del ala en las secciones T
h_p	profundidad de la sección en la dirección de pandeo, en el caso de que ésta sea rectangular, o la profundidad del cuadrado virtual, que tenga un radio de giro de idéntico valor al real de la sección, cuando la misma tenga cualquier forma.
h_s	altura del piso
h_t	altura total o peralte total del elemento en el plano de pandeo, en m
H_u*	suma de las cargas mayoradas que actúan sobre la estructura, acumuladas hasta el nivel de piso considerado
I_a	momento de inercia de la sección homogeneizada de la armadura con respecto al centro de gravedad de la sección de hormigón, en m ⁴
I_b	momento de inercia de la sección bruta de hormigón, en m ⁴
I_h	momento de inercia de la sección homogeneizada respecto al eje neutro, sin considerar la zona de tracción del hormigón y con la introducción del coeficiente de equivalencia n_f al área de la armadura de acero
k	posición relativa de la línea neutra
K_{ld}	coeficiente que considera el efecto de la acción de la carga de larga duración sobre el pandeo del elemento en el estado límite
K_{pr}	coeficiente

I	longitud libre de la pieza o distancia entre dos arriostres consecutivos en el mismo plano, en m
le	luz estática, o sea, distancia entre los puntos de momento nulo
LN	posición de la línea neutra
lp	longitud de pandeo
M*	momento flector de cálculo producido por todas las cargas (con respecto al centro de gravedad de la sección), en MN.m
M, N'	solicitaciones de momento, en kN.m y fuerza normal de servicio, en kN, respectivamente
M_L	representa la capacidad de la sección en el fallo balanceado, o sea, cuando $x = x_{lim}$
M_{ld}*	momento flector de cálculo producido por las cargas de larga duración, en MN.m
M'u	momento de agotamiento de la sección
N*	carga actuante de cálculo en tracción
N'*	carga actuante de cálculo en compresión
N'_b*	resultante de las compresiones en el hormigón
n_f	coeficiente de fatiga
N_u*	fuerza axial de agotamiento en tracción
N'_u*	fuerza axial de agotamiento en compresión
R'_{p 0,2%}	resistencia de cálculo del acero de pretensado para una deformación remanente del 0,2 %
R_a*	resistencia de cálculo del acero ordinario en tracción
R'_b*	resistencia de cálculo del hormigón a compresión
R'_{bk}	resistencia característica del hormigón a compresión, en MPa
r_g	radio de giro de la sección de hormigón correspondiente a la dirección de pandeo
R_{p 0,2%}	resistencia de cálculo del acero de pretensado para una deformación remanente del 0,2 %
R_p	tensión de rotura de las armaduras de pretensado

x	distancia del eje neutro a la fibra más comprimida de la sección
x'	altura de la zona de compresión del hormigón, en m, que se determina según las fórmulas para un cuerpo elástico, teniendo presente que no se considera ni la zona de tracción del hormigón ni la acción del acero en la zona de compresión.
y_i	distancia desde el centroide de la sección homogeneizada hasta cada una de las barras de acero
Z_n	distancia del centroide del área B' y hasta el acero A_n
ψ	relación de $\Sigma(EI/l_c)$ de los elementos en compresión a $\Sigma(EI/l)$ de elementos en compresión a $\Sigma(EI/l)$ de elementos en flexión dispuestos en un plano en el extremo de un elemento en compresión
α	factor de longitud de pandeo
φ	coeficiente de pandeo
$\Delta\epsilon_p$	suma de las deformaciones producidas por las acciones y la deformación inicial considerando las pérdidas
$\epsilon_{f}^*, \epsilon_{f'}^*$	deformación unitaria de cálculo a tracción o compresión, respectivamente, del refuerzo (ordinario o pretensado) en el límite de fluencia real o convencional
$\epsilon_{af}^*, \epsilon_{af'}^*$	igual significado que $\epsilon_{f}^*, \epsilon_{f'}^*$ pero aplicado solamente al acero ordinario
$\epsilon_{pf}^*, \epsilon_{pf'}^*$	igual significado que $\epsilon_{f}^*, \epsilon_{f'}^*$ pero aplicado solamente al acero pretensado
$\sigma'_{bm\acute{x}}, \sigma'_{bm\acute{i}n}$	tensiones de compresión del hormigón, máximas y mínimas respectivamente
σ'_{b0}	tensión en el hormigón en el estado de pretensado o estado cero, en MPa
$\sigma'_{bg}, \sigma'_{btem}$	tensiones que se producen en el hormigón debido a las cargas permanentes
$\sigma'_{bg} + \sigma'_{btem}$	tensiones en el hormigón originadas por la acción de la carga permanente temporal respectivamente tomada al nivel del centro de gravedad de la armadura, en MPa
ψ_A, ψ_B	valores de ψ en los dos extremos de la armadura
ϵ_a, ϵ'_a	deformación unitaria del acero ordinario en tracción y compresión respectivamente
σ_a, σ'_a	tensión de tracción y compresión, respectivamente, del acero ordinario
γ_b	coeficiente de minoración del hormigón
ϵ_b, ϵ'_b	deformación unitaria del hormigón en tracción y compresión respectivamente

σ_b, σ'_b	tensión de tracción y compresión del hormigón, respectivamente
σ'_{bt}	tensión de compresión del hormigón considerando todas las pérdidas en el acero
λ_g	esbeltez geométrica
σ_i	tensión de los aceros ordinarios y pretensados de cada nivel i
λ_m	esbeltez mecánica
ψ_m	es el promedio de los valores de ψ en los dos extremos del elemento sujeto a compresión
$\psi_{\min}$	es el menor de los valores de ψ_A o ψ_B
$\Sigma N'^*$	suma de las cargas axiales mayoradas de todas las columnas que llegan al piso, incluyendo el aporte de las cargas gravitatorias del piso
ε_p	alargamiento unitario de la armadura de pretensado
$\sigma_{p\max}, \sigma_{p\min}$	tensiones máxima y mínima en la armadura tesada máxima y mínima, respectivamente
σ_p	tensiones en el acero de pretensado
σ_{p0}	tensiones en el acero pretensado considerando las pérdidas, en MPa
$\sigma_{pg}, \sigma_{ptem}$	tensiones que se generan en la armadura debido a la acción de la carga permanente y temporal, respectivamente
ε_{p0}	deformación inicial
Δ_u	fecha lateral de primer orden calculada elásticamente, debida a H_u (sin considerar los efectos de N'^*) en la parte superior del entrepiso, en relación con la parte inferior del mismo

10.1 Estado límite último por rotura o por deformación plástica excesiva

Este estado límite tiene en cuenta tanto la capacidad resistente de la sección como la deformación plástica excesiva del elemento.

10.1.1 Alcance

Las disposiciones de esta sección son aplicables al diseño y revisión de miembros sometidos a flexión, a carga axial o a la combinación de cargas axiales y de flexión (flexotracción y flexocompresión), con la limitación que se indica en 10.2 b.

Sólo se considera el caso de armadura solidarizada con el hormigón por adherencia.

Los principios de cálculo son aplicables a estructuras sismorresistentes, sin embargo, las cuantías mínimas, las disposiciones constructivas, el grado de ductilidad y algunos criterios establecidos no contemplan el efecto sísmico.

10.1.2 Principios básicos

10.1.2.1 En el diseño o comprobación por resistencia o deformación plástica excesiva para el estado límite último deberán cumplirse las tres condiciones fundamentales siguientes:

- El equilibrio estático de la sección, igualando las solicitaciones originadas por la resultante de las tensiones en el hormigón y los aceros de refuerzo, con la solicitación actuante.
- La compatibilidad de deformaciones, de las cuales pueden determinarse las correspondientes tensiones y establecer el equilibrio.
- La verificación de las leyes constitutivas (ecuaciones físicas) de los materiales.

10.1.2.2 El estado límite último que se considera en este apartado tiene en cuenta la capacidad resistente de la sección al agotamiento, generalmente por aplastamiento del hormigón, o debido a las grandes deformaciones que puede tener el elemento por el alargamiento excesivo del acero, aún cuando no se alcance la rotura. La hipótesis del apartado 10.2 e tiene en cuenta este último aspecto.

10.1.2.3 Deberá cumplirse que el punto que define la solicitación resultante o una combinación de éstas, con sus valores de cálculo, se encuentra en el interior del dominio de seguridad, cuya frontera está limitada por la solicitación resistente de la sección, la cual se obtiene con las resistencias de cálculo de los materiales componentes.

En el caso de solicitaciones simples deberá cumplirse:

- Tracción simple $N^* \leq N_u^*$
- Compresión simple $N'^* \leq N'_u^*$
- Flexión simple $M^* \leq M_u^*$

En flexocompresión y flexotracción, el dominio de seguridad lo constituye una curva o una superficie de interacción (véase figura 10.1.2.3).

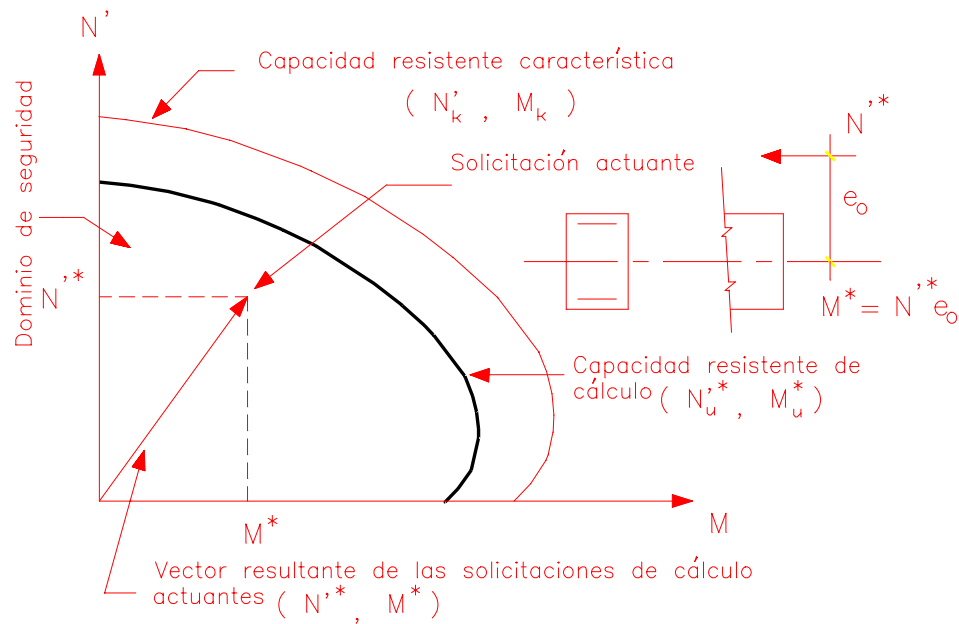


Figura 10.1.2.3 — Dominio de seguridad en flexotracción y flexocompresión

10.2 Hipótesis para el cálculo

Para el cálculo de la sollicitación de la sección se consideran las siguientes hipótesis:

- Bajo la acción de las sollicitaciones, las armaduras experimentan las mismas deformaciones que el hormigón que las rodea (armaduras adherentes).
- Las deformaciones en cada fibra del hormigón se consideran proporcionales a su distancia al eje neutro mientras la relación de la distancia entre puntos de momento nulo (l_e) al peralte efectivo (h), l_e/h sea superior a 2. En caso contrario deber aplicarse la teoría de viga-pared.
- Se desprecia toda contribución del hormigón sometido a tracción.
- El acortamiento máximo del hormigón es igual a:

0,0035 en flexión simple o compuesta, recta o esviada

0,002 en compresión centrada (carga axial en el baricentro plástico)

En flexión compuesta con pequeña excentricidad la deformación máxima variará de 0,0035 a 0,002, en función de la posición del eje neutro (véase dominio 5, en figura 10.3).

- Se limita el alargamiento relativo del acero ordinario a 0,01; cuando se alcanza esta deformación se considera que se ha alcanzado el estado límite último por deformación plástica excesiva.

En el caso de armaduras próximas entre sí, el valor de la deformación del acero puede tomarse referida al centro de gravedad de las barras, mientras que si están muy separadas, se considera la

deformación máxima en la camada más próxima al borde traccionado y las camadas restantes se analizan mediante la compatibilidad de deformaciones.

- f) Los diagramas de cálculo de los materiales se indican en 10.4 y 10.5.
- g) Se admite que el acero en la zona comprimida del hormigón tiene la misma deformación que el hormigón que le rodea hasta alcanzar el agotamiento de la sección. No obstante, se limita el valor de la tensión de cálculo del acero ordinario de la zona comprimida a 400 MPa.
- h) La deformación total ε_p de cualquier armadura de pretensado a tracción se calcula como la suma de las deformaciones $\Delta\varepsilon_p$ producidas por las acciones y la deformación inicial, considerando las pérdidas. Se limita la deformación $\Delta\varepsilon_p$ a 0,01.

o sea, $\varepsilon_p = \varepsilon_{po} + \Delta\varepsilon_p$; $\Delta\varepsilon_p \leq 0,01$

10.3 Distribución de las deformaciones

Las hipótesis de los apartados 10.2.a, b, d y e conducen a obtener una familia de estados de deformaciones últimos que provocan el fallo por resistencia o deformación plástica excesiva de la sección. Estos estados de deformaciones últimos se esquematizan gráficamente según el diagrama de deformaciones o dominios que se indican en la figura 10.3.

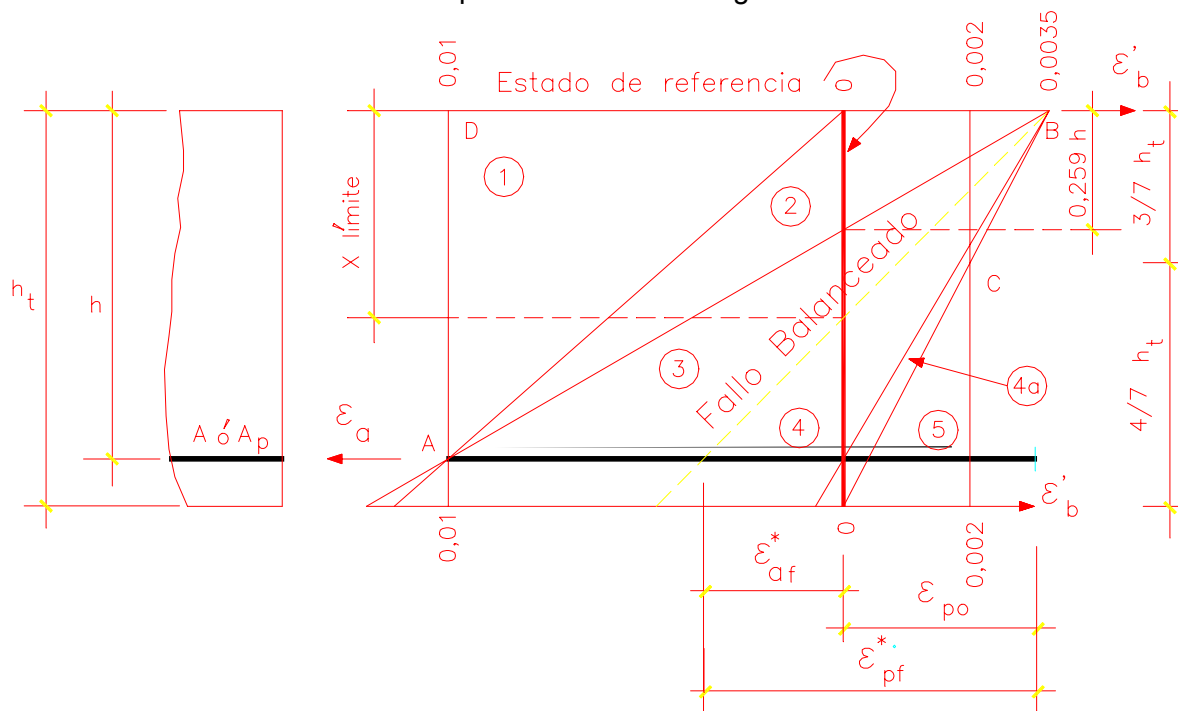


Figura 10.3 — Diagrama de deformaciones

El diagrama de deformaciones se subdivide en dominios que se caracterizan por las deformaciones del hormigón en la fibra más comprimida y del acero en la zona traccionada o menos comprimida; también puede definirse mediante la posición relativa de la línea neutra $k = x/h$.

DOMINIO 1: Tracción simple o compuesta. Toda la sección está a tracción. El agotamiento se produce por deformación plástica excesiva. La recta AD corresponde al caso límite de tracción centrada ($x < 0$).

DOMINIO 2: Flexión simple o compuesta con:

$0 \leq \varepsilon'_b \leq 0,0035$ y la deformación del refuerzo a tracción a partir del estado de referencia igual a 0,01 ($0 \leq x \leq 0,259 h$).

DOMINIO 3: Flexión simple o compuesta. El hormigón alcanza su deformación máxima a compresión $\varepsilon'_b = 0,0035$, mientras que la deformación del refuerzo a tracción, a partir del estado de referencia, tiene valores entre 0,01 y la deformación de fluencia de la armadura (ε^*_{af} o ε^*_{pf}) por lo que trabaja a su resistencia de cálculo ($0,259 h \leq x \leq x_{lim}$).

DOMINIO 4: Flexión simple o compuesta. La deformación máxima del hormigón a compresión es $\varepsilon'_b = 0,0035$ y la deformación del acero a tracción varía entre el valor de fluencia (ε^*_{af} o ε^*_{pf}) y cero, por lo cual trabaja a valores menores que su resistencia de cálculo.

DOMINIO 4a: Flexión compuesta. La deformación máxima del hormigón a compresión se mantiene en $\varepsilon'_b = 0,0035$ y la deformación del refuerzo, en la zona menos comprimida, es de acortamiento con un valor menor que 0,002 ($h \leq x \leq h + d$).

DOMINIO 5: Compresión simple o compuesta. Toda la sección está a compresión. La deformación del hormigón en la zona más comprimida varía de 0,0035 a 0,002. El refuerzo en la zona menos comprimida aumenta su deformación (acortamiento y alcanza un valor de 0,002 en compresión centrada. El punto C, a $3/7 h_t$ del borde más comprimido, es el punto de giro de este dominio:

($h_t \leq x \leq \infty$). En compresión centrada toda la sección está sometida a una deformación uniforme de $\varepsilon'_b = 0,002$.

10.4 Diagrama de cálculo tensión - deformación del hormigón

Para el cálculo de la sollicitación resistente de una sección pueden utilizarse los diagramas idealizados que se indican a continuación.

10.4.1 Diagrama de cálculo parábola – rectángulo

El diagrama de cálculo parábola - rectángulo (figura 10.4.1) está formado por una parábola de segundo grado cuyo vértice corresponde a una deformación de 0,002 y un tramo recto hasta una deformación de 0,0035. La ordenada máxima corresponde a una compresión igual a R'_b .

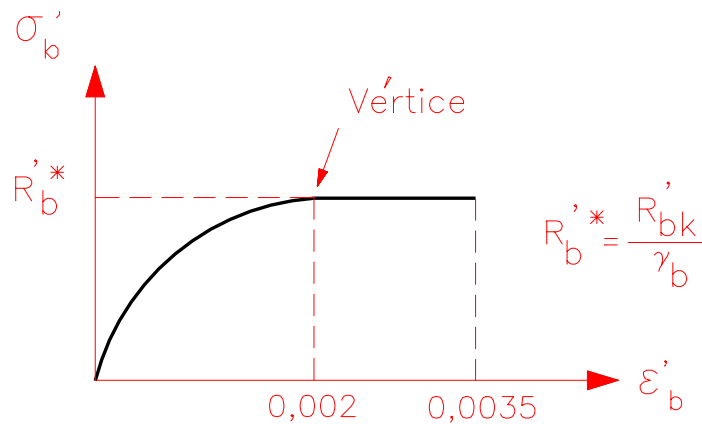


Figura 10.4.1 — Diagrama parábola rectángulo

Este diagrama puede utilizarse para el cálculo del estado límite último por resistencia o deformación plástica excesiva, pero no para los estados límites de utilización. Ello es válido también para el diagrama de 10.4.2.

10.4.2 Diagrama rectangular equivalente

Este diagrama, como se indica en la figura 10.4.2, es equivalente al diagrama parábola - rectángulo.

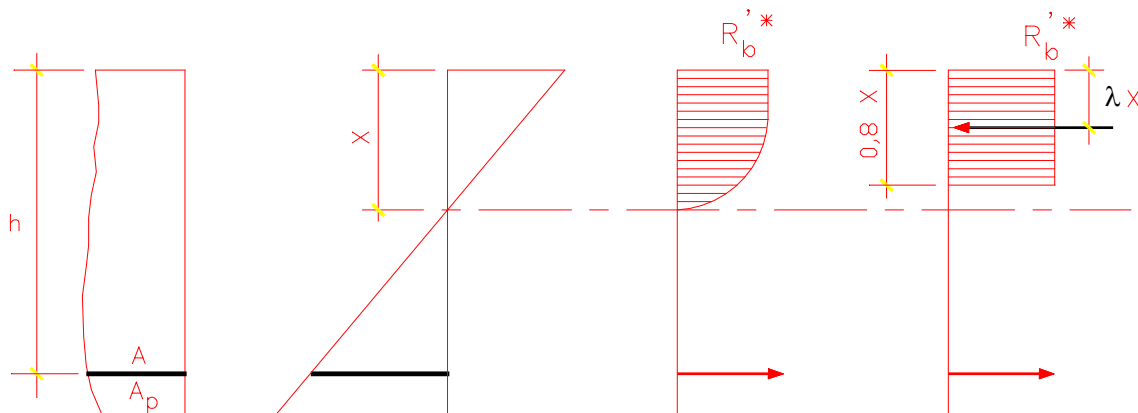


Figura 10.4.2 — Diagrama rectangular

El diagrama rectangular equivalente, es válido sólo cuando $x \leq h_t$ (dominios 2, 3, 4 y 4a). En el dominio 5 cuando $x > h_t$ la altura del diagrama tendrá un valor βh_t .

donde:

$$\beta = 1 - \frac{3,2}{(7k_t - 3)^2}; \quad k_t = \frac{x}{h_t}$$

En los diagramas indicados en las figuras 10.4.1 y 10.4.2, cuando el ancho de la zona comprimida decrece hacia el borde más comprimido, el valor de R'_b disminuye en un 5 % para tener en cuenta el incremento de la deformación máxima del hormigón por encima de 0,0035.

10.4.3 Otros diagramas

Puede admitirse el empleo de otros diagramas idealizados, siempre que conduzcan a resultados suficientemente concordantes con los del diagrama parábola - rectángulo, o que queden, en todos los casos, del lado de la seguridad.

10.5 Diagrama de calculo tensión - deformación del acero.

En principio debe utilizarse el diagrama real de cálculo del acero utilizado, sin embargo, para el proyecto, si no se conoce el diagrama real de comportamiento del acero, pueden utilizarse los diagramas idealizados que se indican a continuación.

10.5.1 Aceros ordinarios

10.5.1.1 Aceros naturales

Los aceros naturales son aquellos que presentan, en general, un escalón de fluencia bien definido (véase figura 10.5.1.1).

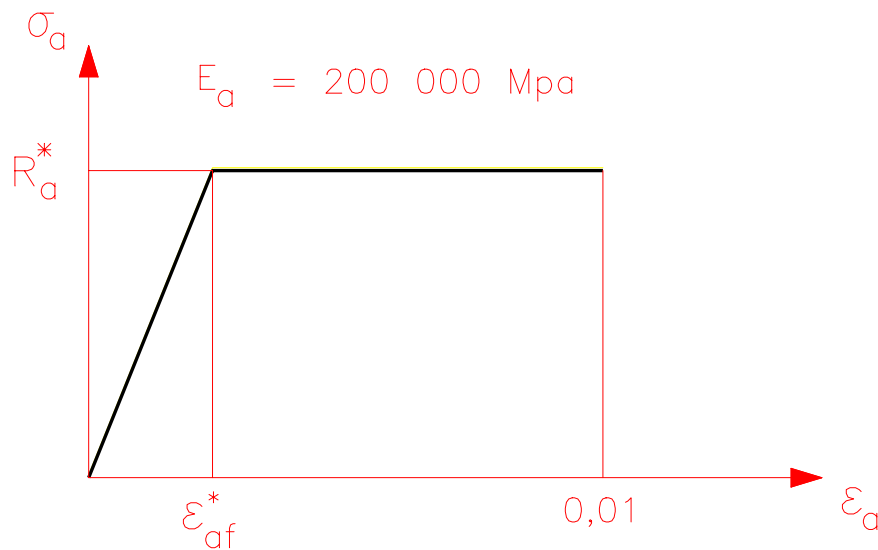


Figura 10.5.1.1 — Diagrama de fluencia de aceros naturales

Se admite que en compresión el diagrama es similar al de tracción, teniéndose en cuenta, además, la hipótesis del apartado 10.2 g.

10.5.1.2 Aceros estirados en frío

Los aceros estirados en frío son aquellos que no presentan escalón de fluencia. (Véase fig. 10.5.1.2).

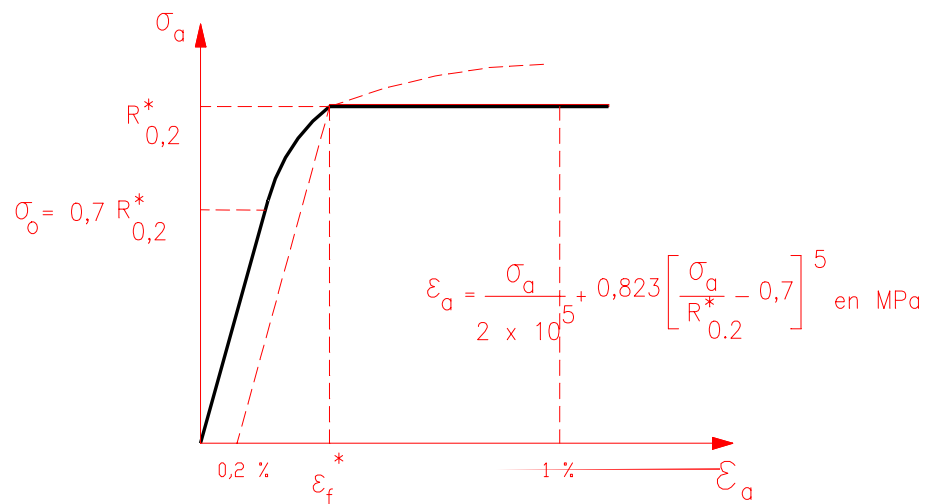


Figura. 10.5.1.2 — Diagramas de fluencia de aceros estirados en frío

Se define como límite elástico convencional $R_{0,2}^*$ a la tensión cuya deformación remanente es de 0,2 %, mientras que el límite proporcional $\sigma_0 = 0,7 R_{0,2}^*$.

10.5.2 Aceros de pretensado

Los aceros de pretensado presentan el diagrama tensión deformación que se indica en la figura 10.5.2.

El diagrama bilineal adoptado sólo puede considerarse para el cálculo del estado límite último; para otro estado se utilizará el diagrama indicado en 4.1.6.

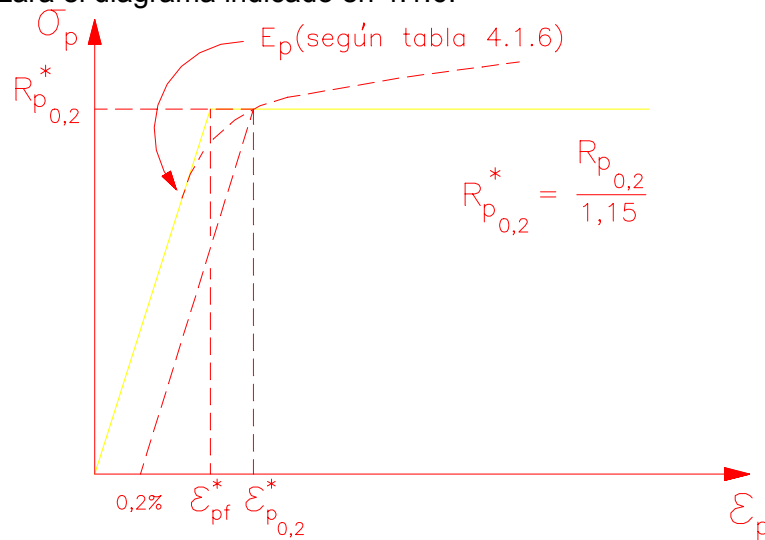


Fig. 10.5.2 — Diagrama de fluencia de aceros de pretensado

10.6 Flexión simple

Corresponde a los dominios 2, 3 ó 4 del diagrama de deformaciones.

Las expresiones contenidas en este apartado se basan en el diagrama rectangular equivalente y son aplicables a secciones hormigonadas en su totalidad o a secciones hormigonadas por partes que trabajen integralmente. Han de tenerse en cuenta, si existieran, las diferentes resistencias de las partes componentes de la sección, así como que cada parte debe ser comprobada con las sollicitaciones actuantes en cada etapa.

La condición de fallo balanceado, véase 4.1.27, se corresponde con la frontera entre los dominios 3 y 4 (véase figura 10.6).

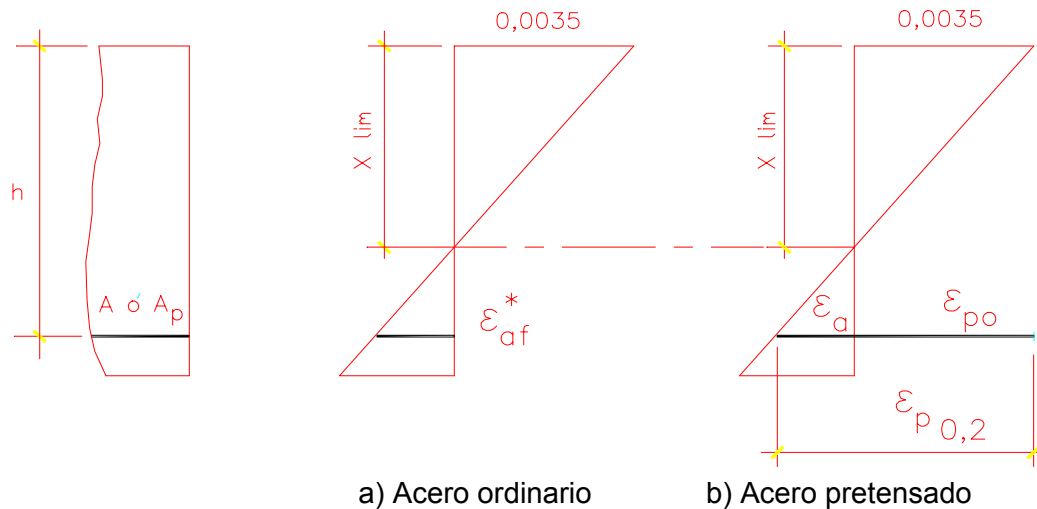


Figura 10.6 — Fallo balanceado ($x = x_{\text{lím}}$)

$x_{\text{lím}} = k_{\text{lím}} h$; donde:

$$k_{\text{lím}} = \frac{0,0035}{0,00035 + \varepsilon_{af}^*} \quad \text{acero ordinario}$$

$$k_{\text{lím}} = \frac{0,0035}{0,00035 + \varepsilon_{p0,2} - \varepsilon_{po}} \quad \text{acero pretensado}$$

donde h es el peralte útil referido al centroide del refuerzo más cercano al borde traccionado.

10.6.1 Comprobación de secciones generales con su plano de simetría coincidente con la dirección de las cargas

En este apartado se trata la comprobación de secciones generales con cualquier forma y distribución de refuerzo ordinario y/o pretensado, donde A_i representa a uno cualquiera de estos refuerzos

y ε_i la deformación unitaria que se origina por el efecto de la aplicación de las cargas máximas actuantes. Véase figura 10.6.1.a.

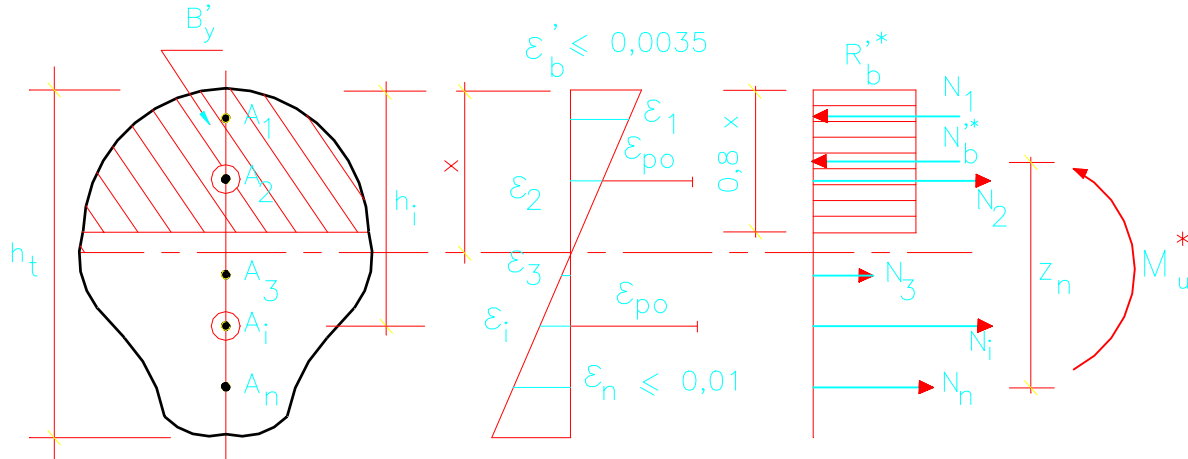


Figura 10.6.1.a — Gráfico para la determinación de secciones generales

donde: A_i representa cualquier tipo de acero (naturales, de pretensado, etc)

La condición de equilibrio $\Sigma F = 0$ permite obtener la posición de la línea neutra (LN) mediante un proceso de tanteo.

- Se fija un estado deformacional último del diagrama de dominios, lo cual equivale a fijar un valor de x .
- Se obtienen las deformaciones ε_i en cada acero mediante las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones según sea el dominio:

DOMINIO 2

$$\varepsilon_i = 0,01 \frac{x - h_i}{h_n - x}$$

DOMINIO 3 ó 4

$$\varepsilon_i = 0,0035 \frac{x - h_i}{x}$$

donde el signo (+) significa acortamiento y el signo (-) alargamiento.

Las deformaciones en cada acero son:

acero ordinario $\varepsilon_{ai} = \varepsilon_i$

acero pretensado $\varepsilon_{pi} = \varepsilon_i + \varepsilon_{po}$

- Se obtienen las tensiones y las fuerzas en cada acero:

acero ordinario $\sigma_{ai} = E_a \varepsilon_{ai} \leq R_a^*$

acero pretensado $\sigma_{pi} = E_p \varepsilon_{pi} \leq R_{p0,2}^*$

No se admite el acero pretensado trabajando a compresión. Las fuerzas en cada acero son:

$$N_{ai} = \sigma_{ai} A_i$$

$$N_{pi} = \sigma_{pi} A_i$$

– Se calcula la resultante de las compresiones en el hormigón:

$$N'_b = R'_b \cdot B'_y$$

donde B'_y es el área del hormigón de altura $y = 0,8 \times$ medida desde el borde más comprimido.

Deber cumplirse que:

$$R'_b \cdot B'_y + \sum_{i=1}^n A_i \sigma_i = 0$$

donde σ_i y A_i representan las tensiones y las áreas de los aceros ordinarios y pretensados en cada nivel i .

Cuando esta condición se cumple, se ha obtenido la posición verdadera de la línea neutra. En caso contrario, se fija un nuevo valor de x hasta que sea cumplida la condición de equilibrio de fuerzas.

Siempre que $x < x_{lim}$, deberá cumplirse que:

$$M^* \leq M_u^* = \left[R'_b \cdot B'_y \cdot z_n + \sum_{i=1}^{n-1} A_i \cdot \sigma_i \cdot (h_n - h_i) \right] \cdot \gamma_s$$

donde z_n es la distancia del centroide del área B'_y hasta el acero A_n .

En el caso de secciones de forma irregular se permite, para simplificar el cálculo, descomponer la sección comprimida en pequeños rectángulos, como se indica en la figura 10.6.1.b de modo que ahora existirán varias N'_b con sus respectivos brazos z .

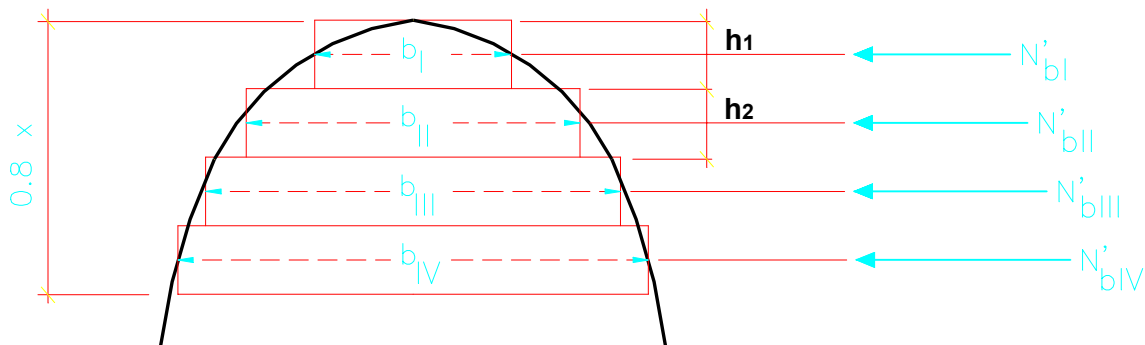


Figura 10.6.1.b — Gráfico para la simplificación del cálculo de secciones irregulares

Cuando $x \geq x_{lim}$, se asumirá :

$$M^* \leq M_L$$

donde M_L representa la capacidad de la sección en el fallo balanceado, o sea, cuando $x = x_{lim}$ y tiene como valor:

$$M_L = \left[R_b^* \cdot B'_{y\lim} \cdot z_{lim} + \sum_{i=1}^{n-1} A_i \cdot \sigma_i \cdot (h_n - h_i) \right] \cdot \gamma_s$$

donde $B'_{y\lim}$ y z_{lim} son el área de la zona comprimida del hormigón y su brazo, respectivamente, cuando su altura es de $0,8 x_{lim}$.

10.6.2 Comprobación de secciones rectangulares y T a flexión simple

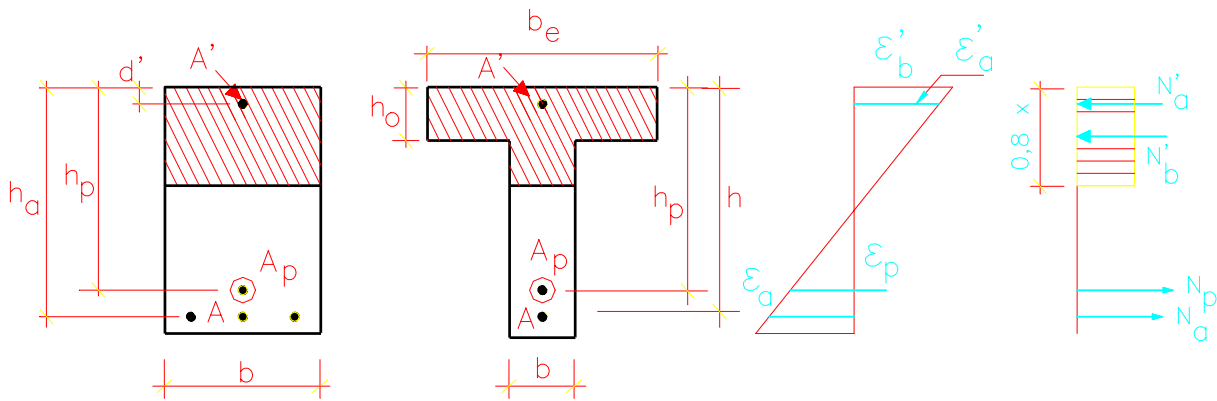


Figura 10.6.2 — Gráficos para la comprobación de secciones rectangulares y en T.

La comprobación que se indica en este apartado se aplica a secciones en que la zona comprimida tenga forma rectangular o T, independientemente de la forma que tenga la zona en tracción. Véase hipótesis del apartado 10.2 c.

Las secciones indicadas han de cumplir lo siguiente:

- no existencia de armadura de pretensado en la zona comprimida
- los diferentes tipos de acero se concentran en centroides cercanos al borde más comprimido y al más traccionado.

Cuando se incumpla alguna de las limitaciones anteriores, deberá tratarse según lo indicado en 10.6.1 para sección general.

En lo que sigue se supondrá que el acero A' trabaja a su máxima capacidad ($x > x_c$), cuando esto no ocurra, puede optarse por despreciarlo, si el área es muy pequeña, y continuar el cálculo según

este apartado, o si se desea, puede tenerse en cuenta el área real trabajando con tensiones inferiores a R_a^* , según lo indicado en 10.6.1.

Siendo $x_c = k_c h_a$

donde:

$$k_c = \frac{\varepsilon_{af}^* + 0,01 \cdot \frac{d'}{h_a}}{\varepsilon_{af}^* + 0,01} \quad \text{DOMINIO 2}$$

$$k_c = \frac{0,0035 \cdot \frac{d'}{h_a}}{0,0035 - \varepsilon_{af}^*} \quad \text{DOMINIO 3}$$

En el caso de que la sección sea de forma T (véase 7.2), si se tiene que $x < 1,25 h_0$, se considerará como una sección rectangular de ancho b_e , debiendo aplicarse las ecuaciones que siguen considerando que $b = b_e$. La determinación de si la sección T trabaja como rectangular o como T se define de la siguiente forma:

Si se cumple que:

$$M^* \leq b_e \cdot h_0 \cdot R_{bk}^* \cdot \left(h_a - \frac{h_0}{2} \right) + A' \cdot R_a^* \cdot (h_a - d') - A_p \cdot R_{p0,2}^* \cdot (h_a - h_p)$$

la sección trabaja como rectangular, en caso contrario trabaja como T. Como se ha supuesto que los aceros trabajan a su máxima capacidad, ha de verificarse si esto ocurre efectivamente.

La posición de la línea neutra se obtiene a partir de la condición de equilibrio de fuerzas, ($\Sigma F = 0$), o sea,

$$x = \frac{A_p \cdot R_{p0,2}^* + A \cdot R_a^* - A' \cdot R_a^* - (b_e - b) \cdot h_0 \cdot R_b^*}{0,8 \cdot b \cdot R_b^*}$$

debiendo comprobarse las suposiciones anteriores con $x \geq x_c$ y $x \leq x_{lim}$

donde $x_{lim} = k_{lim} h_p$ en secciones de hormigón pretensado, aún cuando existe acero A_a

$x_{lim} = k_{lim} h_a$ en secciones de hormigón armado ($A_p = 0$)

En el caso de que $x < x_{lim}$ debe comprobarse que:

– en secciones con refuerzo pretensado:

$$M^* \leq \left[0,8xbR_b^* \left(h_p - 0,4x \right) + (b_e - b)h_0R_b^* \left(h_p - \frac{h_0}{2} \right) + AR_a^* (h_a - h_p) + A'R_a^* (h_p - d') \right] \gamma_s$$

– en secciones sin refuerzo pretensado:

$$M^* \leq \left[0,8xbR_b^* (h_p - 0,4x) + (b_e - b)h_0R_b^* \left(h_p - \frac{h_0}{2} \right) + AR_a^* (h_a - h_p) + A'R_a^* (h_p - d') \right] \gamma_s$$

En el caso de que $x \geq x_{\text{lím}}$ debe comprobarse que:

$$M^* \leq M_L$$

donde M_L corresponde a la capacidad de la sección en secciones sin refuerzo pretensado:

$$M_L = \left[(\mu_{\text{lím}} + X)bh_a^2R_b^* + A'R_a^* (h_a - d') \right] \gamma_s$$

$$\text{donde } \mu_{\text{lím}} = 0,8 k_{\text{lím}} (1 - 0,4 k_{\text{lím}})$$

siendo $k_{\text{lím}}$ obtenido para el refuerzo pretensado en el caso de secciones con este tipo de refuerzo y para el refuerzo ordinario en el caso de secciones sin refuerzo pretensado.

$$X = \left(\frac{b_e}{b} - 1 \right) \cdot \left(\frac{h_0}{h} \right) \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{h_0}{h} \right)$$

donde h será igual a h_p en secciones con refuerzo pretensado e igual a h_a en secciones sin refuerzo pretensado.

10.7 Flexocompresión

En la flexocompresión, la sección está sometida a una carga axial de compresión y a un momento flector o a una carga de compresión excéntrica.

Se considerará que la excentricidad de la carga de compresión N^* se mide con relación al centroide de la sección bruta de hormigón y es igual a $e_0 = M^* / N^*$.

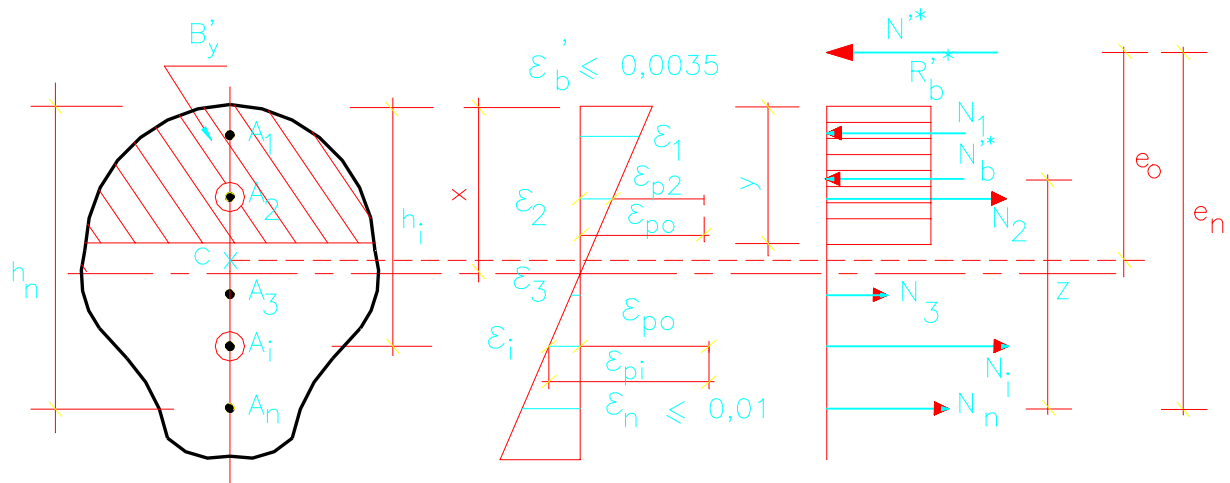
Deberá tenerse en cuenta que la excentricidad final de cálculo es la indicada en 10.8.4.4, en su condición más desfavorable.

Cuando la carga axial $N^* \leq 0,10 R_b^* bh$, se puede despreciar su efecto y considerar la sección sometida a flexión simple, procediéndose según 10.6.

10.7.1 Comprobación de secciones generales sometidas a flexo- compresión, con el plano de acción del momento actuando en uno de los planos de simetría de la sección.

La posición de la línea neutra (x) se obtiene de la condición de equilibrio de fuerzas $\Sigma F = 0$.

$$N'^* = B' y \cdot R' b + \sum_1^n A_j \sigma_j$$



10.7.1 — Gráfico para la comprobación de secciones generales

donde:

- las compresiones son (+) y las tracciones son (-)
- las tensiones σ se obtienen de las ecuaciones físicas:

acero pretensado: $\sigma_i = E_p (\varepsilon_i + \varepsilon_{po}) \leq R'_{p0,2}$

acero ordinario: $\sigma_i = E_a \varepsilon_i \leq R'_a$

- las deformaciones unitarias ε_i se obtienen de las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones:

DOMINIO 2
$$\varepsilon_i = 0,01 \cdot \frac{x - h_i}{h_n - x}$$

DOMINIOS 3, 4 Y 4a
$$\varepsilon_i = 0,0035 \cdot \frac{x - h_i}{x}$$

DOMINIO 5
$$\varepsilon_i = 0,002 \cdot \frac{x - h_i}{x - \frac{3}{7} h_t}$$

Se procede a definir el dominio que corresponde a la carga N'^* , obteniendo a partir de los estados deformacionales últimos, los valores de N'_u para cada frontera entre dominios. Una vez definido el

dominio, se procede por tanteo a obtener el valor de x que satisface la condición de equilibrio de fuerzas $\Sigma F = 0$.

Una vez hallada x se comprueba que:

$$N'^* \cdot e_n \leq \left[B' y R'_b z + \sum_{i=1}^{n-1} A_i \sigma_i (h_n - h_i) \right] \gamma_s$$

En el caso de formas irregulares de la zona comprimida del hormigón, puede utilizarse la simplificación de la figura 10.6.1.b planteada en la flexión simple.

10.7.2 Comprobación de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a flexo-compresión, con refuerzo cercano a los bordes

En flexocompresión de secciones rectangulares de hormigón armado se distinguen dos grandes casos:

- Caso I. Predominio de la flexión. Dominios 2, 3 y 4. En este caso, la sección estará sometida a cargas con grandes excentricidades presentando zonas comprimidas y zonas traccionadas ($x < h$).
- Caso II. Predominio de la compresión. Dominios 4a y 5. En este caso, la sección está sometida a cargas con pequeñas excentricidades. Ambos aceros están trabajando a compresión ($x > h$).

El límite entre los casos I y II corresponde a la sección con $x = h$, o sea, la frontera entre el dominio 4 y 4a.

En lo que sigue se consideran secciones con refuerzo cercano a los bordes cuando d'/h o d/h son menores que 0,20, donde d' y d son los recubrimientos teóricos de los aceros A' y A , respectivamente, (figura 10.7.2.a).

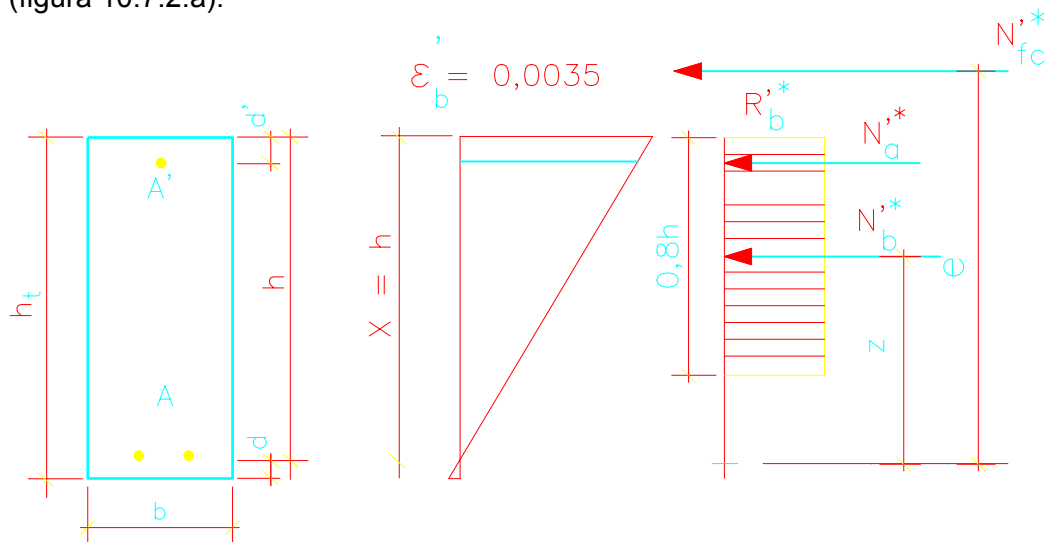


Figura 10.7.2.a — Límite entre casos I y II

La carga que produce este fallo es:

$$N'_{fc}^* = \left[0.8 h b R'_b{}^* + A' R_a{}^* \right] \gamma_s$$

Si $N'^* < N'_{fc}^*$ Caso I. Predominio de la flexión.

Si $N'^* \geq N'_{fc}^*$ Caso II. Predominio de la compresión.

El caso I presenta tres subcasos correspondientes a los dominios 2, 3 y 4. El límite entre los dominios 3 y 4 lo constituye el fallo balanceado con $x = x_{lim}$ (figura 10.7.2.b).

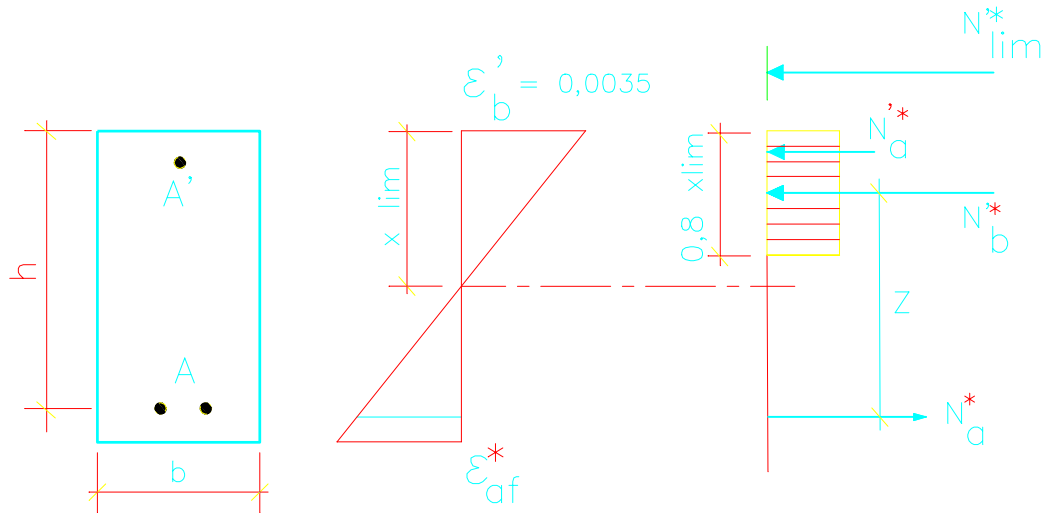


Figura 10.7.2.b — Límites entre los dominios III y IV

La carga que provoca este fallo balanceado es:

$$N'_{lim}{}^* = 0,8 x_{lim} b R'_b{}^* + A' R'_a{}^* - A R_a{}^*$$

siempre que $x_{lim} > x_c$.

El límite entre los dominios 2 y 3 lo constituye el caso en que $x = 0,259 h$, y la carga que provoca este fallo es:

$$N'_{2-3}{}^* = 0,207 b h R'_b{}^* + A' \sigma' - A R_a{}^*$$

si $0,259 h \leq x_c$ $\sigma' = R_a{}^*$

si $0,259 h > x_c$ $\sigma' = E_a \varepsilon'$

Luego puede precisarse el dominio de acuerdo con:

$$\text{DOMINIO 4 } N'_{\text{lim}}^* < N'^* < N'_{\text{fc}}^*$$

$$\text{DOMINIO 3 } N'_{2-3}^* < N'^* < N'_{\text{lim}}^*$$

$$\text{DOMINIO 2 } N'^* < N'_{2-3}^*$$

El caso II presenta dos subcasos correspondientes a los dominios 4a y 5. El límite entre los dominios 4a y 5 se obtiene de la condición $x = h_t$. La carga que provoca este fallo es:

$$N'_{4a-5}^* = 0,8 b h_t R'_b{}^* + A' R'_a{}^* + A \sigma$$

donde:

$$\sigma = E_a \varepsilon \leq R_a^*$$

$$\varepsilon = 0,0035 \frac{h_t - h}{h_t}$$

Puede precisarse el dominio si se cumple que:

$$\text{DOMINIO 4a } N'_{\text{fc}}^* < N'^* < N'_{4a-5}^*$$

$$\text{DOMINIO 5 } N'_{4a-5}^* < N'^* < N'_c{}^*$$

donde $N'_c{}^*$ corresponde al caso de compresión centrada, estando aplicada la carga en el baricentro plástico de la sección e_p .

$$N'_c{}^* = b h_t R'_b{}^* + A' R'_a{}^* + A R_a^*$$

$$e_p = \frac{A' R'_a{}^* \left(\frac{h_t}{2} - d' \right) - A R_a^* \left(\frac{h_t}{2} - d \right)}{b h_t R'_b{}^* + A' R'_a{}^* + A R_a^*}$$

Una vez definido el dominio en que trabaja la sección, se procede por tanteo a obtener la posición de la línea neutra (x) mediante la condición de equilibrio $\Sigma F = 0$, teniendo en cuenta las características del dominio en que trabaja la sección.

Obtenida la posición de la línea neutra (x) deberá cumplirse que:

$$N'^* e \leq \left[M_b^* + A' R'_a{}^* (h - d') \right] \gamma_s$$

donde:

$M_b^* = N'_b{}^* z$ aporte del hormigón a la capacidad resistente de la sección referida al acero A.

Este valor puede calcularse o suponer un valor aproximado según se indica en 10.7.3.

10.7.3 Aporte del hormigón a la capacidad resistente de la sección en los diferentes casos

Se acepta como simplificación de cálculo que el aporte del hormigón $M_b = N'_b z$, referido al acero A en una sección, es el indicado en la figura 10.7.3.

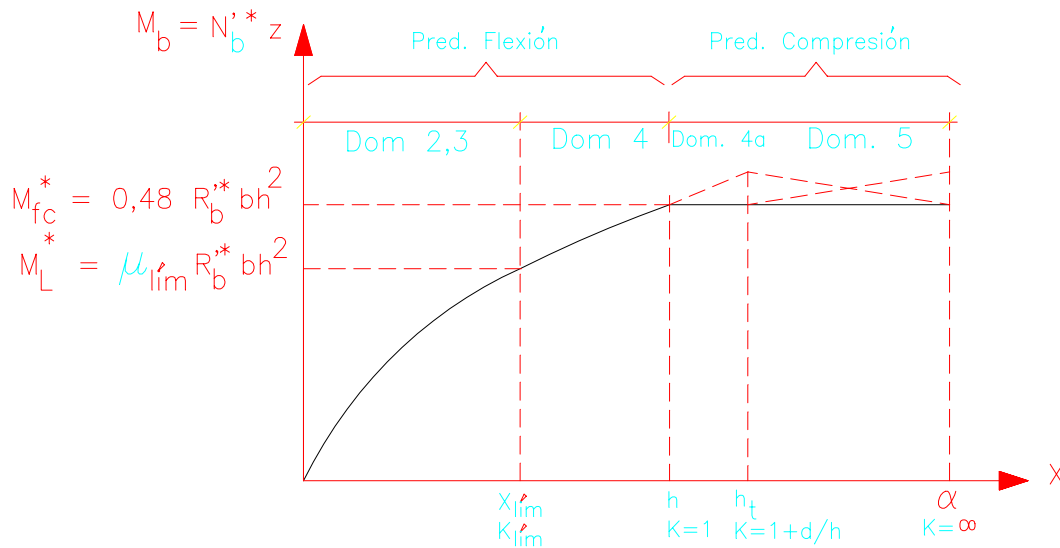


Figura 10.7.3 — Aporte del hormigón

El aporte del hormigón M_b^* es variable en los dominios 2 y 3 según la expresión:

$$M_b^* = 0,8k(1 - 0,4k)R'_b \cdot b h^2$$

hasta alcanzar el fallo balanceado con:

$$M_L = \mu_{lim} R'_b b h^2$$

En el dominio 4 se acepta como linealmente variable desde M_L hasta $M_b = 0,48 R'_b b h^2$ y en los dominios 4a y 5 se acepta como un valor constante e igual a:

$$M_b^* = M_{fc}^* = 0,48 R'_b b h^2$$

donde M_{fc}^* es el aporte máximo del hormigón a la capacidad resistente de la sección.

10.8 Estado Límite de pandeo

10.8.1 Evaluación del estado límite de pandeo

El diseño de elementos sujetos a compresión debe basarse en las fuerzas y momentos flectores determinados del análisis de la estructura. Dicho análisis debe tomar en cuenta el efecto de las fuerzas axiales sobre la estructura deformada y la rigidez variable del elemento en función, no sólo

de sus características geométricas y mecánicas, sino además del nivel de esfuerzo a que está sometido. Igualmente se tendrán en cuenta los efectos de la duración de las cargas y el giro de las cimentaciones.

10.8.2 Método alternativo

Además del procedimiento estipulado en la sección 10.8.1, se permite evaluar el estado límite de pandeo en elementos sujetos a compresión, de acuerdo con el procedimiento aproximado que se presenta en el apartado 10.8.4.

10.8.3 Si los efectos de esbeltez en elementos sujetos a compresión se evalúan de acuerdo con el apartado 10.8.1, no necesitan aplicarse los requerimientos detallados en la sección 10.8.4.

10.8.4 Evaluación aproximada del estado límite de pandeo

10.8.4.1 Determinación de la esbeltez

Para elementos sometidos a compresión se determinará la esbeltez geométrica o mecánica por las siguientes expresiones:

$$\lambda_g = l_p / h_p \text{ (esbeltez geométrica)}$$

$$\lambda_m = l_p / r_p \text{ (esbeltez mecánica)}$$

donde:

l_p longitud de pandeo y se obtiene por la expresión:

$$l_p = \alpha l \text{ en que:}$$

α : factor de longitud de pandeo. Véase apartado 10.8.4.3

l : longitud libre de la pieza o distancia entre dos arriostres consecutivos en el mismo plano, (m)

h_p : profundidad de la sección en la dirección del pandeo, en el caso de que ésta sea rectangular o la profundidad del cuadrado virtual, que tenga un radio de giro de idéntico valor al real de la sección, cuando la misma tenga cualquier forma.

r_g : radio de giro de la sección de hormigón correspondiente a la dirección de pandeo que se considera, (m)

10.8.4.2 Consideración de los efectos de esbeltez

Para elementos sujetos a compresión, no será necesario verificar el estado límite de pandeo si:

$$\lambda_g < 6,5 \quad \text{ó} \quad \lambda_m < 22$$

Para todos los elementos sujetos a compresión cuyo valor de λ_g supere a 30 o λ_m supere a 100, debe hacerse un análisis como el que se define en 10.8.1.

10.8.4.3 Determinación del factor de longitud de pandeo

Como el comportamiento de los pórticos arriostrados y sin arriostrar es tan diferente, es necesario tener un conjunto de factores de longitud de pandeo para pórticos completamente arriostrados y otro para pórticos totalmente sin arriostrar. Para los efectos de aplicación de esta norma, un elemento en compresión arriostrado lateralmente es un elemento en determinado nivel en el que los desplazamientos horizontales no afectan de manera significativa los momentos flectores de la estructura.

Cuando el índice de estabilidad para un entrepiso:

$$Q = \frac{\sum N^* \Delta_u}{H_u^* h}$$

no es mayor que 0,04, la estructura se considerará arriostrada, en caso contrario se considera que no está arriostrada.

H_u^* : suma de las cargas mayoradas que actúan sobre la estructura, acumuladas hasta el nivel de piso considerado

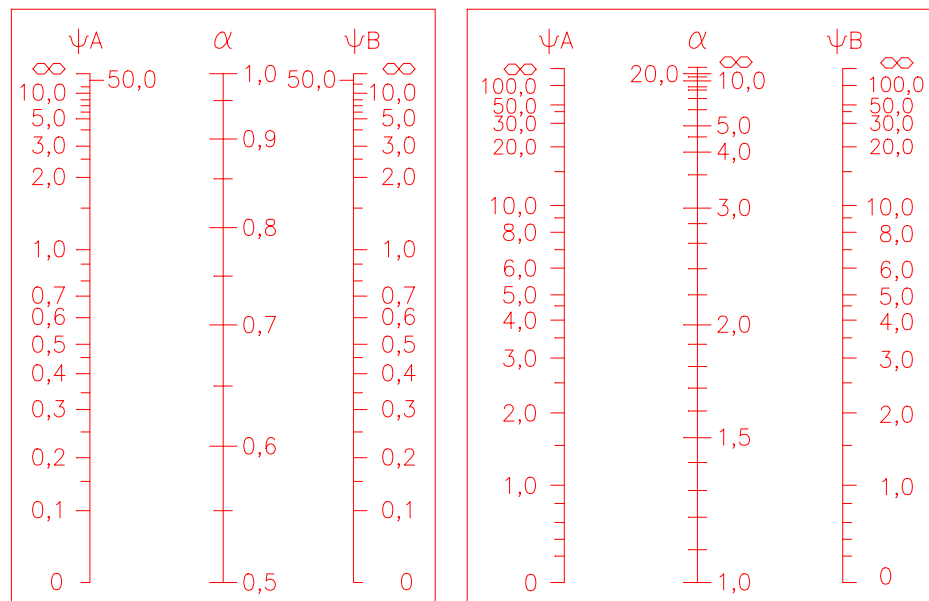
Δ_u : la flecha lateral de primer orden calculada elásticamente, debida a H_u (sin considerar los efectos de N^*) en la parte superior del entrepiso, en relación con la parte inferior del mismo.

$\sum N^*$: suma de las cargas axiales mayoradas de todas las columnas que llegan al piso, incluyendo el aporte de las cargas gravitatorias del piso

h_s : altura del piso

Como alternativa, se puede utilizar un segundo procedimiento aproximado con objeto de determinar si un entrepiso está arriostrado o no. Se puede suponer que un elemento en compresión está arriostrado si se encuentra en un entrepiso, en el cual los elementos de arriostramiento (típanos, Cruz de San Andrés o cualquier otro tipo de arriostramiento), tienen una rigidez total, mayor o igual a 6 veces la suma de las rigideces de todas las columnas del entrepiso.

El factor α , tanto para los pórticos arriostrados como para los sin arriostrar, se podrá determinar gráficamente mediante el empleo de los nomogramas que aparecen en la figura 10.8.4.3.a.



(a) Pórticos arriostrados

(b) Pórticos sin arriostrar

$$\psi_A = \frac{\sum (EI/\ell_{col})}{\sum (EI/\ell_{viga})} \quad \text{— de todas las columnas que concurren en A}$$

ψ_B Se determina igual que ψ_A , pero en el extremo B de la columna que se analiza
 A y B = Extremos superior e inferior respectivamente de la columna que se analiza

Figura 10.8.4.3.a — Nomograma para la determinación de α

También podrán utilizarse las siguientes ecuaciones simplificadas:

- Para elementos sujetos a compresión perteneciente a pórticos arriostrados, un límite superior al factor α se puede tomar como el menor de:

$$\alpha = 0,7 + 0,5 (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0$$

$$\alpha = 0,85 + 0,05 \psi_{\min} \leq 1,0$$

donde:

ψ_A y ψ_B son los valores de ψ en los dos extremos de la columna

$\psi_{\min}$ es el menor de los valores de ψ_A o ψ_B

ψ relación de $\sum (EI / \ell_c)$ de los elementos en compresión a $\sum (EI / \ell)$ de elementos en flexión dispuestos en un plano en el extremo de un elemento en compresión.

Para elementos sujetos a compresión pertenecientes a pórticos no arriostrados restringidos en ambos extremos, la longitud efectiva se puede tomar como:

Para $\psi_m < 2$:

$$\alpha = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

Para $\psi_m \geq 2$:

$$\alpha = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

donde ψ_m es el promedio de los valores de ψ en los dos extremos del elemento sujeto a compresión.

- Para elementos sujetos a compresión pertenecientes a pórticos no arriostrados con un extremo articulado, α se puede tomar como:

$$\alpha = 2,0 + 0,3 \psi$$

donde ψ es el valor en el extremo empotrado.

Se recomienda que tanto para obtener el índice de estabilidad Q como el factor ψ requerido para el empleo de los nomogramas, se tome como inercia de los elementos en compresión el momento de inercia de la sección total de hormigón respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración el acero de refuerzo, mientras que a los elementos en flexión se le asigne el 50% de su respectivo momento de inercia obtenido según se refirió anteriormente.

En estructuras de naves o pórticos de un solo piso y de una o más luces con las características aproximadas de sustentación señaladas en la figura 10.8.4.3.b, el coeficiente α tomará los valores expresados en la tabla 10.8.4.3.

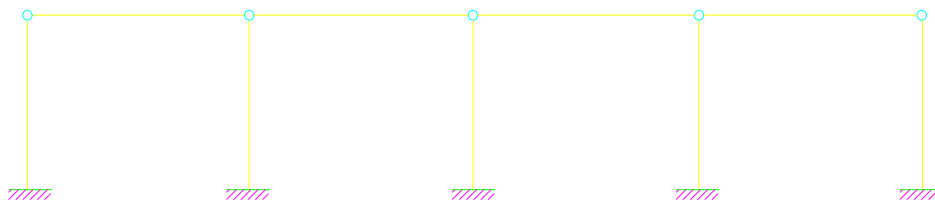


Figura 10.8.4.3.b — Características aproximadas de pórtico para el uso del coeficiente α , de la tabla 10.8.4.3

Tabla 10.8.4.3 — Coeficiente α , para determinar esbeltez de pórtico

n	α
1	1,5
2	1,2
3 ó más	1,0
NOTA: n = número de luces.	

10.8.4.4 Obtención de la excentricidad final

Para elementos sometidos a compresión se considera como excentricidad final (e_f) la siguiente:

$$e_f = \eta [e_0 + e_c]$$

donde:

e_c : excentricidad constructiva igual al mayor de los siguientes valores:

1/30 de la dimensión mayor de la sección transversal

1/600 de la longitud libre del elemento

e_0 : excentricidad real o virtual (m)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\sum N'^*}{\sum N'_{crít}}}$$

$\sum N'^*$ y $\sum N'_{crít}$ son las sumas para todas las columnas en un entrepiso.

La carga de cálculo en compresión crítica ($N'_{crít}$) expresada en MN se calcula por la expresión:

$$N'_{crít} = \frac{6,4 E'_b}{l_p^2} \left[\frac{I_b}{k_{ld}} \left(\frac{0,11}{0,1+t/k_{pr}} + 0,1 \right) + I_a \right]$$

o de forma conservadora:

$$N'_{crít} = \frac{6,4 E'_b I_b}{l_p^2} \left[\frac{1}{k_{ld}} \left(\frac{0,11}{0,1+t/k_{pr}} + 0,1 \right) + 0,12 \right]$$

donde:

E'_b módulo de deformación longitudinal del hormigón (MPa)

l_p longitud de pandeo, (m)

I_b momento de inercia de la sección bruta de hormigón (m^4)

$I_a = \frac{E_a}{E'_b} \sum A_i y_i^2$ momento de inercia de la sección homogeneizada de la armadura con respecto al centro de gravedad de la sección de hormigón, (m^4)

A_i Area de cada una de las barras de la sección

y_i distancia desde el centroide de la sección homogeneizada hasta cada una de las barras de la sección

K_{ld} coeficiente que considera el efecto de la acción de la carga de larga duración sobre el pandeo del elemento en el estado límite y viene dado por la expresión:

$$K_{ld} = 1 + \frac{M_{ld}^*}{M^*}$$

donde:

M_{ld}^* momento flector de cálculo producido por las cargas de larga duración , (MN.m)

M^* momento flector de cálculo producido por todas las cargas, (MN.m)

K_{pr} coeficiente y viene dado por la expresión:

$$K_{pr} = (1 + 40) \cdot \left(\frac{\sigma'_{bt}}{R'_{bk}} \right) \cdot \left(\frac{e_0 + e_c}{h_t} \right)$$

donde:

σ'_{bt} tensión por compresión del hormigón, considerando todas las pérdidas en el acero tesado, (MPa)

R'_{bk} resistencia característica del hormigón a la compresión, (MPa)

h_t altura total del elemento en el plano de pandeo, (m)

La relación $\frac{e_0 + e_c}{h_t} = t$ (adimensional) no será menor que:

$$t_{\min} = 0,6 - 0,01 \frac{l_p}{h_t} - 0,01 R'_b{}^*$$

$R'_b{}^*$ en MPa

10.8.4.5 Método simplificado para el caso de compresión axial.

En el caso de secciones simétricas con no menos de dos ejes de simetría normales entre sí, armadas simétricamente y con esbeltez geométrica no mayor de 20 y en las que la excentricidad real o virtual sea menor o igual que la excentricidad accidental en la dirección de todos los ejes de simetría, se utiliza un coeficiente de pandeo (φ) dado por la tabla 10.8.4.5.

Tabla 10.8.4.5 — Valores del coeficiente de pandeo, φ

$\lambda_m = \frac{l_p}{r_g}$	35	50	70
$\lambda_g = \frac{l_p}{h_p}$	10	15	20
φ	0,9	0,85	0,75

$$N'^* \leq \varphi \left[(0,85 R'_b{}^* B_t) + A' R'_a{}^* \right] \gamma_s$$

10.9 Flexotracción

10.9.1 Generalidades

- En la flexotracción, la sección está sometida a una sollicitación de carga axial de tracción y de un momento flector o una carga de tracción excéntrica.
- En el análisis de capacidad resistente no se tendrá en cuenta el hormigón en tracción.
- En lo que sigue, se ha despreciado la posible contribución del hormigón en compresión, aunque ello podrá ser considerado en cálculos más exactos y en programas de computación, en cuyo caso se consultará la literatura especializada al respecto.
- Se considerará que la excentricidad de la carga de tracción N^* se mide con relación al centroide de la sección bruta del hormigón y es igual a:

$$e_0 = \frac{M}{N^*}$$

- Deberá tenerse en cuenta que la excentricidad final de cálculo e_f es la indicada en 10.8.4.4 con $\eta = 1$.

- f) Se denominará A' al refuerzo más lejano de la carga axial de tracción y A al más cercano a dicha carga.

10.9.2 Comprobación de secciones generales de hormigón armado sometidas a flexotracción con el plano de acción del momento coincidente con el plano que contiene el centroide de los refuerzos A y A'

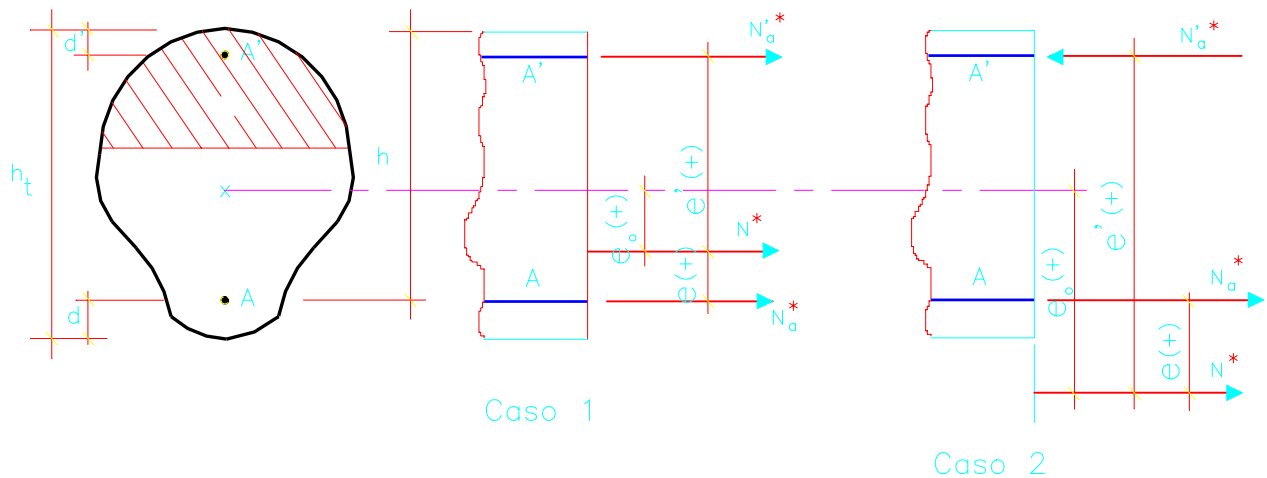


Figura 10.9.2 — Sección general en la flexotracción

Se distinguen dos casos:

- caso 1 Cuando la carga N^* actúa entre las dos armaduras A y A'
- caso 2 Cuando la carga N^* actúa fuera de las armaduras

10.9.2.1 Caso 1. Carga entre las dos armaduras

Deberá cumplirse que:

$$N^* \leq \left[\frac{A' R_a^* (h - d')}{e} \right] \gamma_s$$

$$N^* \leq \left[\frac{A R_a^* (h - d')}{e'} \right] \gamma_s$$

- En este caso la excentricidad e_0 de la carga se localiza entre las armaduras.

- Ambos refuerzos trabajan a tracción. Si se cumple que $\frac{A}{A'} = \frac{e'}{e}$, ambos aceros trabajan a su capacidad máxima. Si no se cumple, una de las armaduras está en exceso, trabajando por tanto a tensiones inferiores a R_a^* .

10.9.2.2 Caso 2. Carga fuera de las armaduras

Deberá cumplirse que:

$$N^* \leq \left[\frac{A'R_a^*(h-d')}{e} \right] \gamma_s$$

$$N^* \leq \left[\frac{AR_a^*(h-d')}{e'} \right] \gamma_s$$

En este caso, e_0 se encuentra fuera de las armaduras. El refuerzo A' trabaja en compresión y el refuerzo A en tracción.

NOTA: En ambos casos se han considerado + las excentricidades e_0 , e y e' indicadas en la figura 10.9.2, por lo cual las fórmulas resultantes para uno y otro caso son iguales.

10.10 Comprobación de las secciones por resistencia a la fatiga

10.10.1 Cuando se comprueba un elemento sometido a la acción de cargas dinámicas, particularmente las de carácter pulsante o vibratorio, y exista la posibilidad de que el número de veces que se repiten los ciclos sea igual o superior a 2×10^6 durante la vida útil del elemento, es obligatorio hacer la comprobación por el estado límite de resistencia a la fatiga. La comprobación de este estado límite se realizará independientemente del estado límite último de rotura. Como ejemplo tenemos los puentes de ferrocarril y las vigas puente-grúas.

10.10.2 La comprobación de la resistencia a la fatiga cae dentro del grupo de estados límites de resistencia, sin embargo, su cálculo se realiza con cargas de servicio. Las cargas temporales se afectarán por su respectivo coeficiente dinámico.

10.10.3 Las tensiones en el hormigón y las armaduras se calculan igual que para un cuerpo elástico, según las secciones homogeneizadas (véase 4.1.42) debido a la acción de las fuerzas externas (estáticas y dinámicas) y el esfuerzo de tesado.

10.10.4 El diagrama usado para el cálculo de elementos de hormigón armado en la zona comprimida será triangular y en el caso del hormigón pretensado, el que resulte del análisis elástico del elemento.

10.10.5 Las deformaciones elasto-plásticas en la zona comprimida del hormigón se consideran con la disminución del módulo de elasticidad del mismo, asumiendo un coeficiente de equivalencia a la fatiga

$$n_f = \frac{E_a}{\nu E'_b}$$

Tabla 10.10.5 — Valores del coeficiente de fatiga, n_f

Calidad del hormigón R'_{bk} (Mpa)	17,5	20	25	≥ 30
Coeficiente n_f	25	23	20	15

10.10.6 El cálculo a la fatiga se efectúa mediante la comprobación de las tensiones en el acero y el hormigón con las correspondientes resistencias de cálculo obtenidas en 6.4.2 y 6.4.4 respectivamente, es decir:

$$\sigma'_{b \text{ máx}} \leq R'_{bf}^*$$

$$\sigma_a \text{ máx} \leq R_{af}^*$$

$$\sigma_p \text{ máx} \leq R_{pf}^*$$

10.10.7 En cualquier zona del elemento, que como resultado de la acción de la carga exterior esté comprimida, no se admitirá en la misma la formación de fisuras iniciales durante la fabricación, el transporte, montaje o explotación, de ahí que el coeficiente K_b sea mayor o igual a cero. Véase apartado 6.4.4.

10.10.8 El cálculo por resistencia a la fatiga de los elementos de estructuras de hormigón armado, no pretensado, deberá realizarse por las fórmulas que aparecen a continuación.

Forma de trabajo del elemento

Fórmulas de cálculo

- Flexión en uno de los planos principales:

– Tensión del hormigón

$$\sigma'_b = \frac{M}{I_h} x'$$

– Tensión del acero

$$\sigma_a = n_f \frac{M}{I_f} (h_t - x' - d_u)$$

– Tensión de compresión axial en el hormigón

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B_h}$$

- Compresión excéntrica:

– Tensión de compresión en el hormigón

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B_h} + \frac{M}{I_h} x'$$

– Tensión del acero

$$\sigma'_a = n_f \frac{N'}{B_h} + n_f \frac{M}{I_h} (h_t - x' - d_u)$$

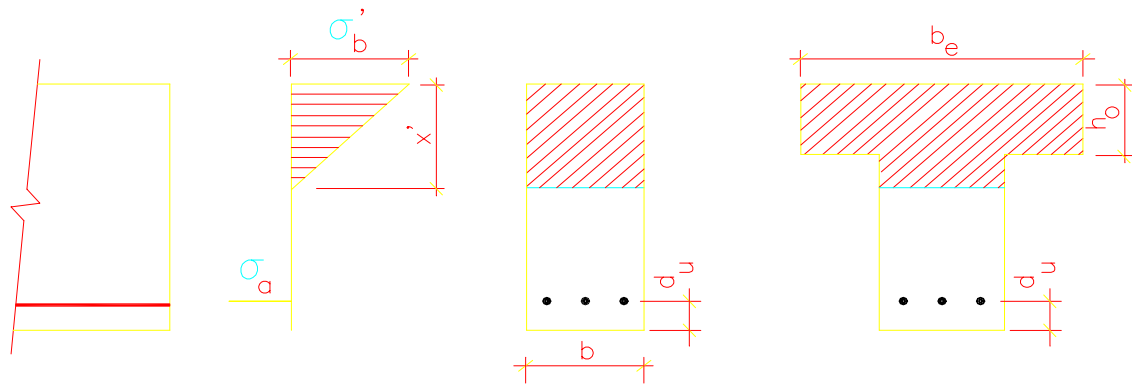


Figura 10.10.8 — Gráficos para el cálculo de la resistencia a la fatiga

donde:

M y N' solicitaciones de momento, (kN. m), y fuerza normal de servicio, (kN), respectivamente

I_h momento de inercia de la sección homogeneizada respecto al eje neutro, sin considerar la zona de tracción del hormigón y con la introducción del coeficiente de equivalencia n_f al área de la armadura de acero, (m^4)

x' altura de la zona de compresión del hormigón, (m), que se determina según las fórmulas para un cuerpo elástico, teniendo presente que no se considera ni la zona de tracción del hormigón ni la acción del acero en la zona de compresión.

Este valor deberá determinarse planteando la condición de que el momento estático del área homogeneizada de la sección del elemento respecto al eje neutro es igual a cero, mientras que su compresión excéntrica se determina por la ecuación de momento respecto al eje correspondiente a la posición de la fuerza longitudinal N.

d_u distancia desde la cara de tracción hasta el eje de la fila más próxima de la armadura, (m)

B_h área de la sección transversal homogeneizada del elemento, (m^2)

para sección rectangular

$$x' = \frac{n_f A}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2bh}{n_f A}} - 1 \right]$$

$$I_h = \frac{b x'^3}{3} + n_f A (h - x')^2$$

Para sección T con $x' \leq h_0$: igual a lo anterior sustituyendo b por b_e

Para sección T con $x' > h_0$

$$x' = -\frac{n_f A + (b_e - b) h_0}{b} + \sqrt{\left[\frac{n_f A + (b_e - b) h_0}{b}\right]^2 + \frac{(b_e - b) h_0^2 + 2n_f A h}{b}}$$

$$I_h = \frac{b x'^3}{3} - \frac{(b_e - b) (x' - h_0)^3}{3} + n_f A (h - x')^2$$

10.10.9 El cálculo por resistencia a la fatiga de elementos de estructuras de hormigón pretensado deberá realizarse por las fórmulas que se relacionan, asumiendo las secciones de los elementos sin fisuras.

10.10.9.1 En la comprobación de la armadura de la zona de tracción las tensiones se determinan:

$$\sigma_p \text{ máx} = \sigma_{p0} + \sigma_{pg} + \sigma_{p \text{ tem}}$$

$$\sigma_p \text{ mín} = \sigma_{p0} + \sigma_{pg} \quad ; \text{ donde:}$$

$\sigma_p \text{ máx}, \sigma_p \text{ mín}$ tensiones en la armadura tesada máxima y mínima respectivamente, (MPa)

σ_{p0} tensión del acero pretensado considerando las pérdidas, (MPa)

$\sigma_{pg}, \sigma_{p \text{ tem}}$ tensiones que se generan en la armadura debido a la acción de la carga permanente y temporal, (MPa) que se calculan por las ecuaciones:

$$\sigma_{pg} = n_f \sigma_{bg}$$

$$\sigma_{p \text{ tem}} = n_f \sigma_{b \text{ tem}}$$

$\sigma'_{bg} + \sigma_{b \text{ tem}}$ tensiones en el hormigón originadas por la acción de la carga permanente y temporal respectivamente, tomada al nivel del centro de gravedad de la armadura, (MPa)

n_f coeficiente de equivalencia a la fatiga definido en 10.10.5.

10.10.9.2 En la comprobación del hormigón de la zona de compresión de los elementos sometidos a flexión, excéntricamente comprimidos y excéntricamente traccionados las tensiones se determinan según:

$$\sigma'_{b \text{ máx}} = \sigma'_{b0} + \sigma'_{bg} + \sigma'_{b \text{ tem}}$$

$$\sigma'_{b \text{ mín}} = \sigma'_{b0} + \sigma'_{bg} \quad ; \text{ donde:}$$

El signo de las tensiones que aparecen en las ecuaciones anteriores, para el cálculo de estructuras estáticamente indeterminadas, puede tomarse en sentido contrario al especificado en ellas.

$\sigma'_{b \text{ máx}}, \sigma'_{b \text{ mín}}$ tensiones de compresión del hormigón, máximas y mínimas respectivamente, (Mpa)

σ'_{b0} tensión en el hormigón en el estado de pretensado o estado cero (MPa)

σ'_{bg} , $\sigma'_{b\text{ tem}}$ tensiones que se producen en el hormigón debido a las cargas permanentes y temporales en la zona de compresión (MPa)

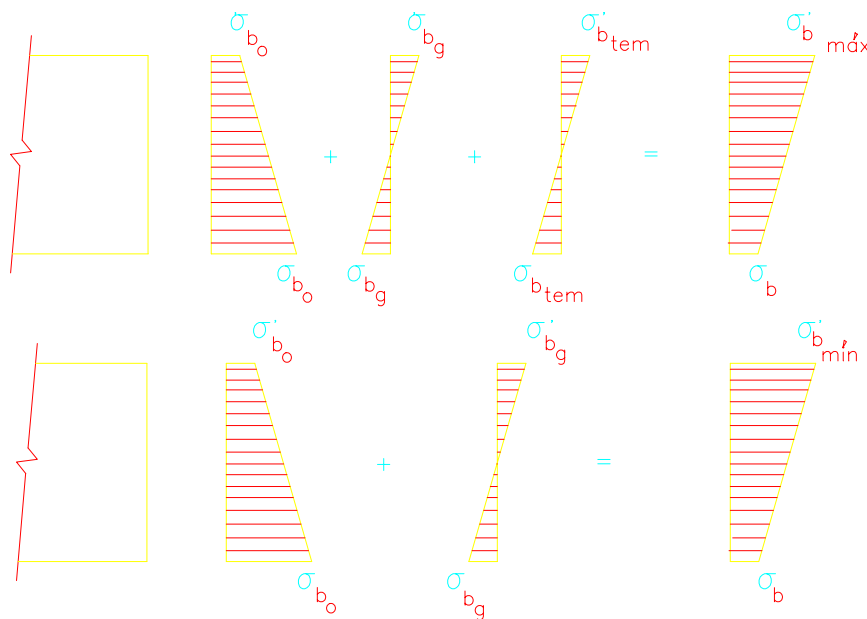


Figura 10.10.9.2 —Tensiones en el hormigón

10.11 Áreas mínimas y máximas de las armaduras de elementos sometidos a solicitaciones normales

10.11.1 Elementos sometidos a flexión

En todos los elementos sometidos a flexión se colocará un área mínima de acero principal trabajando a tracción que será la mayor de las indicadas en 10.11.1.a y 10.11.1.b.

En el caso de losas trabajando en una dirección se dispondrá una cuantía mínima perpendicular al refuerzo principal, según lo indicado en 10.11.1.b.

a) Armadura mínima por flexión

- Para sección rectangular:

$$A_{\min} = \frac{0,04 R'_b b h}{R'_a}$$

En caso de secciones T, el término b representa el ancho del alma.

En caso que el peralte efectivo de la sección rectangular h , resulte mayor que h_e , donde:

$$h_e = 5 \sqrt{\frac{M^*}{R'_b b}}$$

se calculará el área mínima del refuerzo con una sección virtual de peralte efectivo h_e .

– Para secciones de forma cualquiera:

$$A_{\min} = \frac{B_{tr} R_b^*}{R_a^*}$$

donde:

B_{tr} Área de hormigón a tracción, a partir del centroide de la sección

R_b^* resistencia de cálculo del hormigón a tracción

b) Armadura total de distribución, retracción y temperatura

$A_{\min} = 0,0015 b h_t$ para barras corrugadas o mallas soldadas

$A_{\min} = 0,002 b h_t$ en los demás casos

10.11.2 Elementos sometidos a flexocompresión

a) Armadura principal resistente a tracción

Se cumplirá lo especificado en 10.11.1.a.

b) Armadura principal resistente a compresión

Se utilizará el valor mayor de las siguientes expresiones:

$$A' R_a^* = 0,05 N^*$$

$$A_{\min} = 0,0025 b h$$

c) Armadura mínima total de elementos con predominio de compresión

En elementos de hormigón armado en dominio 5 o sometidos a compresión axial centrada el área mínima total será:

$$A'_{\min \text{ total}} = 0,01 B_t$$

En caso de que el área de hormigón armado B_t sea mayor que un área virtual de hormigón simple (B_v), capaz de proporcionar la resistencia requerida a las sollicitaciones de cálculo actuante, el área mínima se calculará por la fórmula señalada, usando dicha área virtual (B_v) siempre que ésta no sea menor que la mitad del área (B_t) del elemento.

d) Si existen armaduras ordinarias de compresión por cálculo, el espaciamiento entre cercos cumplirá con la menor de las siguientes limitaciones para evitar el fallo prematuro de dicho refuerzo:

- 12 diámetros del diámetro más pequeño de las barras en compresión
- 40 diámetros del cerco
- 40 cm
- La menor dimensión del elemento

Los cercos se dispondrán de tal forma que el refuerzo longitudinal distribuido sobre el perímetro (barras longitudinales de esquina e intermedias) tenga apoyo lateral proporcionado por el doblé de los cercos, con ángulo no mayor de 135 grados. En zona sísmica será obligatorio el ángulo de 135 grados. Se permite el uso de barras longitudinales intermedias no apoyadas lateralmente, siempre y cuando estas estén separadas no más de 150 mm libres a cada lado de las barras longitudinales lateralmente soportadas.

10.11.3 Elementos sometidos a flexotracción con la carga axial aplicada fuera de las armaduras

a) Armadura principal resistente a tracción.

Se cumplirá lo especificado en 10.11.1.a.

b) Armadura principal resistente a compresión

Se cumplirá lo señalado en 10.11.2.b

10.11.4 Elementos a tracción centrada o con la carga axial entre las armaduras

El área mínima total de acero será:

$$A_{\min} = \frac{R_b^*}{R_a^*} B_t$$

10.11.5 Área máxima de acero en elementos sometidos a flexión o a flexocompresión en caso de que se desprece la carga axial (véase 10.7).

Para asegurar un comportamiento dúctil de la sección, el área máxima de acero a tracción será menor que la correspondiente al fallo balanceado definido en 10.6.

10.11.6 Área máxima de acero en elementos sometidos a flexocompresión

$$A_{\max} \leq 0,08 B_t$$

$A_{\max}$ es el área total de acero de la sección más armada. Incluye el área doble de las barras empalmadas por solape si estas existen. La limitación de $A_{\max}$ está dada, fundamentalmente, por problemas constructivos.

11 Cortante

- **Simbología**

a	distancia entre la línea de acción de la resultante de la carga vertical y la sección adyacente al soporte
A_{α}	área de la barra al ser cortada por el plano
A_a	área de acero de las barras dobladas
A_f	armadura principal para resistir a la flexión
A_h	armadura principal para resistir a la tracción horizontal
A_n	área nominal de la barra
A_{tf}	refuerzo de tracción requerido por flexión
A_v	área del acero por cortante correspondiente a todas las ramas del estribo en la distancia t
A_v	armadura principal para resistir el esfuerzo cortante
A_{vf}	área de la armadura de esfuerzo cortante por fricción en la sección
A_{vf}	área requerida de refuerzo a lo largo del plano cortante
b	ancho de la ménsula en la cara de la columna
b	ancho del alma
b_0	ancho de cálculo del alma
b_v	ancho de la junta resistente
C_t	coeficiente que relaciona las propiedades de esfuerzo cortante y torsión
h	peralte efectivo de la sección compuesta
h	peralte efectivo de la ménsula en la cara de la columna
H^*	fuerza horizontal de cálculo
h_t	peralte total de la ménsula
h_t	peralte total de la sección

h_{t1}	peralte total en el extremo d e la ménsula
I	momento de inercia de la sección
l	longitud de la junta donde se calculan los estribos
M^*	momento flector de cálculo con respecto al centro de gravedad de la sección
M^*_{tr}	momento torsor de cálculo que ocurre simultáneamente con T^*_{tr} . Se debe tomar aquel donde la relación M^*_{tr}/T^*_{tr} sea máxima
N^*	reacción total que actúa a lo largo del peralte
N^*	carga de cálculo actuante en tracción
N'^*	resultante de la carga vertical actuante de cálculo, ésta incluirá el efecto dinámico en caso de existir
N'^*	carga de cálculo actuante en compresión
R_{ak}	resistencia característica del cerco
R'_{b^*}	resistencia de cálculo del hormigón a compresión
t	espaciamiento de los cercos
T	fuerza cortante de servicio en la sección considerada
T^*	cortante producido por las acciones exteriores
T^*_{a}	fuerza cortante resistente de cálculo debida a la armadura de esfuerzo cortante
T^*_{b1}	fuerza cortante resistente del hormigón
T^*_{b1l}	fuerza cortante resistente del hormigón cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de la combinación de cortante y momento
T^*_{b1al}	fuerza cortante resistente del hormigón cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de los excesivos esfuerzos principales de tracción en el alma
T^*_{b2}	fuerza cortante resistente de cálculo debida a la compresión del alma
T^*_{f}	resistencia a cortante de cálculo por fricción en la sección considerada
T^*_{i}	componente paralela al esfuerzo cortante T^* de las resultantes de las tensiones
T^*_{p}	componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en la sección

T^*_p	representa el esfuerzo cortante de pretensado debido a los cables inclinados
T^*_r	fuerza cortante resultante
T_{cp}	fuerza cortante en la sección debida a la carga permanente sin mayorar
T_I^*	fuerza cortante en la sección variable
w_g	cuantía geométrica referente al acero longitudinal en la sección considerada
y_t	distancia del eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el acero de refuerzo
α	ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante ($30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)
α	ángulo de inclinación de las armaduras respecto a la directriz de la pieza
α	ángulo formado entre el tirante y un plano horizontal que lo corte
μ	coeficiente de fricción. Este es el ángulo de inclinación sobre el plano de cortante de las compresiones oblicuas
ω_α	cuantía geométrica de las secciones cortadas
$\Sigma\phi$	sumatoria de los diámetros de las vainas del alma en el nivel más desfavorable
$\sigma_{b0\alpha}$	esfuerzo de compresión en el hormigón, debido únicamente a las fuerzas efectivas del pretensado(después que han ocurrido todas las pérdidas), en la fibra extrema de la sección en la que los esfuerzos de tracción se han producido por las cargas aplicadas existente
σ_{bc}	esfuerzo de compresión en el hormigón, (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado), en el centroide de la sección transversal o en la unión del alma con el ala
σ_{cp}	esfuerzo debido a la carga permanente sin mayorar, en la fibra extrema de la sección en la que los esfuerzos de tracción se producen por cargas aplicadas externamente
τ_h	esfuerzo cortante horizontal permisible
γ_s	coeficiente de condiciones de trabajo de los materiales

11.1 Estado límite último de resistencia al esfuerzo cortante

Este capítulo es aplicable a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de cortante y flexión simple o compuesta, así como a elementos planos tales como losas, muros de contención, cimientos, etc. No es aplicable al caso de vigas - pared. Para el diseño a cortante de elementos sismorresistentes debe complementarse lo que se expone en este capítulo con la literatura técnica especializada al respecto.

11.2 Sección resistente

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente del hormigón, el área de la sección ($b_0 h$) tiene el siguiente significado:

h = peralte efectivo

En elementos pretensados, en la zona de cables levantados, para el cálculo de T_{b1}^* y T_{b2}^* se tomará como peralte efectivo el mayor de los siguientes valores:

- distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de pretensado
 - $0,8 h_T$.

– Para elementos lineales:

b = ancho del alma

Si el ancho es constante:

$b_0 = b$

– En el caso de secciones circulares:

$b_0 = 3/4$ del diámetro

Si en la sección considerada el ancho no es constante se adoptará como b_0 el menor ancho que presente la sección a través de una altura igual a los $3/4$ del peralte efectivo, medida a partir de la armadura traccionada. (véase figura 11.2.a).

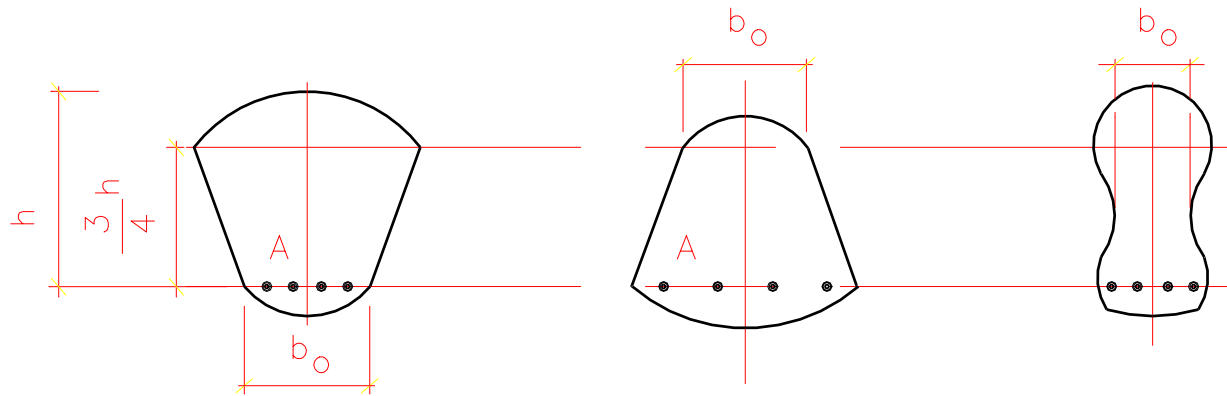


Figura 11.2.a — Secciones para el cálculo de la fuerza cortante resistente del hormigón

– Para elementos superficiales:

En el caso de losas macizas $b_0 = b$, tomado por unidad de anchura.

Si las losas son nervadas, b_0 es el mínimo ancho del nervio a través de una altura igual a las 3/4 del peralte efectivo medida a partir de la armadura traccionada (véase figura 11.2.b).

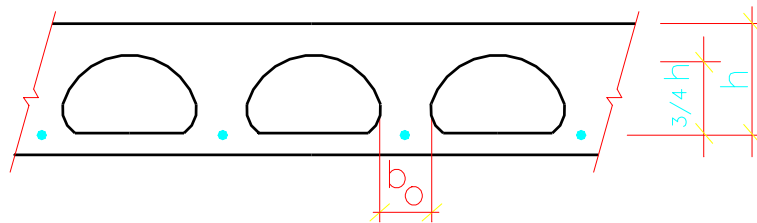


Figura 11.2.b — Sección para losa nervada

11.3 Elementos sin armadura de esfuerzo cortante.

Para verificar que no se alcance el estado límite último deberá cumplirse que: $T_r^* \leq T_{b1}^* \gamma_s$ donde:

T_r^* fuerza cortante resultante = $T^* \pm T_i^* \pm T_p^*$

T^* cortante producido por las acciones exteriores

T_i^* componente paralela al esfuerzo cortante T^* de las resultantes de las tensiones longitudinales en las zonas de compresión y tracción, en piezas de sección variable.

T_p^* representa el esfuerzo cortante de pretensado debido a los cables inclinados.

T_{b1}^* fuerza cortante resistente del hormigón calculada según 11.5 y 11.6.

11.4 Elementos con armadura de esfuerzo cortante.

El estado límite último se caracteriza por:

- a) Aplastamiento del hormigón debido a las compresiones oblicuas.
- b) Alcanzar las armaduras del alma su resistencia de cálculo.

Para verificar que no se alcance el estado límite último debe cumplirse que:

$$T_r^* \leq T_{b2}^* \gamma_s \quad (a)$$

$$T_r^* \leq [T_{b1}^* + T_a^*] \gamma_s \quad (b)$$

donde:

T_r^* fuerza cortante resultante (véase 11.3)

T_{b2}^* fuerza cortante resistente de cálculo debida a la compresión del alma, calculada según 11.7.

T_a^* fuerza cortante resistente de cálculo debida a la armadura de esfuerzo cortante, calculada según 11.8.

11.5 Fuerza cortante resistente del hormigón (T_{b1}^*) en elementos no pretensados.

11.5.1 Expresiones simplificadas.

La fuerza cortante resistente del hormigón (T_{b1}^*), a menos que se haga un cálculo más detallado según 11.5.2, se calcula por las siguientes expresiones:

- a) Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión:

$$T_{b1}^* = 160 \sqrt{R_b'^*} \cdot b_0 \cdot h$$

donde:

$R_b'^*$ se expresa en MPa, T_{b1}^* en kN y b_0 , h en m.

- b) Para elementos sujetos a flexocompresión:

$$T_{b1}^* = \left[160 + 0,012 \frac{N_t^*}{B_t} \right] \sqrt{R_b'^*} b_0 h$$

donde:

N'^* se expresa en kN y B_t en m^2 .

- c) Para elementos sujetos a flexotracción, el refuerzo por cortante debe diseñarse para resistir el cortante total, o sea:

$$T_{b1}^* = 0$$

- d) Para secciones en las cuales el momento torsor actuante de cálculo exceda el valor indicado en 12.3.1:

$$T_{b1}^* = \frac{160\sqrt{R_b'^*} b_0 h}{\sqrt{1 + \left[\frac{2,5 C_t M_t^*}{T_r^*} \right]^2}} \text{ donde:}$$

M_t^* momento torsor de cálculo que ocurre simultáneamente con T_r^* . Se debe tomar aquel donde la relación M_t^* / T_r^* sea máxima. M_t^* en kN. m.

C_t factor que relaciona las propiedades de esfuerzo cortante y torsión. Véase 12.3 .

11.5.2 Expresiones detalladas.

La resistencia al cortante (T_{b1}^*) se puede calcular mediante expresiones más detalladas:

- a) Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión:

$$T_{b1}^* = \left[155\sqrt{R_b'^*} + 17600w_g \frac{T_r^* h}{M^*} \right] b_0 h$$

Sin embargo, T_{b1}^* no será mayor que $290\sqrt{R_b'^*} b_0 h$

- b) Para elementos sujetos a flexocompresión:

$$T_{b1}^* = \left[155\sqrt{R_b'^*} + 17600w_g \frac{T_r^* h}{M_m^*} \right] b_0 h \text{ donde:}$$

$$M_m^* = M^* - N^* (4h_t - h)/8$$

w_g cuantía geométrica referente al acero longitudinal en la sección considerada.

En este caso, $T_r^* h / M_m^*$ podrá ser mayor que 1,0. Sin embargo, T_{b1}^* no será mayor que:

$290 \sqrt{R'_b} b_0 h \sqrt{1 + 0,00028 N^* / B_t}$ En el caso que M_m^* sea negativo:

$$T_{b1}^* = \sqrt{R'_b} b_0 h \sqrt{1 + 0,00028 N^* / B_t}$$

c) Para elementos sometidos a flexotracción, la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón se podrá calcular, donde N^* es negativa para la tracción.

$$T_{b1}^* = \left[160 + 0,045 \frac{N^*}{B_t} \right] \sqrt{R'_b} b_0 h$$

11.6 Fuerza cortante resistente del hormigón (T_{b1}^*) en elementos pretensados

11.6.1 Para elementos que tengan una fuerza efectiva de pretensado no menor del 40% de la resistencia a la tracción del acero de refuerzo por flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado, de acuerdo con el apartado 11.6.2:

$$T_{b1}^* = \left[50 \sqrt{R'_b} + 49 \frac{T_r^* h}{M^*} \right] b_0 h \gamma_s$$

donde:

R'_b se expresa en MPa, T_{b1}^* en kN y b_0 , h en m

Pero T_{b1}^* no se considerará menor que $160 \sqrt{R'_b} b_0 h \gamma_s$ ni mayor que $410 \sqrt{R'_b} b_0 h \gamma_s$, o el valor dado en el apartado 11.6.3 o el 11.6.4. La cantidad $T_r^* h / M^*$ no se debe tomar mayor que 1,0, donde M^* es el momento flector mayorado que ocurre simultáneamente con T_r^* en la sección considerada. Cuando se aplica la ecuación anterior, h en el término $T_r^* h / M^*$ será la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de pretensado.

11.6.2 La resistencia al cortante T_{b1}^* puede calcularse más detalladamente de acuerdo con los apartados 11.6.2.1 y 11.6.2.2, para lo cual T_{b1}^* debe ser el menor de T_{b11}^* o T_{b1a1}^* , donde:

T_{b11}^* fuerza cortante resistente del hormigón, cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de la combinación de cortante y momento.

T_{b1a1}^* fuerza cortante resistente del hormigón, cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de los excesivos esfuerzos principales de tracción del alma.

11.6.2.1 La resistencia al cortante T_{b11}^* se debe calcular por medio de:

$$T_{b11}^* = \left[50\sqrt{R_b'^*} b_0 h + T_{cp} + \frac{T_i^* M_{fis}}{M_{m\acute{a}x}^*} \right] \gamma_s$$

pero T_{b11}^* no debe tomarse menor que $140\sqrt{R_b'^*} b_0 h \gamma_s$ donde:

$$M_{fis} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \left(500\sqrt{R_b'^*} + \sigma_{b0\infty} - \sigma_{cp} \right)$$

I Momento de inercia de la sección.

y_t Distancia del eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el acero de refuerzo.

$\sigma_{b0\infty}$ Esfuerzo de compresión en el hormigón, debido únicamente a las fuerzas efectivas del pretensado (después que han ocurrido todas las pérdidas), en la fibra extrema de la sección en la que los esfuerzos de tracción se han producido por las cargas aplicadas existentes kN/m^2 .

σ_{cp} Esfuerzo debido a la carga permanente sin mayorar, en la fibra extrema de la sección, en la que los esfuerzos de tracción se producen por cargas aplicadas externamente, kN/m^2 .

T_{cp} Fuerza cortante en la sección debida a la carga permanente sin mayorar.

T_{11}^* Fuerza cortante en la sección

y los valores de $M_{m\acute{a}x}$ y T_{11}^* se deberán calcular como una combinación de carga causada por el momento máximo que ocurra en la sección.

11.6.2.2 La resistencia al cortante T_{b1a1}^* se debe calcular por medio de:

$$T_{b1a1}^* = \left(290\sqrt{R_b'^*} + 0,3\sigma_{bc} \right) b_0 h \gamma_s + T_p^*$$

donde:

σ_{bc} Esfuerzo de compresión en el hormigón (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado), en el centroide de la sección transversal, o en la unión del alma con el ala, cuando el centroide está localizado dentro del ala, kN/m^2 . (En un elemento compuesto, σ_{bc} será el esfuerzo por compresión que resulta en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma con el ala, cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al pretensado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado que actúa individualmente).

T_p^* Componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en la sección.

En las ecuaciones para el cálculo de T_{b11}^* y T_{b1a1}^* , h es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de acero del pretensado o $0,8 h_T$, el que sea mayor.

11.6.3 En un elemento pretensado, en el cual la sección a una distancia $h_T/2$, a partir de la cara del apoyo, esté más cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los cables, la reducción del pretensado debe tenerse en cuenta cuando se calcule T_{b1a1}^* . Este valor de T_{b1a1}^* también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación:

$$T_{b1}^* = \left(50\sqrt{R_b'^*} + 49 \frac{T_r^* h}{M^*} \right) b_0 h \gamma_s$$

Debe suponerse que la fuerza de pretensado varía linealmente desde cero, en el extremo del cable, hasta un máximo a una distancia del extremo del cable igual a la longitud de transferencia, que se supone es de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambres individuales.

11.6.4 En un elemento pretensado, donde la adherencia de algunos cables no se extiende hasta el extremo del elemento, debe considerarse un valor de pretensado reducido al calcular T_{b1}^* , de acuerdo con los apartados 11.6.1 y 11.6.2. El valor de T_{b1a1}^* , que se calcula al emplear el valor de pretensado reducido, también debe tomarse como el límite máximo para la ecuación:

$$T_{b1}^* = \left(50\sqrt{R_b'^*} + 49 \frac{T_r^* h}{M^*} \right) b_0 h \gamma_s$$

La fuerza de pretensado debida a los cables, en los que la adherencia no se extiende hasta el extremo del elemento, puede suponerse que varía linealmente desde cero, en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a la distancia desde este punto igual a la longitud de transferencia, suponiendo que sea de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambre sencillo.

11.7 Fuerza cortante resistente debido a la compresión del alma (T_{b2}^*).

$$T_{b2}^* = 0,25 R_b'^* b_0 h$$

Si en el alma hay vainas con diámetro (ϕ) mayor que $\frac{b_o}{8}$, la resistencia será calculada adoptando un b_0 nominal igual a:

$$b_{0\text{ nom}} = b_0 - \frac{1}{2} \sum \phi$$

donde:

$\sum \phi$ sumatoria de los diámetros de las vainas del alma en el nivel más desfavorable

En el caso de estribos inclinados ($45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$) se puede tener en cuenta su efecto multiplicando T_{b2}^* por:

$$(1 + \cot \alpha)$$

donde α es la inclinación de la armadura respecto al eje del elemento, pero deberá cumplirse que:

$$T_{b2}^* \leq 0,35 R_b^* b_0 h$$

En el caso de barras inclinadas no se aplica el incremento anterior.

11.8 Fuerza cortante resistente debido a la armadura de esfuerzo cortante

Cuando el cortante debido a las cargas externas (T^*) exceda la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón (T_{b1}^*) se deberá colocar refuerzo por cortante según las siguientes ecuaciones:

11.8.1 Cuando se utilicen estribos:

$$T_a^* = \frac{A_v h R_a^* (\sin \alpha + \cos \alpha)}{t}$$

donde A_v es el área del acero por cortante correspondiente a todas las ramas del estribo en la distancia t .

11.8.2 Cuando se usen barras inclinadas:

Si consiste en una barra individual o en grupos de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo.

$$T_a^* = A_a R_a^* \sin \alpha \leq 250 \sqrt{R_b^*} b_0 h$$

donde A_a es el área de acero de las barras dobladas.

Cuando el refuerzo por cortante consista en una serie de barras aisladas paralelas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, la resistencia al cortante T_a^* se calculará igual que en el caso que se utilicen estribos.

Solamente las 3/4 partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal inclinada que esté doblada se considerarán efectivas para el refuerzo por cortante.

Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo por cortante para reforzar la misma porción de un elemento (barras inclinadas y estribos), la resistencia al cortante T_a^* , debe calcularse como la suma de los valores de T_a^* calculados para los diversos tipos.

11.9 Disposiciones con respecto al refuerzo longitudinal en tracción.

a) Para garantizar la contribución al esfuerzo cortante, del refuerzo longitudinal en tracción, se supondrá el diagrama final de cálculo de los momentos flectores, trasladados paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual a 3/4 del peralte efectivo y en el sentido más desfavorable. A partir de la curva resultante deberán anclarse las armaduras longitudinales, para su resistencia a tracción. Véase figura 11.9.

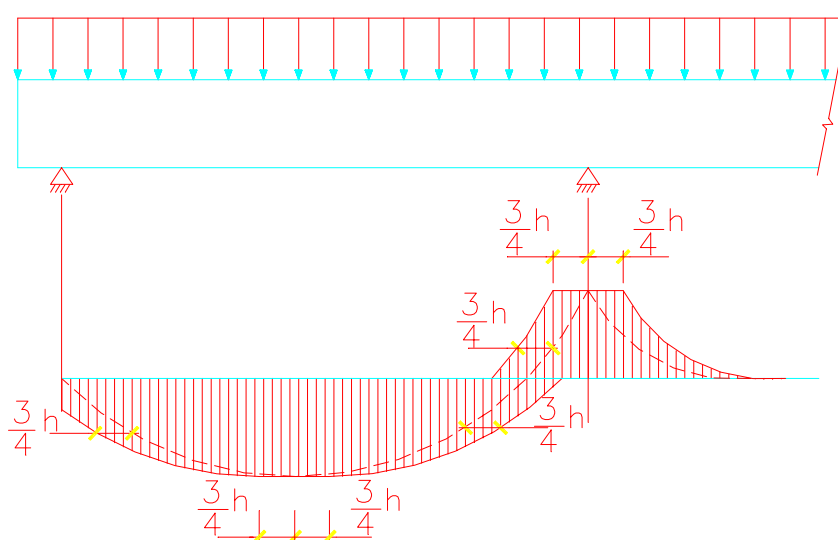


Figura 11.9 — Diagrama final de cálculo de los momentos flectores

b) En un apoyo simple de extremo, la fuerza resistente de la armadura longitudinal de tracción que llegue a dicho apoyo, deberá ser mayor o igual que el 75 % de la reacción neta de apoyo.

c) En vigas, para el caso de apoyos extremos, deberá continuarse hasta éstos, al menos un tercio de la armadura longitudinal necesaria para resistir el momento máximo y al menos un cuarto de esta armadura longitudinal, para los apoyos intermedios.

d) En losas (sin armadura resistente de cortante), para el caso de apoyos extremos, deberá continuarse hasta dicho apoyo no menos de la mitad de la armadura longitudinal y para el caso de apoyos intermedios, no menos de la tercera parte.

e) La armadura longitudinal de tracción que llega a los apoyos (vigas y losas) se prolongará a partir del eje del apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud de anclaje reducida (véase 15.4.1).

11.10 Disposiciones relativas a la armadura transversal.

a) En las piezas sometidas a flexión simple o compuesta, el espaciamiento t de los estribos o cerros de las armaduras transversales cumplirá las condiciones siguientes:

Donde teóricamente se requiera armadura transversal

$$(T_r^* > T_{b1}^*).$$

$$t \leq 0,5 h$$

$$t \leq 30 \text{ cm}$$

Donde por cálculo no se requiera armadura transversal ($T_r^* \leq T_{b1}^*$):

– Para los siguientes casos:

- elementos superficiales tales como, losas, cimientos, paredes de depósitos y muros
- vigas, cuyo peralte total no exceda de 0,25 m, 2,5 veces el espesor del ala o 0,5 del ancho del alma, el que sea mayor.

no se colocará armadura transversal.

– Para los demás elementos estructurales, el espaciamiento t cumplirá lo siguiente:

- En un cuarto de la luz ($1/4 \pm$) adyacente a los apoyos y para solicitaciones de cortante con decremento variable hacia el centro:

$$t \leq 0,75 h$$

$$t \leq 30 \text{ cm}$$

- En la mitad central de la luz ($1/2 \pm$) para solicitaciones de cortante con decremento variable hacia el centro:

$$t \leq 0,75 h$$

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

b) En cualquier sección que exista un cambio brusco de esfuerzo cortante se prolongará, en una distancia igual a $h/2$, la colocación de estribos, con el espaciamiento menor correspondiente a los dos estribos anteriores a la sección del cambio de cortante.

c) En vigas de gran peralte (más de un metro), se dispondrán armaduras longitudinales distribuidas lateralmente, con una cuantía mínima total del 0,1 % del área de la sección transversal, con un espaciamiento máximo de 0,50 m.

d) Cuando el ancho del elemento sea mayor que 0,35 m se colocarán estribos dobles (véase figura 11.10).

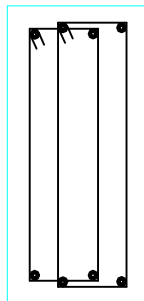


Figura 11.10 — Estribos dobles

e) Los estribos o cercos no tendrán diámetros menores de 6 mm ni de 1/4 del diámetro mayor de las barras principales en tracción.

f) En vigas no se admitirán diseños usando solo barras dobladas como refuerzo al esfuerzo cortante, siempre habrá que asociar al refuerzo anterior estribos normales al eje del elemento, que equilibrarán al menos el 50 % del esfuerzo cortante actuante.

g) Si existen armaduras de compresión y estas se tienen en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán las especificaciones del apartado 10.11.2.d.

11.11 Cuantía mecánica mínima

Para que la armadura transversal pueda ser tenida en cuenta en la resistencia de la pieza a esfuerzo cortante, la cuantía mecánica mínima debe ser tal que:

Las áreas de las armaduras transversales, cortadas por un plano normal al plano de carga y que siga la directriz de la pieza (véase figura 11.11), multiplicadas por la resistencia de cálculo a tracción correspondiente a cada armadura, desarrollen una fuerza total, igual o mayor que el 2 % de la fuerza total que pudiera desarrollar el hormigón en el plano de corte con su resistencia de cálculo a compresión. Tomando una longitud unitaria l_u en la directriz de la pieza deberá cumplirse:

$$\sum (A_\alpha R_a^*) \geq 0,02 R_b^* b_0 l_u \text{ donde:}$$

A_α área de la barra al ser cortada por el plano

$$\text{Si } \alpha = 90^\circ \quad A_\alpha = A_n$$

$$\text{Si } 45^\circ \leq \alpha < 90^\circ \quad A_\alpha = A_n / \sin \alpha$$

α ángulo de inclinación de las armaduras respecto a la directriz de la pieza

b_0 ancho de cálculo del alma. Véase 11.2

A_n área nominal de la barra

En las expresiones anteriores no es preciso deducir del ancho del alma, el espacio ocupado por las vainas. Para estos elementos postesados deberá cumplirse que:

$$\omega_\alpha = \frac{\sum A_\alpha}{100b_0} \geq \begin{cases} 0,25 \% \text{ para barras lisas} \\ 0,15 \% \text{ para barras corrugadas} \end{cases}$$

donde:

ω_α cuantía geométrica de las secciones cortadas

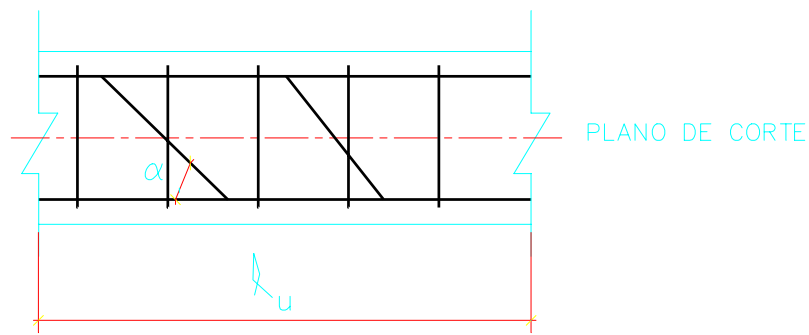


Figura 11.11 — Posición relativa de plano de corte y armaduras transversales

11.12 Otras disposiciones relativas al cortante

11.12.1 Refuerzo transversal en zonas próximas a los apoyos

Para la determinación del refuerzo por cortante en la zona adyacente a un apoyo, para un sistema de cargas semejante al indicado en la figura 11.12.1, puede utilizarse la magnitud de fuerza cortante en una sección situada a:

- $3/4 h$ de la cara del apoyo, para elementos de hormigón armado, (véase figura 11.12.1)
- $1/2 h$ de la cara del apoyo, para elementos de hormigón pretensado

En caso de cargas concentradas en las zonas señaladas anteriormente ($3/4 h$ ó $1/2 h$), ya sean apoyadas o subcolgadas, no se aplicará la especificación anterior.

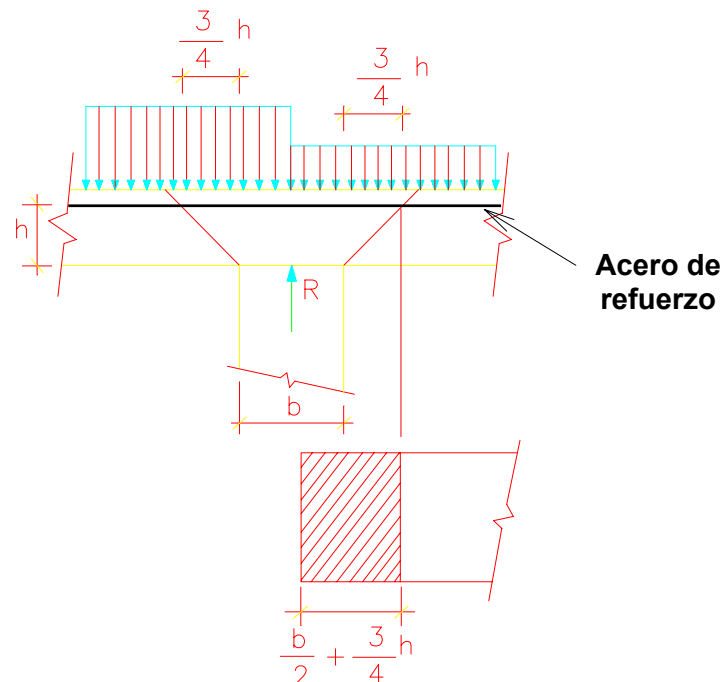


Figura 11.12.1 — Sistema de carga para determinación del refuerzo por cortante

11.12.2 Cargas colgadas en vigas.

La aplicación de cargas a una viga debe realizarse de manera que estas cargas puedan transmitirse a las partes de la viga capaces de equilibrarlas. Si esta transmisión determina que el alma de la viga queda sometida a una tracción transversal se dispondrán las armaduras transversales necesarias (armaduras de suspensión), convenientemente ancladas para transferir la carga correspondiente. Si este caso ocurre en un cruce de vigas, el conjunto de estas armaduras de suspensión debe equilibrar la reacción mutua de apoyo.

11.13 Cortante por fricción

11.13.1 Especificaciones generales

a) Las especificaciones que se enuncian en esta sección podrán aplicarse siempre y cuando pueda considerarse la transferencia de cortante a lo largo de un plano dado, como por ejemplo, donde exista o sea posible una grieta, una superficie de contacto entre distintos materiales o una superficie de contacto entre dos hormigones de diferentes edades.

b) El diseño de una sección transversal sujeta a transferencia de cortante tal y como se describió anteriormente se basa en la ecuación:

$$T_r^* \leq T_f^* \gamma_s$$

Siendo:

T_r^* fuerza cortante resultante (véase 11.3)

T_f^* resistencia a cortante por fricción de cálculo en la sección considerada

γ_s coeficiente de condiciones de trabajo, véase apartado 6.4.5

c) Se supone la aparición de una grieta a lo largo del plano de cortante considerado, la cual será cosida con el refuerzo correspondiente.

11.13.2 Cálculo de T_f^*

El área requerida de refuerzo A_{vf} a lo largo del plano de cortante se diseñará como se establece a continuación:

a) Cuando el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, la resistencia a cortante T_f^* se calcula mediante la expresión:

$$T_f^* = A_{vf} R_a^* \mu$$

b) Cuando el refuerzo de cortante por fricción es inclinado al plano de cortante de forma tal que la fuerza de cortante produzca tracción en el refuerzo de cortante por fricción, la resistencia a cortante T_f^* se calcula mediante la expresión:

$$T_f^* = A_{vf} R_a^* (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$$

donde:

A_{vf} área de la armadura de esfuerzo cortante por fricción, en m^2 , en la sección considerada

α ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante ($30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)

μ coeficiente de fricción. Este es el ángulo de inclinación sobre el plano de cortante de las compresiones oblicuas cuyos valores son:

$\mu = 1,4$ Hormigonado monolítico del elemento

$\mu = 1,0$ Hormigón fresco colocado contra hormigón endurecido cuya superficie se ha dejado intencionalmente rugosa

$\mu = 0,7$ Hormigón fresco colocado sobre acero laminado estructural mediante conectores o barras de refuerzo soldadas al mismo

$\mu = 0,6$ Hormigón fresco colocado contra hormigón endurecido no intencionalmente rugoso

Cuando se presupone que la superficie está intencionalmente rugosa, el plano de cortante se hará de forma tal que las protuberancias tengan una profundidad entre 6 y 10 mm.

La superficie de cortante deberá estar limpia y libre de lechada (no descascarable) en el momento de colocación del hormigón fresco.

El valor de $\mu = 0,7$ se tomará en aquellos casos en que el esfuerzo se trasmite por intermedio de una lámina de acero como en el caso de insertos embebidos en el hormigón endurecido o un perfil metálico con conectores (véase figura 11.13.2, esquemas g y h). La superficie metálica en contacto con el hormigón deberá estar limpia de polvo, herrumbre, grasa, pintura, etc.

En cualquier caso, la resistencia a cortante T_f^* no podrá superar el valor:

$$T_f^* \leq 0,25 R_b^* \cdot b_v \cdot l$$

cumpliéndose que $0,25 R_b^* \leq 5,6 \text{ MPa}$

siendo:

b_v ancho de la junta resistente (véase figura 11.13.2)

l longitud de la junta donde se calculan los estribos, en metros.

El límite elástico del acero de refuerzo, utilizado para tomar el cortante por fricción, no superará el valor de 420MPa.

Las tracciones adicionales a través del plano de cortante serán tomadas por un refuerzo adicional.

Si la tracción adicional es por flexión (presencia de momento flector en el plano de cortante), el refuerzo adicional no es necesario, a menos que el refuerzo de tracción por flexión requerido A_{tf} exceda de la cantidad de refuerzo por transferencia de cortante, proporcionada en la zona de tracción por flexión, en cuyo caso se colocará en esta zona la cantidad mayor, o sea A_{tf} .

Cuando haya compresión permanente a través del plano de cortante (certeza absoluta de que la fuerza de compresión es permanente) puede reducirse la cantidad requerida de refuerzo de cortante por fricción, para lo cual se tendrá en cuenta que dicha fuerza de compresión permanente a través del plano de cortante es aditiva a la fuerza correspondiente del acero de refuerzo de cortante por fricción $A_{vf} R_a^*$.

El refuerzo se colocará apropiadamente a lo largo del plano de contacto y será anclado de forma que pueda desarrollar su resistencia en ambos extremos mediante prolongación, ganchos, soldadura o dispositivos especiales.

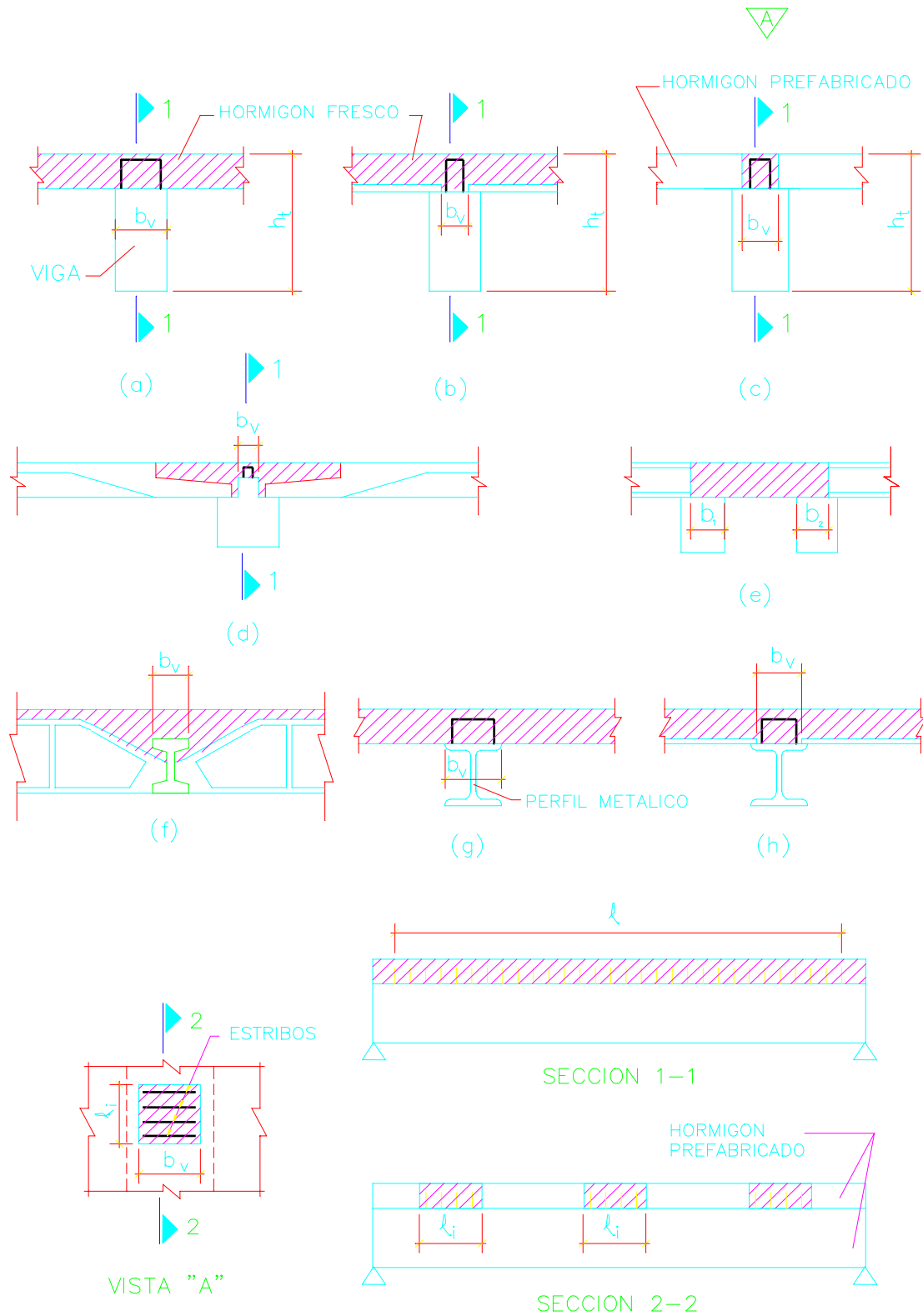


Figura 11.13.2 — Ejemplos de juntas

11.14 Secciones compuestas

11.14.1 Alcance

Las disposiciones de este capítulo deberán aplicarse al diseño de los elementos compuestos sujetos a flexión, definidos como elementos de hormigón prefabricado y/o fundidos in situ, construidos separadamente, pero interconectados de forma tal que dichos elementos respondan a las cargas como un todo.

Estas disposiciones son aplicables a todas las construcciones, incluyendo los puentes de carreteras y ferrocarril.

11.14.2 Especificaciones generales

- a)** El elemento compuesto completo o partes de él pueden ser usados para resistir el cortante o momento.
- b)** Los elementos deben ser analizados individualmente para todos los estados de carga crítica.
- c)** Si la resistencia característica, el peso unitario u otras propiedades de los elementos de la sección compuesta son distintos, se usarán en el diseño las propiedades de los elementos que tengan valores más críticos.
- d)** En el diseño por resistencia de los elementos compuestos, no existen diferencias entre los elementos apuntalados y los no apuntalados.
- e)** Todos los elementos deben diseñarse para soportar todas las cargas introducidas antes del total desarrollo de las resistencias de diseño de los elementos compuestos.
- f)** El refuerzo cumplirá dos funciones, controlar el agrietamiento e impedir la separación de los elementos compuestos.
- g)** Las secciones compuestas serán revisadas para los estados límites de fisuración y deformación como lo establecen los capítulos 13 y 14.
- h)** Cuando se use apuntalamiento, el mismo no debe ser retirado hasta que los elementos soportados no hayan desarrollado todas las propiedades de diseño requeridas para soportar todas las cargas y limitar las flechas y la fisuración en el momento de quitar el apuntalamiento.
- i)** En el diseño de puentes, tanto de carreteras como de ferrocarril, no es válida la transferencia de cortante horizontal, utilizando el criterio de cortante por fricción.

11.14.3 Resistencia al cortante vertical

Cuando un elemento compuesto completo resiste el cortante vertical, el diseño se hará como si fuera un elemento monolítico con su misma sección transversal de acuerdo con el capítulo 11.

El refuerzo a cortante deberá estar completamente anclado a los elementos interconectados.

El refuerzo para resistir el cortante vertical bien anclado puede ser considerado para la resistencia de cortante horizontal.

11.14.4 Resistencia al cortante horizontal

11.14.4.1 En las secciones compuestas es necesario asegurar la completa transferencia de las fuerzas horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante horizontal, T_h^* , debe cumplir la condición:

$$T_r^* \leq T_h^* \gamma_s$$

donde:

$$T_h^* = k \cdot b_v \cdot h \text{ (en MN)}$$

siendo:

k coeficiente empírico experimental que se cuantifica de la siguiente manera:

$k = 0,42 \text{ MPa}$ Cuando las superficies de contacto están limpias e intencionalmente rugosas y no existen estribos o su cuantía es menor que la especificada en el apartado 11.11 o no cumple con las especificaciones del apartado 11.10.

$k = 0,42 \text{ MPa}$ Cuando hay un mínimo de estribos que cumplen con lo establecido en los apartados 11.10.a y 11.11 y las superficies están limpias pero no intencionalmente rugosas.

$K = 1,84 \text{ MPa}$ Cuando hay un mínimo de estribos que cumplen lo establecido en los apartados 11.10.a y 11.11 y las superficies están limpias e intencionalmente rugosas.

b_v ancho de la junta resistente (véase figura 11.13.2)

h peralte efectivo en la sección compuesta, en m.

Se considera como superficie intencionalmente rugosa aquella en que existan protuberancias a lo largo de toda la superficie con profundidades entre 6 y 10 mm. Si no se cumple lo anterior se considerará como no intencionalmente rugosa.

11.14.4.2 Cuando la fuerza cortante de cálculo de la sección considerada exceda de:

$$T_r^* > 1,84 b_v h$$

el diseño para cortante horizontal deberá hacerse según el criterio de cortante por fricción (apartado 11.13), excepto los elementos señalados en 11.14.2.i.

11.14.4.2.1 Cuando exista una tracción adicional a lo largo de cualquier superficie de contacto entre los elementos interconectados, la transferencia de cortante por contacto puede ser asumida si existe un mínimo de estribos que cumplan lo especificado en 11.14.4.3.

11.14.4.3 Estribos para cortante horizontal

Cuando se dispone de estribos para transferir el cortante horizontal, el área de estribos no será menor de:

$$A_v = 0,3 b_v \frac{t}{R_a^*}$$

donde:

t espaciamiento de los cercos, en m, que cumplirá con el menor de:

a) 4 veces la menor dimensión del alma.

b) los espaciamientos especificados en el apartado 11.10.a.

11.14.4.3.1 Los estribos para tomar cortante horizontal se podrán realizar con barras aisladas o cables, estribos de varias patas o patas verticales de mallas electrosoldadas. Todos los estribos estarán perfectamente anclados a los elementos interconectados.

11.14.4.3.2 En el caso de puentes de carreteras se tendrá en cuenta lo señalado en 11.14.2.i.

En puentes siempre se tendrá que colocar el mínimo de estribos especificados en los apartados 11.10.a y 11.11.

11.14.4.3.3 En el caso de puentes de ferrocarril, el cálculo del esfuerzo cortante horizontal de diseño τ_{dh} , en cualquier sección transversal, se calcula mediante la fórmula:

$$\tau_{dh} = \frac{T}{b_v h} \leq \tau_h$$

siendo:

T fuerza cortante de servicio en la sección considerada

τ_h esfuerzo cortante horizontal permisible, en MPa

11.14.4.3.3.1 El cortante horizontal puede ser transferido a las superficies de contacto usando los esfuerzos cortantes permisibles, τ_h que se fijan a continuación:

a) Con un mínimo de estribos y las superficies de contacto limpias, pero no intencionalmente rugosas, el valor de τ_h no podrá exceder de 0,25 MPa.

b) Cuando exista un mínimo de estribos y las superficies de contacto estén limpias e intencionalmente rugosas, el valor de τ_h no podrá exceder de 1,12 MPa.

11.14.4.3.3.2 Se colocará un área mínima de refuerzo de estribos A_v entre los elementos interconectados cuyo valor no será menor de:

$$A_v = 0,35 \frac{b_v t}{R_{ak}} ; \text{ donde:}$$

R_{ak} resistencia característica del cerco, en MPa

El espaciamiento t no excederá lo señalado en el apartado 11.14.4.3.

11.15 Ménsulas cortas

11.15.1 Requisitos generales

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas que cumplen con:

- la relación $\frac{a}{h} \leq 1$
- La fuerza horizontal H^* no sea mayor que la carga vertical N^*
- $h_{t1} \geq 0,5 h_t$

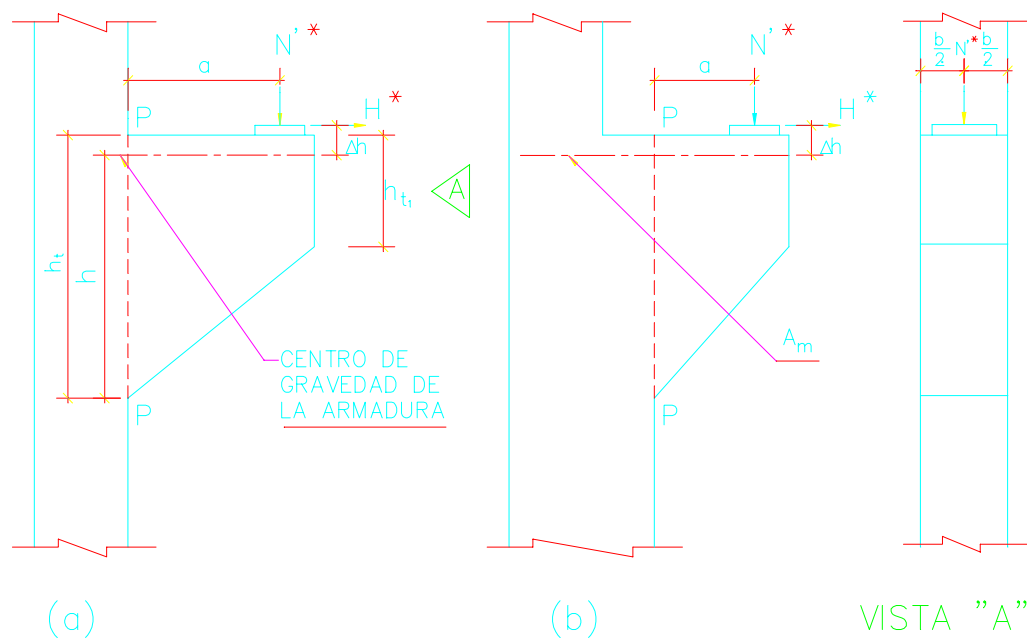


Figura 11.15.1 — Gráficos de características de ménsulas cortas

siendo:

a distancia entre la línea de acción de la resultante de la carga vertical y la sección adyacente al soporte

h_t peralte total de la ménsula

h_{t1} peralte total en el extremo de la ménsula

h peralte efectivo

N^* resultante de la carga vertical actuante de cálculo, esta incluirá el efecto dinámico en caso de existir

H^* fuerza horizontal de cálculo

11.15.2 Cálculo de las armaduras

11.15.2.1 Solicitaciones de cálculo

La sección de la cara de apoyo debe ser calculada para que resista simultáneamente una fuerza cortante $T^* = N^*$, una fuerza de tracción H^* y un momento M^* igual a:

$$M^* = N^* a + H^* \Delta h$$

La fuerza de tracción H^* no se tomará menor de $0,2 N^*$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar dichas fuerzas de tracción horizontal.

11.15.2.2 Cálculo de la armadura principal

Se tomará como valor del área de la armadura principal, A_m , el mayor de los valores siguientes:

- $A_m = A_f + A_h$
- $A_m = \frac{2}{3} A_v + A_h$
- $A_m = 0,04 \left(\frac{R_b^*}{R_a^*} \right) .b.h$

siendo:

A_f armadura principal para resistir la flexión, en m^2

A_h armadura principal para resistir la tracción horizontal, en m^2

A_v armadura principal para resistir el esfuerzo de cortante, en m^2

h peralte efectivo de la ménsula en la cara de la columna, en m

b ancho de la ménsula en la cara de la columna, en m

11.15.2.3 Cálculo del acero a flexión

El cálculo de la armadura para resistir la flexión, A_f , se calculará según el capítulo 10.

11.15.2.4 Cálculo del acero para tracción horizontal

El cálculo de la armadura para resistir la tracción horizontal, A_h , se tomará igual a:

$$A_h = \frac{H^*}{R_a^* \gamma_s}$$

Al calcular γ_s se tomará $\gamma_{s2} = 0,85$, dada la forma de trabajo compleja que presentan estos elementos. Los valores de los coeficientes γ_{s1} aparecen en el apartado 6.4.5.

11.15.2.5 Cálculo del acero para esfuerzo cortante.

La armadura para resistir el esfuerzo cortante, A_v , será calculada según el criterio de cortante por fricción. Véase apartado 11.13.

Si la ménsula se hormigona sobre hormigón endurecido se considera como elemento compuesto cumpliéndose lo establecido en el apartado 11.14.4, colocándose como mínimo el área de acero señaladas en el apartado 11.14.4.3.

11.15.2.6 Armaduras secundarias

Se colocarán armaduras en forma de cercos o estribos paralelos a la armadura principal. El área total de estas armaduras será:

$$A_s = 0,5 (A_m - A_h)$$

y se distribuirán uniformemente en los 2/3 superiores del peralte h , a partir de la armadura principal A_m (véase figura 11.15.3.a)

11.15.3 Anclaje de las armaduras

Tanto la armadura principal, A_m , como la secundaria, A_s , deberán estar convenientemente ancladas al soporte y al extremo de la ménsula.

El anclaje de la armadura principal, A_m , en el extremo de la ménsula podrá realizarse por algunas de las formas que a continuación se exponen, pero siempre prestando atención al cumplimiento real de la distancia x entre el borde de la zona del apoyo y el comienzo del anclaje.

a) Soldando a la armadura una barra de igual diámetro según aparece en la figura 11.15.3.a.

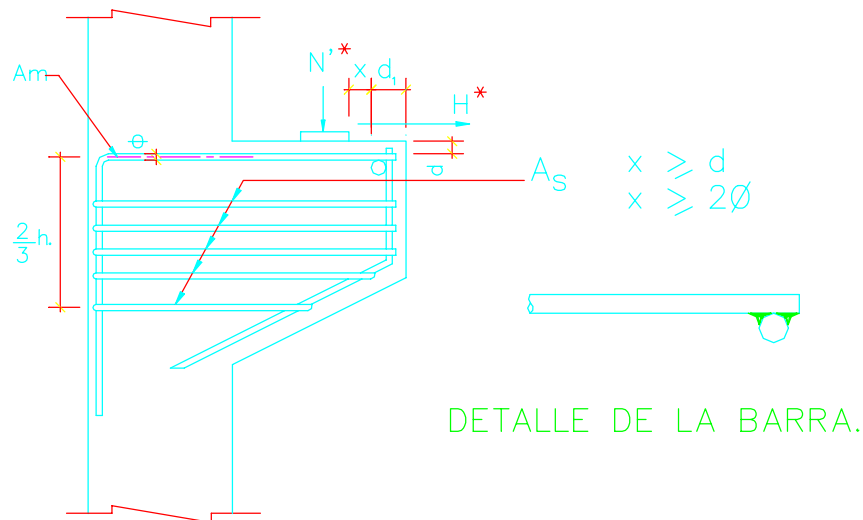


Figura 11.15.3.a — Gráfico de distribución de cercos y estribos, con soldadura de barra

b) Doblando la armadura principal verticalmente, haciéndola seguir el contorno de la cara exterior de la ménsula, el doblado deberá iniciarse a una distancia x del borde exterior de la superficie cargada al inicio del radio de curvatura del acero principal (véase figura 11.15.3.b).

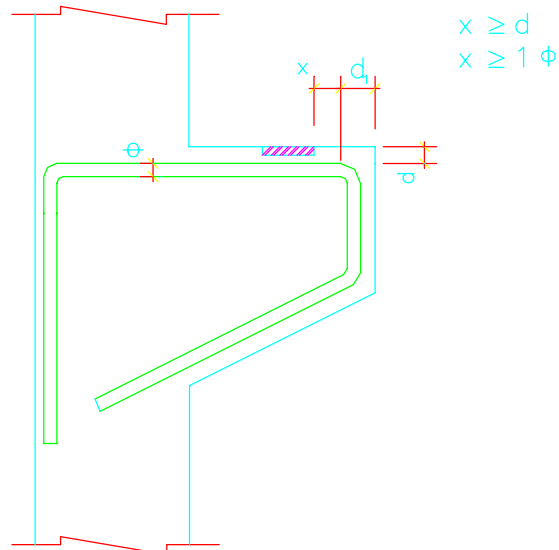


Figura 11.15.3.b — Doblado de armadura principal, verticalmente, siguiendo contorno

c) Doblando la armadura horizontalmente de forma que rodee el área cargada (véase figura 11.15.3.c)

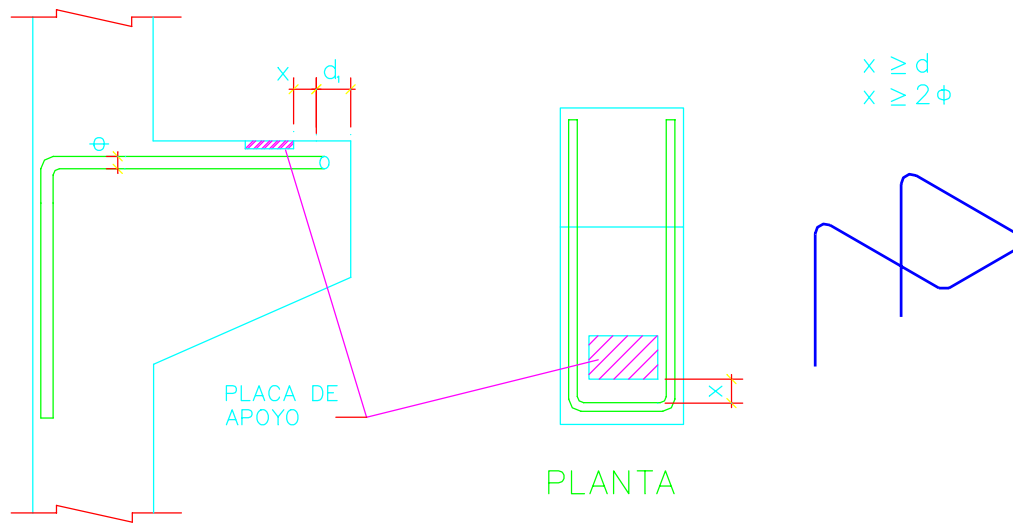


Figura 11.15.3.c — Doblado de armadura principal, horizontalmente, rodeando área cargada

11.15.4 Área de apoyo

El área de apoyo no podrá prolongarse más allá que lo indicado en las figuras 11.15.3.a, b y c (distancia $x-d_1$) con el fin de que el borde de la ménsula no resulte afectado. Esto debe garantizarse aún cuando se utilice una capa de mortero.

11.15.5 Ménsulas rectangulares

El análisis de estas ménsulas se hace igual que las ménsulas trapezoidales. Verticalmente se colocará una armadura que no tiene ningún efecto en la absorción de las cargas en la ménsula y solamente sirve como elemento de rigidez para el conjunto de las armaduras. Esta armadura será de diámetro $\varnothing 10$ mm, cuyo espaciamiento cumplirá las siguientes especificaciones:

$$t \leq 12 \varnothing \text{ estribo}$$

$$t \leq 150 \text{ mm}$$

Con igual intención se colocarán cercos horizontales por debajo de la zona donde se colocarán los cercos por cálculo ($2/3 h$), cumpliendo las mismas especificaciones que los verticales (véase figura 11.15.5).

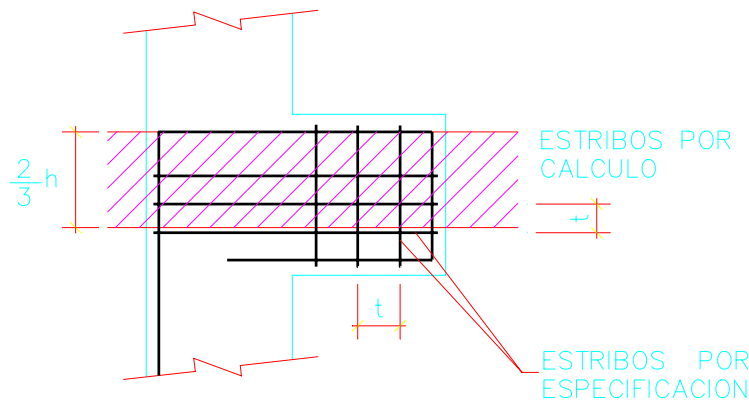


Figura 11.15.5 — Cercos horizontales, en ménsulas rectangulares

11.15.6 Ménsulas con cargas indirectas

En estas ménsulas, las cargas son transmitidas a todo lo largo del peralte. Para el cálculo se supondrá que la carga se divide en dos fracciones que actuarán en la parte superior e inferior de la ménsula como se describe a continuación:

a) Que un 50% de la vertical actuante está aplicada en la parte superior de la ménsula, calculándose la armadura principal A_m de acuerdo al apartado 11.15.2.2 para esta acción supuesta. La armadura secundaria A_s se calculará de acuerdo al apartado 11.15.2.6.

Esta fracción de la carga supuesta se traslada a la parte superior de la ménsula mediante armaduras de suspensión A_{as} colocadas en el ancho b_x en que actúa la carga indirecta (véase figura 11.15.6.1). Este ancho b_x no será mayor que el mayor ancho de los elementos que transmiten la carga a la ménsula.

La armadura de suspensión A_{as} se calculará según el apartado 11.15.7. Estas armaduras serán estribos cerrados, adecuadamente anclados, pudiendo ser combinados con las armaduras A_m y A_{at} (véase 11.15.6.1.b, c y d).

b) Otro 60% se supondrá aplicada en la parte inferior, tomándose la misma mediante un tensor adecuadamente anclado en ambos extremos (véase 11.15.6.1 d y e), cuya área A_{at} se calculará mediante la expresión:

$$A_{at} = \frac{0,6 N^*}{R_a^* \sen \alpha}$$

siendo:

α ángulo formado entre el tirante y un plano horizontal que lo corte, en grados.

N^* reacción total que actúa a lo largo del peralte

Este 60%, por considerarse aplicado en la parte inferior, no requiere de armadura de suspensión A_{as} .

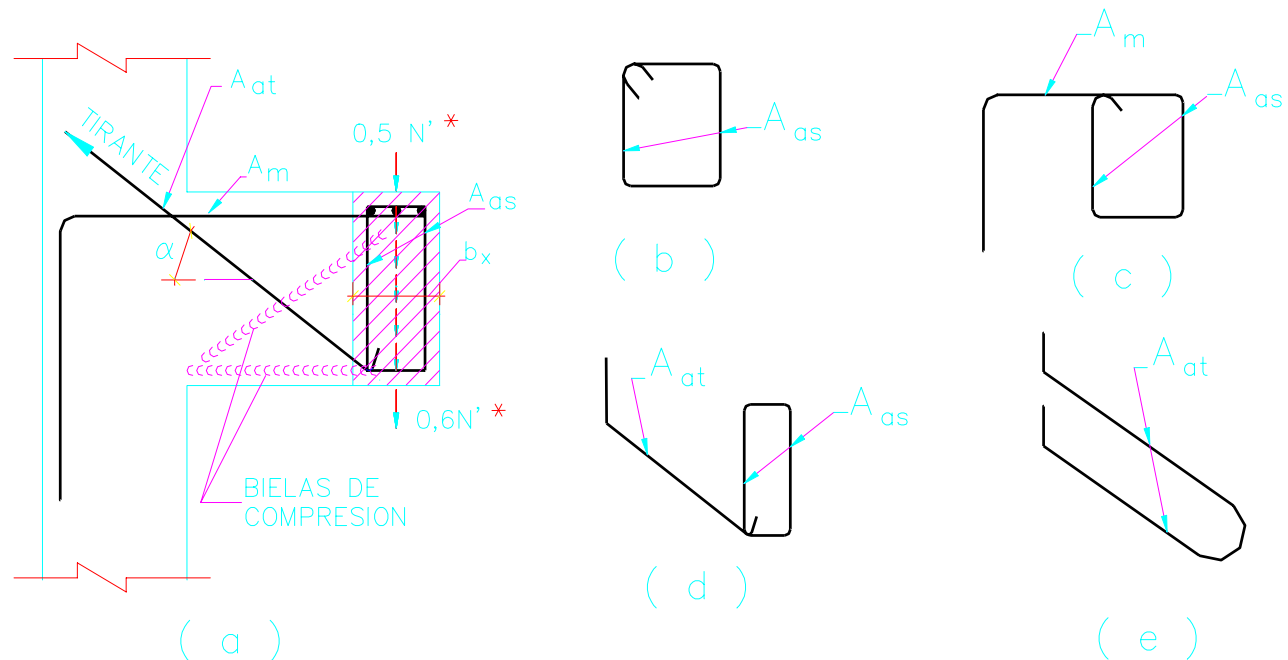


Figura 11.15.6.1 — Armadura en ménsula

Si por complejidades constructivas o de otro tipo no se deseara colocar el tensor, se podrá adicionar a la fracción que actúa en la parte superior ($0,5 N^*$) la correspondiente a la parte inferior ($0,6 N^*$) y con esta carga ($1,1 N^*$) calcular el acero principal y las armaduras secundarias y de suspensión, según el punto a) (véase figura 11.15.6.2).

Para estas ménsulas se cumplirá con lo establecido en los apartados 11.15.1 al 11.15.4.

Lo señalado anteriormente solo es aplicable cuando los elementos que cargan la ménsula ocupan todo el peralte de la misma.

Las fracciones de carga supuesta actuando en la parte superior e inferior de la ménsula son aproximadas.

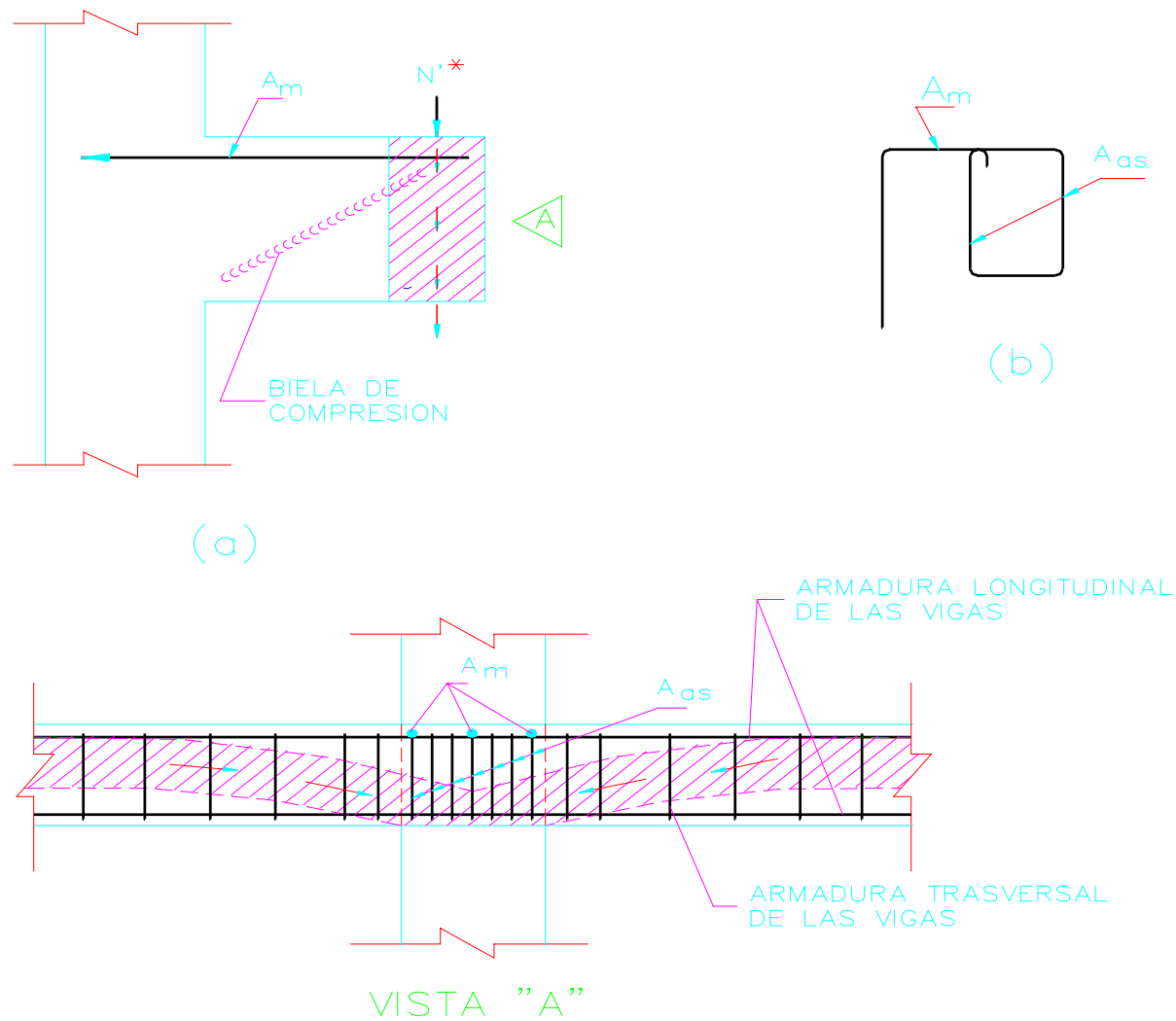


Figura 11.15.6.2 — Armadura secundaria y de suspensión

11.15.7 Armaduras de suspensión

Estas armaduras se calcularán según el apartado 11.8, suponiendo que $\alpha = 90^\circ$.

El espaciamiento cumplirá con lo establecido en los apartados 11.10.a, d y e. La cuantía mínima de estas armaduras cumplirá con lo establecido en el apartado 11.11.

12 Torsión

• Simbología

A área de acero en tracción

Ac	área de las ramas transversales de estribos para tomar los efectos combinados de torsión y cortante, en el tramo l_u
a_f	ancho de fisura, en mm
a_{fk}	ancho característico de la fisura
A_k	área efectiva en tracción del hormigón, en mm^2 , que rodea a las barras de refuerzo en tracción por flexión y que tiene el mismo centroide que dicho refuerzo, dividida entre el número de barras
A_l	área de las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos al centro de las barras más cercanas a esa fibra, en mm
A_t	área de una rama de estribo cerrado que resiste la torsión en la distancia t
b	ancho del alma
b₀	ancho del alma
B_h	área de la sección homogeneizada, en m^2
b_r	dimensión menor del rectángulo
C	cantidad que limita la distribución del acero de refuerzo por flexión
C_t	factor que relaciona las propiedades de esfuerzo cortante y torsión (1/m)
d	distancia del centro de la armadura en tracción por flexión a la fibra extrema
d_c	espesor del recubrimiento del hormigón, medido desde la fibra extrema en tracción al centro de las barras más cercanas a esa fibra, en mm
d'_c	espesor del recubrimiento hasta el centro de gravedad o mazo
e_p	excentricidad de la fuerza de tesado con respecto al centro de gravedad de la sección
h₀	espesor de la pared en una sección cajón
h_r	dimensión mayor del rectángulo
h_t	peralte total de la sección
i	radio de giro de la sección homogeneizada
I_{ti}	inercia a torsión del rectángulo analizado
l_u	longitud unitaria en la directriz de la pieza

M	momento de servicio
M^{*tr}	momento torsor de cálculo que actúa en el rectángulo analizado
M_{at}[*]	momento torsor aportado por el acero, en KN. m
M_{bt}[*]	momento torsor resistente aportado por el hormigón, en KN. m
M_{fis}	momento de fisuración
M_k	valor característico del momento de servicio
M_t[*]	momento torsor de cálculo
n	coeficiente de equivalencia
nϕ	cantidad de barras en tracción por flexión
P_k	valor característico de la fuerza de pretensado
R	distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta el núcleo convencional más alejado de la zona traccionada
R'_{bk}	tensión del hormigón en tracción por flexión
R'_{bkj}	valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada)
R_{ak}	resistencia característica del acero ordinario en tracción
R'_a	resistencia del acero ordinario en compresión
R'_b[*]	resistencia de cálculo del hormigón a compresión
R_{bkf}	valor característico de la resistencia a tracción por flexión del hormigón
t	espaciamiento de los estribos
v₁	distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta la fibra más comprimida
v₂	distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta la fibra más traccionada
x	posición del eje neutro
x₁	la menor dimensión centro a centro del estribo rectangular cerrado
y₁	la mayor dimensión centro a centro del estribo rectangular cerrado

z_f brazo del par de fuerzas interiores

β factor de profundidad

ΣI_{tr} sumatoria de la inercia a torsión de todos los rectángulos que componen la sección

σ_a, σ'_a tensión de tracción y compresión, respectivamente, del acero ordinario

I_h momento de inercia centroidal de la sección homogeneizada

γ_s coeficiente de condiciones de trabajo de los materiales

12.1 Generalidades

En los elementos lineales de hormigón armado, sometidos a esfuerzos de torsión (torsión pura o torsión combinada con flexión), con esfuerzos normales y esfuerzos cortantes, conviene distinguir:

- Los casos en los que la torsión sea una sollicitación secundaria porque no sea necesaria para el equilibrio y las deformaciones angulares estén limitadas por disposiciones de la obra (ej. la viga extrema de apoyo de una losa). En estos casos, a los efectos del cálculo pueden despreciarse los efectos de la torsión. Sólo se tomará la medida constructiva de cerrar bien los estribos, colocar acero mínimo longitudinal u otras medidas de este carácter.
- Los casos en los que la torsión sea una sollicitación importante, necesaria para el equilibrio (ej. la viga de apoyo de una placa volada de gran luz). Para estos casos se cumplirán las especificaciones de los apartados 12.2 a 12.5.

12.2 Dimensiones para comprobar la sección

12.2.1 Sección rectangular

Las dimensiones necesarias para el cálculo de una sección rectangular aparecen indicadas en la figura 12.2.1.

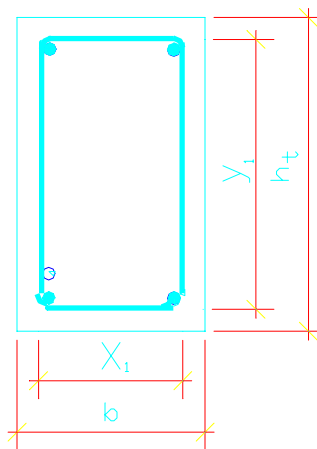


Figura 12.2.1 — Sección rectangular

12.2.2 Sección T.

Para secciones T (véase 9.2) se hará la división en sus rectángulos componentes (véase figura 12.2.2.a) de forma tal que no se solapen y que se cumpla que $\sum b_r^2 h_r$ sea la mayor posible. El ancho sobresaliente del ala de la sección no debe exceder en 3 veces el espesor de la misma. Si en todos los rectángulos componentes se colocan estribos cerrados (véase figura 12.2.2.a), se podrá analizar cada uno como un rectángulo individual (véase figura 12.2.2.b), donde el momento torsor de cálculo que actúa en cada rectángulo se determina a través de la siguiente expresión:

$$M_{tr}^* = M_t^* \frac{I_{ti}}{\sum I_{tr}}$$

donde:

M_{tr}^* momento torsor de cálculo que actúa en el rectángulo analizado

I_{ti} inercia a torsión del rectángulo analizado

$\sum I_{tr}$ suma de la inercia a torsión de todos los rectángulos que componen la sección

b_r dimensión menor del rectángulo

h_r dimensión mayor del rectángulo

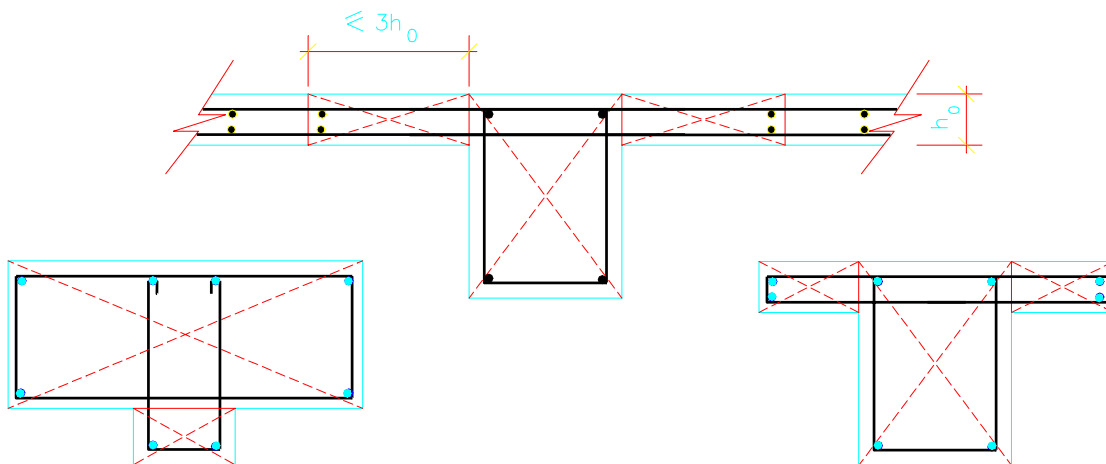


Figura 12.2.2.a — División en rectángulos componentes para secciones T

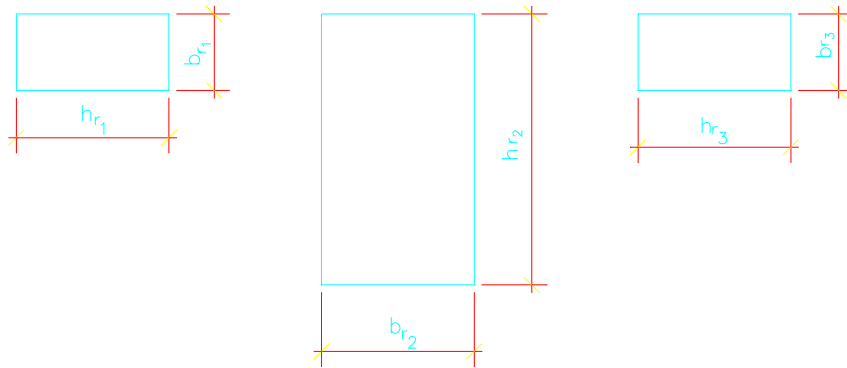
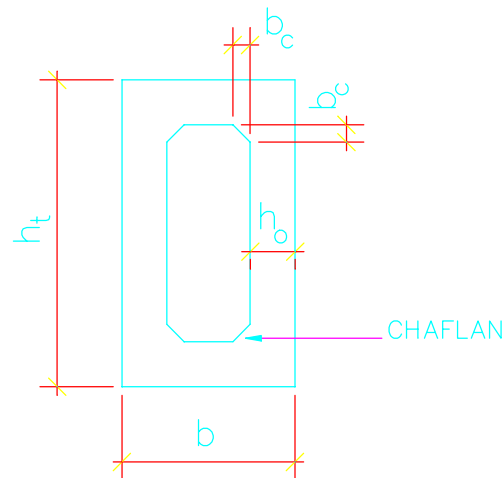


Figura 12.2.2.b — Dimensiones de cada uno de los rectángulos de una sección T

12.2.3 Sección cajón.

Una sección cajón puede considerarse como una sección sólida siempre que el espesor de la pared h_0 (véase figura 12.2.3) sea por lo menos $b/4$. Una sección cajón con un espesor de pared menor que $b/4$, pero mayor que $b/10$, puede considerarse también como una sección sólida, pero en este último caso, para el cálculo del momento torsor resistente, al término $b^2 h_t$ se le aplicará el



factor de disminución $\frac{4h_0}{b}$.

Figura 12.2.3 — Sección cajón

En toda sección cajón se colocarán chaflanes en sus esquinas interiores. Cuando el refuerzo longitudinal por torsión sea menor que 8 barras distribuidas alrededor del perímetro de la sección, el chaflán tendrá una base mínima b_c de $b/6$. Si el refuerzo longitudinal por torsión es mayor o igual que 8 barras distribuidas alrededor del perímetro de la sección, el valor b_c del chaflán será como mínimo de $b/12$, pero no mayor de 10 cm.

12.3 Capacidad total de resistencia a la torsión.

12.3.1 Los efectos de la torsión se tendrán en cuenta si:

$$M_t^* \geq \left(40 \sqrt{R_b^*} \sum b_r^2 h_r \right) \gamma_s \quad \text{Para secciones rectangulares y T}$$

M_t^* momento torsor de cálculo [kN-m]

b_r dimensión menor del rectángulo [m]

h_r dimensión mayor del rectángulo [m]

R_b^* en MPa

12.3.2 De tenerse en cuenta los efectos de la torsión deberá cumplirse que:

$$M_t^* \leq (M_{bt}^* + M_{at}^*) \gamma_s$$

- El momento torsor resistente aportado por el hormigón M_{bt}^* (kNm), se calcula a través de la siguiente expresión:

$$M_{bt}^* = \frac{60 \sqrt{R_b^*} \sum b_r^2 h_r}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 T_r^*}{c_t M_t^*} \right)^2}} \quad ; T_r^* \text{ en (KN)}$$

donde:

C_t factor que relaciona las propiedades de esfuerzo cortante y torsión ($1/m$)

$$C_t = \frac{b_0 \cdot h}{\sum b_r^2 \cdot h_r}$$

$\sum b_r^2 h_r$ sumatoria que resulta de dividir una sección T en sus rectángulos componentes. Véase apartado 12.2.2.

Se debe cumplir que $M_t^* \leq 5 M_{bt}^* \gamma_s$

- El momento torsor aportado por el acero M_{at}^* se calcula a través de la siguiente expresión:

$$M_{at}^* = \frac{A_t \alpha x_1 y_1 R_{at}^*}{t} \quad ; M_{at}^* \text{ en (KNm)}$$

A_t área de una rama de estribo cerrado que resiste la torsión en la distancia t

x_1 la menor dimensión centro a centro del estribo rectangular cerrado (mm)

y_1 la mayor dimensión centro a centro del estribo rectangular cerrado (mm)

t espaciamiento de los estribos (mm)

$$\alpha = (0,66 + 0,33 \frac{y_1}{x_1}) \leq 1,5$$

12.3.3 El área de las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados debe ser la mayor de las siguientes:

$$A_{l1} = \frac{2A_t(x_1 + y_1)}{t}$$

A_{l1} en mm^2

b en mm

R_a^* en MPa

$$A_{l1} = \left[\frac{2,8bt}{R_a^*} \left(\frac{M_t^*}{M_t + \frac{T_r^*}{3c_t}} \right) - V \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{t} \right)$$

donde V es el mayor de los siguientes valores:

- $2 A_t$; A_t en mm^2
- $\frac{0,35bt}{R_a^*}$

12.4 Disposiciones relativas a las armaduras.

12.4.1 Donde se requiera refuerzo por torsión, este debe proporcionarse adicionalmente al acero de refuerzo requerido por cortante, flexión y fuerza axial.

12.4.2 El acero de refuerzo requerido por torsión se debe combinar con el requerido por otras sollicitaciones, teniéndose en cuenta que cuando se combinan los estribos para cortante y torsión, A_t se refiere a una rama de un estribo cerrado, mientras que A_v se refiere a todas las ramas del estribo.

12.4.3 La armadura transversal estar constituida por estribos cerrados que sigan el contorno de la sección, normales al eje longitudinal de la pieza.

Las extremidades de cada estribo deben ser provistas de anclaje con ganchos largos doblados convenientemente alrededor de las barras principales o longitudinales de refuerzo, o preferiblemente por soldadura. En uno u otro caso, deben ser capaces de resistir la fuerza desarrollada por el acero del estribo, correspondiente a su resistencia minorada.

El espaciamiento "t" de los estribos no deberá ser mayor del 85% de la menor dimensión del núcleo de hormigón, constituido por el área de hormigón que limita el eje del estribo, ni mayor que 30 cm.

12.4.4 La armadura longitudinal se distribuirá uniformemente a través del perímetro de la sección, con separación no mayor de 30 cm, ubicándose al menos una barra en cada esquina. En caso de obtenerse áreas grandes de acero, es preferible colocar barras de pequeño diámetro distribuidas en todo el perímetro que barras de diámetro grande en las esquinas.

Si la sección es circular se colocará, como mínimo, una barra en cada extremo de dos diámetros normales, haciendo un total de cuatro barras.

12.5 Cuantía mínima de las armaduras.

Cuando $M_t^* \geq \left(40 \cdot \sqrt{R_b^*} \cdot \sum b_r^2 \cdot h_r \right) \cdot \gamma_s$

a) Se colocará un área mínima de estribos cerrados, que incluirá los efectos de torsión y cortante, debiendo cumplirse que:

$$\Sigma (A_c \cdot R_a^*) \geq 0,02 R_b^* b_0 \cdot l_u$$

donde:

A_c área de las ramas transversales de estribos para tomar los efectos combinados de torsión y cortante, en el tramo l_u

b_0 ancho del alma

l_u longitud unitaria en la directriz de la pieza

b) Se colocará un área de barras longitudinales según lo especificado en 12.3.3.

13 Estados límites de fisuración

Las exigencias funcionales o de durabilidad imponen limitaciones a la fisuración de los elementos estructurales en la fase de explotación o las fases de construcción.

La agresividad del medio ambiente, la sensibilidad de las armaduras a la corrosión y, eventualmente, otras condiciones particulares, tales como las de estanqueidad o estado de las superficies, requieren verificar, para diferentes combinaciones de acciones, que ciertos estados límites de fisuración no sean alcanzados.

• Simbología

A área de acero en tracción

af ancho de fisura, en mm

a_fk	ancho característico de la fisura
A_k	área efectiva en tracción del hormigón, en mm ² , que rodea a las barras de refuerzo en tracción por flexión y que tiene el mismo centroide que dicho refuerzo, dividida entre el número de barras
A_l	área del refuerzo longitudinal por metro de altura en cada cara lateral
B_h	área de la sección homogeneizada, en m ²
d	distancia del centro de la armadura en tracción por flexión a la fibra extrema
d_c	espesor del recubrimiento del hormigón, medido desde la fibra extrema en tracción al centro de las barras más cercanas a esa fibra, en mm
e_p	excentricidad de la fuerza de tesado con respecto al centro de gravedad de la sección homogeneizada
h_t	peralte total de la sección
I_h	momento de inercia centroidal de la sección homogeneizada
i	radio de giro de la sección homogeneizada
M	momento de servicio
n_φ	cantidad de barras en tracción por flexión
P_k	valor característico de la fuerza de pretensado
R	distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta el núcleo convencional más alejado de la zona traccionada
r	distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta el núcleo
R'_{bkj}	valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada)
R_{ak}	resistencia característica del acero ordinario en tracción
R_{bkf}	valor característico de la resistencia a tracción por flexión del hormigón
v₁	distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta la fibra más comprimida
v₂	distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta la fibra más traccionada

- x** posición del eje neutro
- z_f** brazo del par de fuerzas interiores
- β** factor de profundidad

13.1 Definición de los estados límites de fisuración

En orden de condiciones restrictivas decrecientes, y de aplicación para todo el dominio de las estructuras de hormigón, estos estados límites de fisuración son los siguientes:

- Estado límite de descompresión
- Estado límite de formación de fisuras
- Estado límite de abertura de fisuras

13.1.1 Estado límite de descompresión

Es el estado en el cual, bajo la combinación de acciones consideradas, la tensión normal de compresión de la fibra externa menos comprimida, calculada para una sección considerada homogeneizada, es nula.

13.1.2 Estado límite de formación de fisuras

Es el estado en el cual, bajo la combinación de las acciones consideradas, la tensión de tracción de la fibra externa más traccionada, calculada considerando la sección homogeneizada, es igual a la resistencia característica a la tracción del hormigón, según apartados 6.3.2.1 ó 6.3.2.2, en dependencia del predominio de la sollicitación actuante.

13.1.3 Estado límite de abertura de fisuras

Es el estado en el cual, bajo la combinación de las acciones consideradas, el ancho característico de la fisura (a_{fk}), calculado a nivel del centro de gravedad de las armaduras más próximas a la fibra más traccionada, considerando la sección fisurada, es igual a un valor especificado en función de las condiciones del medio ambiente y de la sensibilidad a la corrosión de las armaduras.

13.2 Exigencias debidas a la durabilidad

Las exigencias concernientes a la durabilidad se definen en función:

- Del ambiente en el cual se encuentra la estructura o el elemento considerado, y
- De la sensibilidad de las armaduras a la corrosión

13.2.1 Condiciones de ambiente

Las condiciones de ambiente son divididas en tres categorías como se indica a continuación:

a) Ambiente no agresivo:

- Interiores de edificaciones en los que la humedad relativa del aire es inferior al 60 %

b) Ambiente agresivo:

- Interiores de edificaciones donde la humedad es elevada o pueden existir, ocasionalmente, vapores corrosivos.
- Estructuras en intemperie de atmósfera rural o urbana sin fuertes condensaciones de grado agresivo.
- Suelos ordinarios.

c) Ambiente muy agresivo:

- Líquidos conteniendo sustancias corrosivas o agresivas, ácidos disueltos, aguas salinas o fuertemente oxigenadas.
- Gases corrosivos
- Suelos particularmente corrosivos
- Atmósferas corrosivas (industrial o marítima)

13.2.2 Sensibilidad de las armaduras a la corrosión

Las condiciones de sensibilidad de las armaduras a la corrosión son divididas en dos categorías, como se indica a continuación.

a) Armaduras muy sensibles

Se consideran como muy sensibles a la corrosión, las armaduras de diámetro menor o igual a 4 mm, cualquiera que sea su tipo o resistencia, y los aceros estirados en frío sometidos a una tracción permanente superior a 400 MPa, en particular, todos los aceros de pretensado, excepto aquellos que estén bien protegidos.

b) Armaduras normalmente sensibles

Se consideran como normalmente sensibles a la corrosión, todos los otros tipos de armaduras, en particular, las barras de refuerzo de aceros naturales utilizadas en el hormigón armado.

No obstante, deberán tomarse medidas especiales cuando se prevean riesgos de fragilidad de las armaduras a causa de fenómenos de corrosión bajo tensión o en presencia de hidrógeno.

13.2.3 Selección de los estados límites de fisuración a verificar

La selección de los estados límites de fisuración se hace sobre la base de la tabla 13.2.3. En dicha tabla se considera:

Frecuente. Incluye las cargas permanentes y las cargas temporales de corta y larga duración.

Casi permanente. Incluye las cargas permanentes y las cargas temporales de larga duración.

No obstante, en las fases de construcción, el estado límite de formación de fisuras no deberá considerarse para las combinaciones excepcionales o raras de las acciones, excepto en los casos en que su valor sea mayor al correspondiente a las acciones permanentes.

Tabla 13.2.3 — Selección de los estados límites de fisuración

Grupo	Condiciones Ambientales	Combinación de las acciones	Sensibilidad de las armaduras a la corrosión			
			Muy sensible		Normalmente sensible	
			Estado Límite	a_{fk} (mm)	Estado Límite	a_{fk} (mm)
a	No Agresivas	Frecuente	Aberturas de fisuras	$\leq 0,2$	Aberturas de fisuras	$\leq 0,3$
		Casi permanente	Aberturas de fisuras	$\leq 0,1$	Aberturas de fisuras	$\leq 0,2$
b	Agresivas	Frecuente	Aberturas de fisuras	$\leq 0,1$	Aberturas de fisuras	$\leq 0,2$
		Casi permanente	Formación de fisuras	-	Aberturas de fisuras	$\leq ,15$
c	Muy Agresivas	Frecuente	Formación de fisuras y/o descompresión	-	Aberturas de fisuras	$\leq 0,1$
		Casi permanente	Descompresión	-	Aberturas de fisuras	$\leq ,05$

NOTA 1: Se podrá incrementar un 30 % sobre los valores de abertura de fisuras, señalados en la tabla 13.2.3, cuando en las combinaciones actúan cargas especiales y/o excepcionales. No se tomarán valores superiores a 0,3 mm.

NOTA 2: En el caso de los puentes de ferrocarril se usarán los valores correspondientes a descompresión para las armaduras muy sensibles y abertura de fisura $\leq 0,2$ mm para armaduras normalmente sensibles, independientemente de las condiciones ambientales.

13.2.4 Exigencias debidas a la compresión del hormigón

En ciertos casos (como el del hormigón pretensado), es necesario limitar las tensiones de compresión del hormigón en condiciones de utilización, bajo la acción de cargas excepcionales, en fase de explotación o en fase de construcción, a un valor de $0,6 R'_{bk}$; y bajo la acción de cargas usuales a $0,5 R'_{bk}$.

13.3 Verificación de los estados límites de fisuración en vigas y losas en una dirección

13.3.1 Verificación del estado límite de descompresión

La comprobación en el estado límite de descompresión consiste en asegurar que no se alcanza ninguna descompresión del hormigón en la sección considerada, bajo la combinación de las acciones más desfavorables.

Para esta comprobación se calculan las solicitaciones mediante métodos elásticos, a partir de las combinaciones de las cargas características y considerando la sección homogeneizada.

13.3.2 Verificación del estado límite de formación de fisuras

La comprobación en el estado límite de formación de fisuras se realiza calculando las solicitaciones mediante métodos elásticos, a partir de las combinaciones de las cargas características consideradas.

a) En la zona de tracción

La comprobación en el estado límite de formación de fisuras consiste en asegurar que se satisfacen cualesquiera de las condiciones siguientes:

- La tensión del hormigón en tracción por flexión, calculada en sección homogeneizada no fisurada, está limitada al valor característico de la resistencia a tracción por flexión del hormigón (R_{bkf}) de acuerdo con el apartado 6.3.2.2 de esta norma.
- El valor característico del momento de servicio (M) debe ser menor o igual que el momento de fisuración (M_{fis}) determinado por:

$$M_{fis} = P_k (e_p + r) + \frac{R_{bkf} I_h}{V_2} \quad (\text{MN-m})$$

donde:

P_k valor característico de la fuerza de pretensado según apartado 5.2

e_p excentricidad de la fuerza de tesado con respecto al centro de gravedad de la sección homogeneizada (m)

r distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada (m) hasta el núcleo convencional más alejado de la zona traccionada (m) y está dada por:

$$r = \frac{i^2}{v}$$

i radio de giro de la sección homogeneizada (m) y está dado por:

$$i = \sqrt{\frac{I_h}{B_h}}$$

donde:

I_h momento de inercia centroidal de la sección homogeneizada, según apartado 4.1.42, (m^4)

B_h área de la sección homogeneizada, (m²)

v_1 distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta la fibra más comprimida, (m)

v_2 distancia desde el centro de gravedad de la sección homogeneizada hasta la fibra más traccionada (m)

R_{bkf} según 6.3.2.2

b) En la zona de compresión

La comprobación de este estado límite consiste en asegurar que no se producirá ninguna microfisuración inicial perjudicial para la durabilidad del elemento considerado, en el momento del tesado y de las fases de construcción, en las zonas fuertemente comprimidas.

Es, en efecto, muy importante evitar no solamente la formación de fisuras de tracción en la zona menos comprimida, sino también en hormigón pretensado, evitar una microfisuración inicial en el interior del hormigón de la zona fuertemente comprimida, en el tesado.

Las hipótesis de comprobación son las siguientes:

- El diagrama tensión - deformación se supone rectilíneo
- La resistencia de la zona comprimida del hormigón se calcula con una tensión limitada a:

$$R'_{bj}^* = \frac{R'_{bkj}}{1,6}$$

donde:

R'_{bkj} valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada)

La capacidad de resistencia obtenida debe ser superior o igual a las solicitaciones provocadas por las acciones (no afectadas de coeficientes de cargas), existentes en el día j de las operaciones consideradas.

En lo que respecta a las acciones, las cargas permanentes deben calcularse con prudencia hacia los valores más pequeños, y la fuerza de pretensado, con el valor mayorado definido en el capítulo 6 de esta norma.

Esta comprobación exime la del estado límite de rotura para la fase considerada con acción mínima, salvo en el caso de piezas manipuladas o transportadas sin que las armaduras de pretensado estén solidarizadas con el hormigón (armaduras en vainas no inyectadas o armaduras exteriores).

13.3.3 Verificación del estado límite de abertura de fisuras

13.3.3.1 No se requiere la comprobación de este estado límite cuando se cumplen los requisitos del 13.3.3.2 al 13.3.3.5 y además las estructuras no están expuestas a medios muy agresivos.

13.3.3.2 Las armaduras de tracción deberán elegirse y disponerse adecuadamente en las zonas de flexión máxima de la sección transversal del elemento, siguiendo las estipulaciones de 13.3.3.3, a fin de controlar el agrietamiento y limitar el ancho de fisura.

13.3.3.3 Cuando la resistencia a la fluencia R_{ak} para el acero de refuerzo en tracción sea mayor o igual a 280 MPa, las secciones transversales de momentos máximos positivos y negativos deberán reforzarse de modo que el valor de C dado por:

$$C = \sigma_a \sqrt[3]{d_c A_k}$$

no exceda de:

- En vigas:
 - 23 000 N/mm, para ambiente protegido
 - 15 300 N/mm, para ambiente normal
 - 7 600 N/mm, para ambiente agresivo

Que corresponde a anchos límites de fisuras de 0,3; 0,2 y 0,1 mm, respectivamente.

- En losas: 0,88 de los valores dados para vigas

En la expresión anterior:

C = cantidad que limita la distribución del acero de refuerzo por flexión

$$\sigma_a = \frac{M}{A z_f} \quad \text{Mpa}$$

donde:

M momento de servicio

A área de acero en tracción

z_f brazo del par de fuerzas interiores. Para hormigón armado sin esfuerzo tesado se permite tomar z_f :

- Para sección rectangular sin refuerzo a compresión:

$$\text{si } n\omega \geq 0,15 \quad z_f = 0,8 h$$

si $n\omega < 0,15$ $z_f = 0,85 h$

n coeficiente de equivalencia véase 9.1

- Para secciones de forma T y vigas rectangulares con refuerzo a compresión $z_f = 0,9 h$

Para cálculos simplificados, en estructuras normales, se puede considerar $\sigma_a = 0,60 R_{ak}$.

d_c espesor del del recubrimiento de hormigón, medido desde la fibra extrema en tracción al centro de las barras más cercanas a esa fibra, en mm

A_k área efectiva en tracción del hormigón (mm^2) que rodea a las barras de refuerzo en tracción por flexión y que tiene el mismo centroide que dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (véase figura 13.3.3.3). Cuando el refuerzo por flexión esté dado por barras de diferentes diámetros, la cantidad de éstas debe calcularse como el área total de refuerzo, dividida entre el área de la barra de mayor diámetro.

Para el caso de la sección rectangular:

$$A_k = \frac{2bd}{n\phi}$$

$n\phi$ cantidad de barras en tracción por flexión

d distancia del centro de gravedad de la armadura en tracción por flexión a la fibra extrema

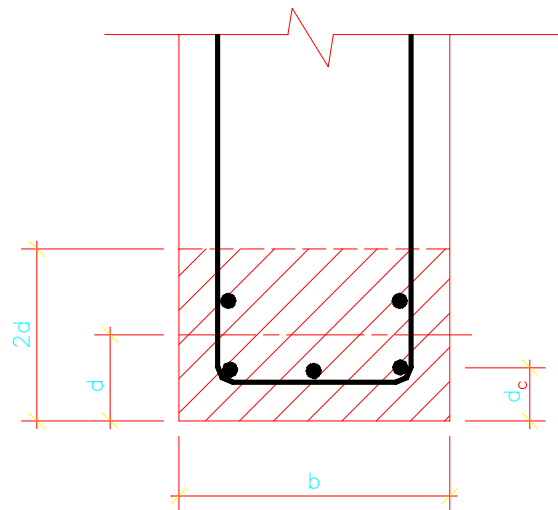


Figura 13.3.3.3 —Área efectiva del hormigón en tracción

13.3.3.4 En viga T (véase 9.2), con el ala trabajando a tracción, parte del acero de refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse sobre el ancho efectivo del ala o un ancho igual a 1/10 de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de 1/10 de la luz, se debe proporcionar algo de acero de refuerzo longitudinal en las porciones exteriores del ala.

13.3.3.5 Si el peralte del alma mide más de 90 cm, debe distribuirse, uniformemente, acero de refuerzo longitudinal a lo largo de ambas caras laterales del elemento, en la zona de $h/2$ más próxima al acero de refuerzo de tracción por flexión. El área del refuerzo longitudinal A_1 por metro de altura en cada cara lateral debe ser:

$$A_1 \geq h - 750$$

donde h y A_1 en mm y mm^2 , respectivamente

El espaciamiento máximo del acero de refuerzo longitudinal no debe exceder al menor de los valores $h/6$ ó 300 mm. Tal refuerzo puede incluirse en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de las deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras individuales.

13.3.3.6 Se verificará el estado límite de abertura de fisuras en los siguientes casos:

- Cuando no se satisfaga lo planteado en 13.3.3.1
- En estructuras sujetas a ambientes muy agresivos
- Cuando se diseñen las estructuras para ser estancas a líquidos y gases.

Dicha verificación se hará mediante la expresión empírica:

$$a_f = 1,1 \times 10^{-5} \beta \cdot \sigma_a \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_k}$$

donde:

a_f ancho de fisura (en mm)

d_c , A_k en mm y mm^2 , respectivamente.

$$\beta = \frac{h_t - x}{h - x} \quad (\text{llamado factor de profundidad})$$

σ_a en MPa

Se puede admitir un valor promedio de $\beta = 1,20$ para vigas y de 1,35 para losas.

x posición del eje neutro

h_t peralte total de la sección

13.3.3.7 Cuando se utilicen grupos o mazos de barras de refuerzo en tracción, el ancho de fisura se determinará por la expresión:

$$a_f = 1,1 \times 10^{-5} \beta \cdot \sigma_a \cdot \sqrt[3]{d'_c \cdot A'_k}$$

donde:

d'_c espesor del recubrimiento hasta el centro de gravedad del grupo o mazo

$$A'_k = \frac{2bd}{kn_\phi} \quad (\text{para sección rectangular})$$

tomando para k los siguientes valores:

k = 0,815 para 2 barras

k = 0,650 para 3 barras

13.4 Casos especiales

Para los elementos pretensados por medio de cables no adherentes, deberá considerarse solamente el estado límite de descompresión. Sólo en condiciones excepcionales se permitirán los estados límites de formación o de abertura de fisuras, a reserva de disponer de una armadura adherente complementaria que satisfaga las exigencias con respecto a los estados límites último y de utilización.

14 Estados límites de deformación

• Simbología

b	ancho de la sección, ancho del alma en secciones T
b_e	ancho efectivo del ala en secciones T
d'	recubrimiento (a eje) del acero en compresión
E'_b	módulo de deformación (secante) del hormigón
f_p	flecha inmediata debida a la carga permanente (aplicando el valor de I_e o E'_b , I_h calculado para carga permanente)
f_{pt}	flecha inmediata debida a la carga permanente más la carga temporal (aplicando el valor de I_e o E'_b , I_h correspondiente a esta combinación)
f_{ptld}	flecha inmediata debida a la carga permanente más el % de carga temporal de larga duración (aplicando el valor de I_e o E'_b , I_h correspondiente a esta combinación)

f_{te}	flecha inmediata debida a la carga temporal. Debe ser calculada para la condición más desfavorable en función del valor de I_e o $E'_b I_h$, según se trate de sección fisurada o no fisurada, respectivamente
f_{tld}	flecha inmediata debida al de carga temporal de larga duración. Debe ser calculada para la condición más desfavorable en función del valor de I_e o $E'_b I_h$
f_{tot}	flecha total. Se calculará por:
h_o	espesor del ala en secciones T
I_b	momento de inercia de la sección bruta
I_e	momento de inercia efectivo
I_{ep}	momento de inercia efectivo promedio
I_{fis}	momento de inercia centroidal de la sección fisurada
I_h	momento de inercia centroidal de la sección homogeneizada
M	momento de servicio máximo actuante
M_{fis}	momento de fisuración
n	coeficiente de equivalencia
R_{ak}	resistencia característica del acero ordinario en tracción
T	factor dependiente del tiempo
x	posición del eje neutro
ω'	cuantía geométrica del refuerzo en compresión, en el centro de la luz para vigas simples o continuas y en el punto de apoyo para voladizos
λ_{∞}	factor calculado para t infinito
τ_{dl}^*	tensión de cálculo sobre la longitud en la que se desarrolla la adherencia distribuida uniformemente
λ_t	factor calculado para la duración esperada del % de carga temporal de larga duración

14.1 Los elementos de hormigón armado sujetos a flexión deben diseñarse para tener una rigidez adecuada, a fin de limitar las flechas o cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o la condición de servicio de una estructura.

14.2 Para satisfacer el requisito de 14.1, sin la necesidad de la comprobación por deformación (cálculo de flechas), se dan valores de peralte total mínimo en la tabla 14.2, correspondientes a

elementos de hormigón armado (no pretensados) trabajando en una dirección y que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos, susceptibles de dañarse por grandes flechas. Pueden utilizarse valores menores que los reflejados en la tabla 14.2, siempre que se haga la comprobación correspondiente por deformación.

Tabla 14.2 — Peraltos mínimos

Condiciones de apoyo	R_{ak} (Mpa)	Losas macizas en una dirección	Vigas o losas ner- vadas en una di- rección
Simplemente apoyadas	280	1 / 25	1 / 20
	420	1 / 20	1 / 16
Con un extremo continuo	280	1 / 30	1 / 23
	420	1 / 24	1 / 18,5
Ambos extremos continuos	280	1 / 35	1 / 26
	420	1 / 28	1 / 21
En voladizo	280	1 / 12,5	1 / 10
	420	1 / 10	1 / 8

NOTA 1: Los valores dados en la tabla corresponden a elementos de hormigón de peso normal.

NOTA 2: Para valores de R_{ak} diferentes de los tabulados, multiplicar los valores correspondientes a $R_{ak} = 420$ MPa por $\left(0,4 + \frac{R_{ak}}{700}\right)$.

14.3 Cálculo de flechas en elementos no pretensados solicitados a flexión

Se distinguen dos tipos de flechas, las inmediatas y las adicionales a largo plazo.

14.3.1 Para el cálculo de las flechas inmediatas de elementos prismáticos se utilizarán los métodos o fórmulas usuales para las flechas elásticas, introduciendo en el cálculo los valores característicos de las cargas y las resistencias de los materiales, ya que el estudio de las deformaciones debe realizarse para la pieza en condiciones de servicio.

Para el cálculo de las flechas inmediatas deben distinguirse los casos siguientes:

Caso I. Estado no fisurado. Se consideran elementos no fisurados aquellos para los cuales la tensión de tracción por flexión, actuante en la fibra extrema, es menor que la resistencia a tracción por flexión del hormigón R_{bkf} (véase apartados 6.2.2.2 y 6.3.2.2).

Caso II. Estado fisurado. Se desarrollan en este estado diversos grados de agrietamiento a lo largo de la pieza que deben ser considerados en los cálculos.

14.3.2 Cálculo de la flecha inmediata en elementos no fisurados.

Se utilizarán los métodos o fórmulas usuales para las flechas elásticas, tomándose la rigidez como $E'_b I_h$, donde:

E'_b módulo de deformación (secante) del hormigón según 6.2.4.

I_h momento de inercia centroidal de la sección homogeneizada (véase 4.1.42). Para cálculos aproximados se permite utilizar el momento de inercia de la sección bruta (I_b).

14.3.3 Cálculo de la flecha inmediata en elementos fisurados.

Se utilizarán los métodos o fórmulas usuales para las flechas elásticas, tomándose la rigidez como $E'_b I_e$, donde:

E'_b módulo de deformación (secante) del hormigón según 6.2.4.

I_e momento de inercia efectivo calculado por:

$$I_e = I_{fis} + \left(\frac{M_{fis}}{M} \right)^3 (I_h - I_{fis}) \leq I_h$$

donde:

I_{fis} momento de inercia centroidal de la sección fisurada

M_{fis} momento de fisuración según 13.3.2.a con el primer término de esa expresión igual a cero por tratarse de elementos no pretensados.

M momento de servicio máximo actuante

I_h momento de inercia centroidal de la sección homogeneizada (Véase 4.1.42). Para cálculos aproximados se permite utilizar el momento de inercia de la sección bruta (I_b)

NOTA: El cálculo de I_e en elementos isostáticos se hará para la sección de máximo momento actuante.

14.3.3.1 Cálculo del momento de inercia centroidal de la sección fisurada, I_{fis} .

La profundidad del eje neutro x , necesaria para calcular el momento de inercia, debe ser determinada del equilibrio de fuerzas horizontales considerando, además, que el hormigón de la zona traccionada no resiste ninguna tracción.

- Para sección rectangular sin refuerzo a compresión (véase figura 14.3.3.1.a):

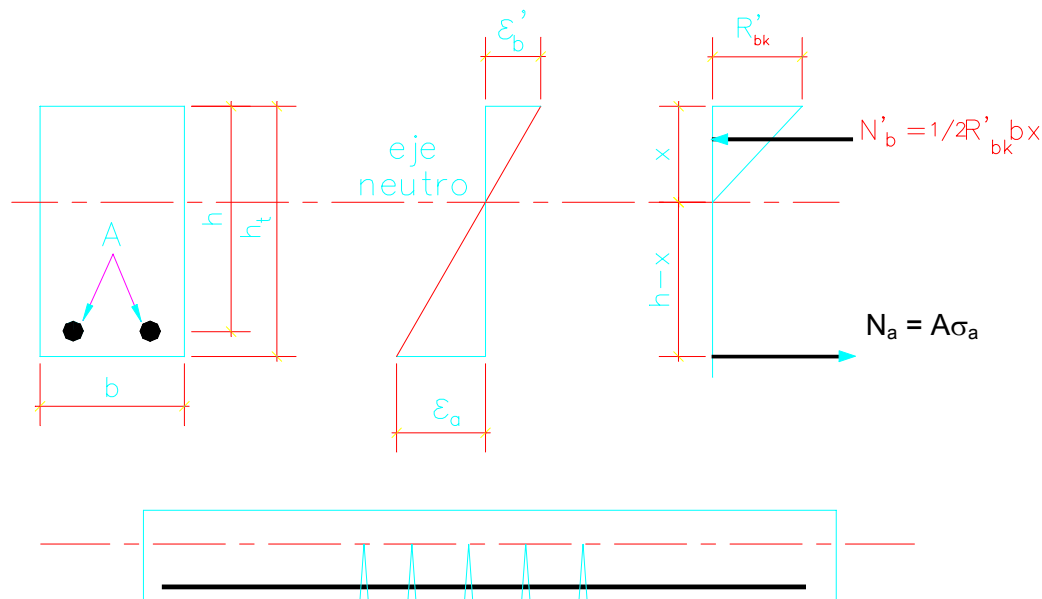


Figura 14.3.3.1.a — Profundidad del eje neutro - sin refuerzo a compresión

$$I_{fis} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A \cdot (h - x)^2$$

donde x , profundidad del eje neutro, se determina resolviendo la ecuación de segundo grado:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A \cdot x - n \cdot A \cdot h = 0$$

– Para sección rectangular con refuerzo a compresión (véase figura 14.3.3.1.b):

$$I_{fis} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A \cdot (h - x)^2 + (n - 1) \cdot A' \cdot (x - d')^2$$

donde x se determina resolviendo la ecuación de segundo grado:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + [(n \cdot A) + (n - 1) \cdot A']x - n \cdot A \cdot h - (n - 1) \cdot A' \cdot d' = 0$$

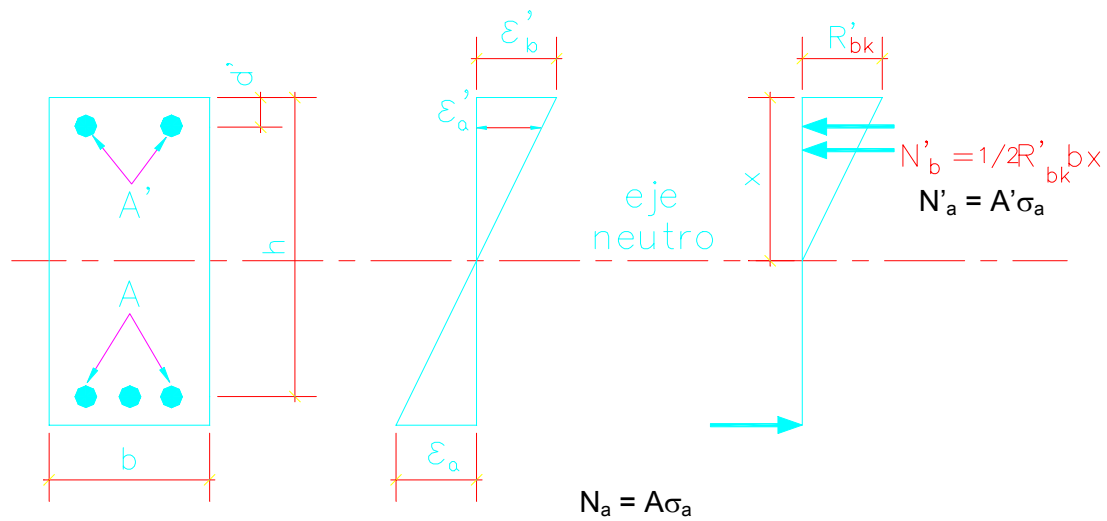


Figura 14.3.3.1.b — Profundidad del eje neutro - con refuerzo a compresión

– Para sección T:

- Si la sección T trabaja como una sección rectangular, el I_{fis} se calculará igual que en los casos anteriores, sustituyendo b por b_e .
- Si la profundidad del eje neutro cae dentro del alma (véase figura 14.3.3.1.c):

$$I_{fis} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot (x - h_0)^3 + \frac{1}{12} \cdot b_e \cdot h_0^3 + b_e \cdot h_0 \cdot \left(x - \frac{h_0}{2} \right)^2 + n \cdot A \cdot (h - x)^2$$

donde x se determina resolviendo la ecuación de segundo grado:

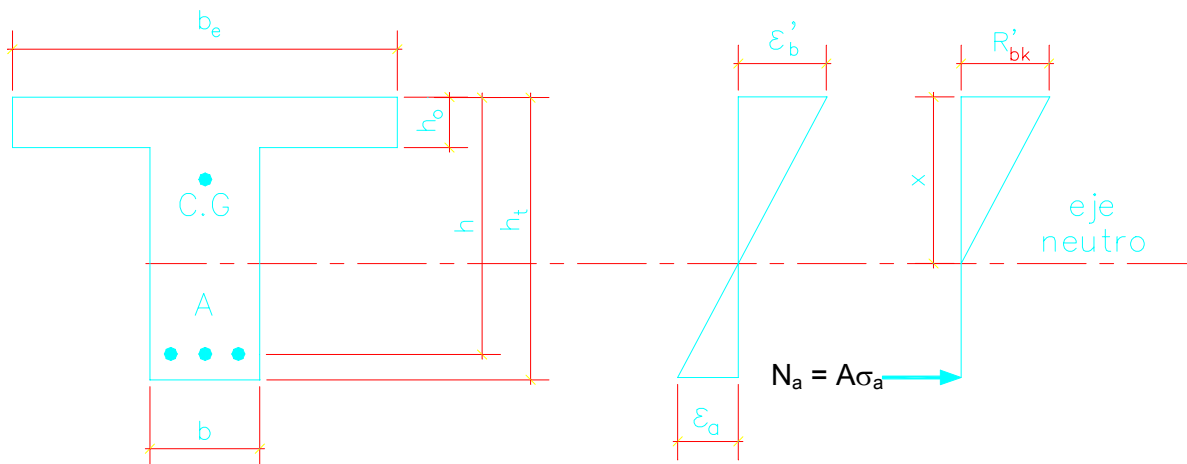


Figura 14.3.3.1.c — Eje neutro dentro del alma

En las fórmulas anteriores:

n coeficiente de equivalencia (Véase 9.1)

b ancho de la sección, ancho del alma en secciones T

b_e ancho efectivo del ala en secciones T

h_0 espesor del ala en secciones T

d' recubrimiento (a eje) del acero en compresión (véase 4.2).

14.3.3.2 Momento de inercia efectivo I_e en vigas continuas

Para el cálculo de la flecha inmediata se utilizará un momento de inercia efectivo promedio (I_{ep}) calculado como sigue:

a) Viga con ambos extremos continuos:

$$I_{ep} = 0,70 I_m + 0,15 (I_{e1} + I_{e2})$$

b) Viga con un solo extremo continuo:

$$I_{ep} = 0,85 I_m + 0,15 (I_{ec})$$

c) Viga continua sometida a una carga pesada concentrada:

$$I_{ep} = I_m$$

donde:

I_m I_e en la sección central de la luz

I_{e1}, I_{e2} I_e en los respectivos extremos de la viga

I_{ec} I_e del extremo continuo

NOTA: Para cálculos aproximados se permite en vigas continuas utilizar solo el valor de I_e correspondiente al centro de la luz.

14.3.4 Cálculo de la flecha adicional a largo plazo

La flecha adicional a largo plazo, resultante de la retracción y fluencia, se determinará multiplicando la flecha inmediata, causada por la carga sostenida, por el factor:

$$\lambda = \frac{T}{1 + 50\omega'}$$

donde:

ω' cuantía geométrica del refuerzo en compresión, en el centro de la luz para vigas simples o continuas y en el punto de apoyo, para voladizos

T factor dependiente del tiempo, que se tomará igual a:

5 años o más	2,0
12 meses	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0

Para valores intermedios de tiempo puede utilizarse la figura 14.3.4.

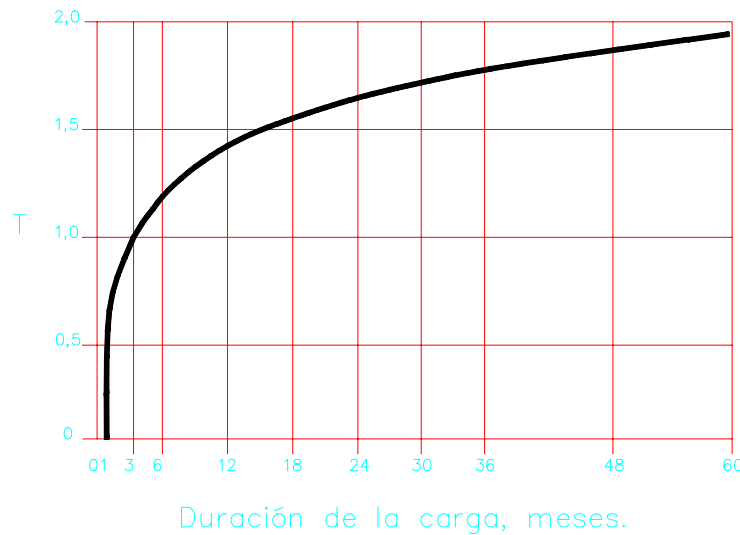


Figura 14.3.4

14.3.5 Cálculo de la flecha total

A fin de satisfacer los requerimientos de la tabla de flechas permisibles (tabla 14.5), la flecha total se calculará por:

$$f_{\text{tot}} = f_{\text{te}} + \lambda_{\infty} f_p + \lambda_t f_{\text{tld}}$$

donde:

f_{te} flecha inmediata debida a la carga temporal. Debe ser calculada para la condición más desfavorable en función del valor de I_e o $E'_b I_h$, según se trate de sección fisurada o no fisurada, respectivamente

$$f_{\text{te}} = f_{\text{pt}} - f_p$$

f_{pt} flecha inmediata debida a la carga permanente más la carga temporal (aplicando el valor de I_e o $E'_b I_h$ correspondiente a esta combinación)

f_p flecha inmediata debida a la carga permanente (aplicando el valor de I_e o $E'_b I_h$ calculado para carga permanente)

f_{tld} flecha inmediata debida al % de carga temporal de larga duración. Debe ser calculada para la condición más desfavorable en función del valor de I_e o $E'_b I_h$:

$$f_{tld} = f_{ptld} - f_p$$

f_{ptld} flecha inmediata debida a la carga permanente más el % de carga temporal de larga duración (aplicando el valor de I_e o $E'_b I_h$ correspondiente a esta combinación)

λ_{∞} factor, según 14.3.4, calculado para t infinito

λ_t factor, según 14.3.4, calculado para la duración esperada del % de carga temporal de larga duración

14.4 Cálculo de flechas en elementos pretensados solicitados a flexión.

14.4.1 Para el cálculo de las flechas inmediatas de elementos prismáticos con secciones no agrietadas se utilizarán los métodos o fórmulas usuales para flechas elásticas, tomándose la rigidez como en 14.3.2.

14.4.2 La flecha adicional a largo plazo, en elementos de hormigón pretensado, se calculará teniendo en cuenta los efectos en el hormigón y en el acero bajo carga sostenida, e incluyendo los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón, así como el relajamiento del acero. Para ello se consultará la literatura especializada al respecto.

14.5 Flechas permisibles.

Las flechas calculadas para vigas y losas en una dirección, según 14.3, no deben exceder los límites estipulados en la tabla 14.5.

Tabla 14.5 — Flechas máximas permisibles en edificaciones

Tipo de elemento	Flecha considerada	Flecha límite
Azoteas planas que no soportan ni están ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes flechas	Flecha inmediata debida a la carga temporal (f_{te})	$\frac{l}{180}$
Entrepisos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes flechas	f_{te}	$\frac{l}{360}$
Sistema de entrepiso o azotea que soporta o está ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes flechas	flecha total (f_{tot}) [*] según 12.3.5	$\frac{l^{**}}{480}$
Sistema de entrepiso o azotea que soporta o está ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes flechas	(f_{tot}) [*] según 12.3.5	$\frac{l^{***}}{240}$
Vigas soporte grúas: — grúas operadas a mano (manuales) — grúas eléctricas	f_{tot}	$1 / 500$ $1 / 600$
[*] El valor de f_{tot} se puede reducir según la magnitud de flecha calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. ^{**} Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos. ^{***} Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la flecha total menos la contraflecha no exceda dicho límite. NOTA: La flecha permisible de los elementos estructurales, no contemplados en la tabla 14.5 o sometidos a requerimientos tecnológicos especiales, se tomará de la literatura especializada correspondiente.		

15 Adherencia y anclaje

La adherencia de la armadura es función de las características de su superficie, de la calidad del hormigón, de la posición de la barra en el elemento, del tipo y magnitud de la tensión en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje.

• Simbología

a área de la barra

A_{cal} armadura exigida para el cálculo

A_{real} armadura real

h peralte efectivo de la sección

- l_d** longitud con la cual una barra se puede considerar como totalmente anclada
- l_{dr}** longitud de anclaje de la armadura
- N** número de barras
- p** perímetro de la barra
- Ø** diámetro de la barra
- τ^{*}_d** tensión de agarre de cálculo cuyo valor es igual al valor de τ^{*}_{d1}
- Δ l_d** valor de reducción de la longitud de una barra recta debido al gancho

15.1 Anclaje de las armaduras ordinarias. Hipótesis de cálculo

Se supone que sobre la longitud en la que se desarrolla la adherencia, la misma se distribuye uniformemente y con tensión igual a su valor de cálculo τ^{*}_{d1}.

15.2 Valor de cálculo de la tensión de adherencia

Se distinguen: zonas de alta adherencia (zonas I) y zonas de baja adherencia (zonas II).

Pueden considerarse como pertenecientes a las zonas I de alta adherencia todas las barras inclinadas entre 45° y 90° sobre la horizontal, así como las barras menos inclinadas u horizontales, siempre que estén situadas en la mitad inferior de la sección de la pieza o a una distancia de al menos 30 cm de la cara superior o de una junta de hormigonado.

Deben considerarse como pertenecientes a las zonas II de baja adherencia todas las barras que no satisfagan las exigencias anteriores. Para la tensión de adherencia, el valor de cálculo τ^{*}_{d1} se toma igual, en las zonas de alta adherencia (zonas I), a:

- Para las barras lisas
$$\tau_{d1}^* = 0,3 \cdot \sqrt{R_b^*} \quad (\text{MPa})$$

- Para las barras corrugadas
$$\tau_{d1}^* = 0,43 \cdot \sqrt[3]{(R_b^*)^2} \quad (\text{MPa})$$

y debiendo reducirse a las 3/4 partes (75 %) en las zonas de baja adherencia (zonas II)

La expresión indicada para aceros corrugados implica que, para ser válida, las barras tienen que cumplir con los requisitos que para dicha condición establezcan las normas de acero.

15.3 Modos de anclaje.

Los anclajes terminales pueden realizarse según una de las disposiciones constructivas siguientes:

a) anclaje recto

- b) anclaje curvo
- c) anclaje mecánico mediante dispositivo soldado
- d) anclaje de mallas electrosoldadas
- e) anclaje de pretensado

15.4 Anclaje de las barras en tracción

15.4.1 Anclaje por prolongación recta

La longitud l_d con la cual una barra recta puede considerarse como totalmente anclada se determina de la siguiente condición de equilibrio:

$$a R_a^* = p l_d \tau_{dl}^*$$

donde:

a área de la barra

p perímetro de la barra

lo que para barras circulares nos lleva a:

$$l_d = \frac{\varnothing R_a^*}{4 \tau_{dl}^*}$$

donde:

$\varnothing$ diámetro de la barra

Si la armadura A_{real} existente es mayor que la exigida por el cálculo (A_{cal}) puede reducirse la longitud de anclaje multiplicándola por la relación A_{cal} / A_{real} , es decir:

$$l_{dr} = l_d \frac{A_{cal}}{A_{real}}$$

sin que l_{dr} pueda ser menor que el mayor de los valores siguientes:

- $1/3 l_d$
- $10 \varnothing$
- 15 cm

El anclaje por prolongación recta solo se admite en barras de alta adherencia.

La longitud de anclaje recto de un mazo de barras, cuando todas las barras del mazo dejan de ser necesarias en la misma sección, ser como mínimo:

- 1,3 $\perp_d$ para mazos de 2 barras
- 1,4 $\perp_d$ para mazos de 3 barras

siendo l_d la longitud de anclaje correspondiente a la barra aislada más gruesa del mazo.

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

- 1,2 $\perp_d$ si va acompañada de 1 barra en la sección que deja de ser necesaria
- 1,3 $\perp_d$ si va acompañada de 2 barras en la sección que deja de ser necesaria

En ningún caso, los extremos finales de las barras pueden distar entre sí un valor menor que la longitud de anclaje l_d (figura 15.4.1).

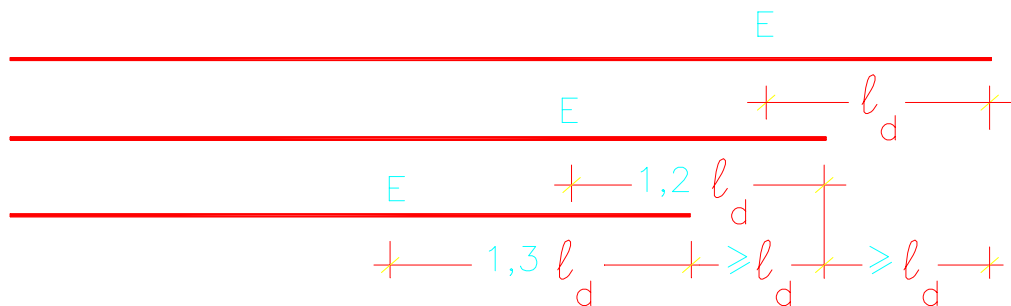


Figura 15.4.1 — E : Distancia entre extremos de barras

15.4.2 Barras con anclajes curvos (ganchos)

El anclaje mediante ganchos de 135° y 180° (véase 18.4.1 y 18.4.2) es obligatorio para barras lisas. Los ganchos de 90° (véase 18.4.2) se admiten únicamente para barras de alta adherencia (barras corrugadas).

En general, el gancho no es suficiente para equilibrar la totalidad del esfuerzo de tracción de la barra; el mismo estará precedido por una longitud de anclaje recto ($l_d - \Delta l_d$), (véase figura 15.4.2).

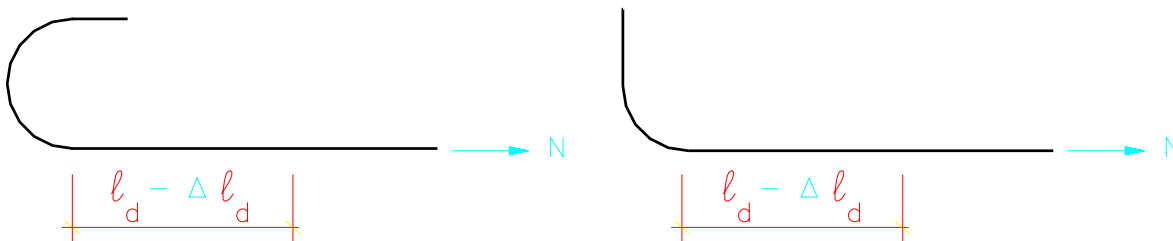


Figura 15.4.2 — Ganchos a 135° y 180° - Longitud precedente

Donde l_d es el valor calculado según 15.4.1 y Δl_d es el valor de reducción debido al gancho. Esta reducción Δl_d depende del diámetro de la curva, de las características del perfil geométrico de la armadura, de la posición de la barra en el elemento, de la calidad del hormigón y del ángulo de doblado. En el caso de ganchos de forma usual, despreciando la influencia relativamente pequeña de la calidad del hormigón, pueden adoptarse los valores siguientes para la reducción Δl_d :

- En el caso de barras lisas, para un ángulo de doblado de 180° :

$$\Delta l_d = 25 \varnothing$$

- En el caso de barras corrugadas, para un ángulo de doblado de 90° a 180° :

$$\Delta l_d = 20 \varnothing$$

En ningún caso puede tomarse para $(l_d - \Delta l_d)$ un valor menor que el mayor de los valores siguientes:

- $1/3 l_d$
- $10 \varnothing$
- 15 cm

Para un mazo de barras, la longitud del anclaje recto $(l_d - \Delta l_d)$ debe mayorarse en un 30% para el caso de 2 barras y en un 40% para el caso de 3 barras.

15.4.3 Anclaje mecánico mediante dispositivo soldado

Este tipo de anclaje se utilizar cuando la longitud de anclaje recto (véase 15.4.1) o la longitud de anclaje recto terminado en gancho $(l_d - \Delta l_d)$, no puedan ser utilizadas.

El anclaje mecánico, mediante dispositivo soldado, debe cumplir su función con seguridad, no superando la resistencia a compresión local del hormigón ni las tensiones de tracción, que aparecen como resultado de la presencia de las tensiones de compresión. Igualmente debe garantizarse la resistencia de la soldadura.

El reforzamiento del hormigón mediante armaduras en espiral o zunchos, para resistir las tensiones de tracción, puede ser considerado a fin de reducir el área de la superficie de anclaje. Para ello deber consultarse la literatura especializada al respecto.

Si el anclaje mecánico no es capaz de desarrollar la resistencia requerida, debe proporcionarse una longitud adicional recta (entre el anclaje mecánico y la sección crítica) que supla la diferencia de resistencia.

La resistencia de anclaje de estos dispositivos puede justificarse, bien por cálculo bien por ensayos. Estos últimos son indispensables cuando predominan las cargas variables o dinámicas.

Uno de los posibles anclajes mecánicos, mediante dispositivos soldados, es el anclaje de la barra sometida a tracción mediante una barra transversal soldada, de igual o superior diámetro. La soldadura debe estar diseñada para resistir como mínimo la fuerza de tracción de cálculo de la barra que se ancla. Un detalle de la soldadura se muestra en la figura 15.4.3.

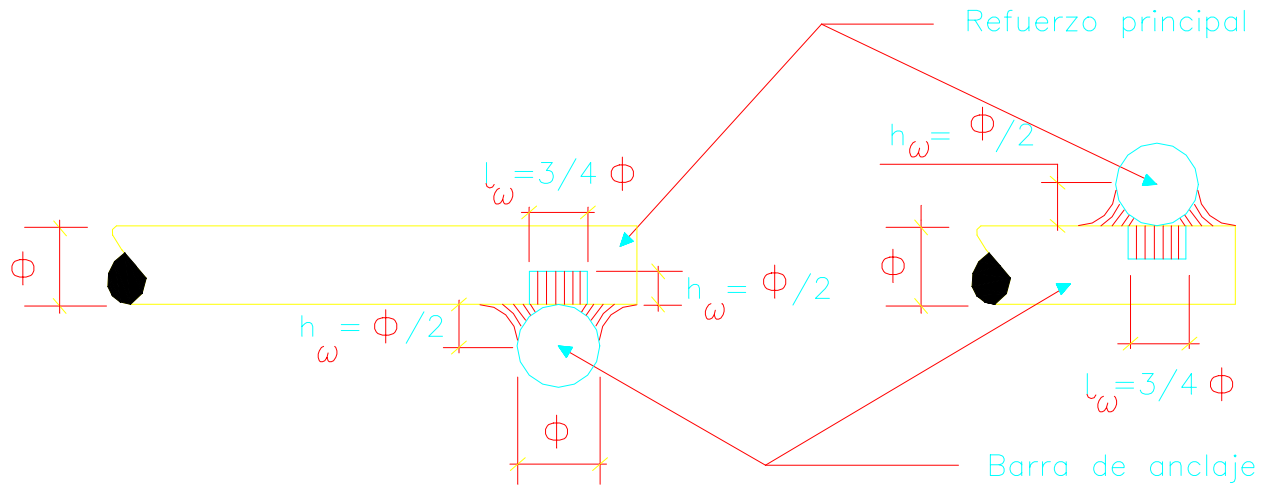


Figura 15.4.3 — Detalle de soldura

15.4.4 Anclaje de mallas electrosoldadas

Este modo de anclaje no se admite más que a condición de que la resistencia al cizallamiento de cada nudo soldado sea al menos igual al 30% del esfuerzo de tracción, correspondiente a la resistencia característica de la barra que se ancla. Por consiguiente, las prescripciones siguientes suponen que esta condición se satisface a priori.

a) Mallas electrosoldadas de aceros lisos y trefilados con igual diámetro en ambas direcciones.

Las longitudes de anclaje que se admiten para estos tipos de mallas son las indicadas en la tabla 15.4.4.a y la figura 15.4.4.a, que precisan, en cada caso, el número de barras transversales soldadas necesarias para el anclaje de la armadura considerada. Esta tabla prescribe igualmente valores límites inferiores para las longitudes de anclaje, correspondientes a las zonas de adherencias.

Tabla 15.4.4.a — Longitudes de anclajes (aceros lisos y trefilados)

Zonas de adherencia	Barras aisladas ($\varnothing \leq 12 \text{ mm}$)
Zona I (alta adherencia)	3 barras transversales $l_d \geq 35 \text{ cm}$
Zona II (baja adherencia)	4 barras transversales $l_d \geq 45 \text{ cm}$

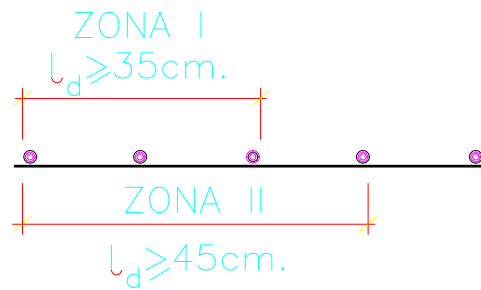


Figura 15.4.4.a — Longitudes de anclajes

En caso de que la separación entre barras principales sea inferior a 10 cm, en la zona de anclaje se añadirá una barra transversal más que la señalada en el cuadro anterior.

A falta de una de las barras transversales necesarias, debe contemplarse el anclaje con un gancho de 180°.

En caso de preponderancia de carga variable, conviene aumentar las longitudes de anclaje anteriores, mediante una barra transversal soldada, o a través de una longitud adicional de 10 cm en el acero principal.

b) Mallas electrosoldadas de aceros de alta adherencia.

En el anclaje deben satisfacerse las prescripciones generales del apartado 15.4 referentes al anclaje de barras de alta adherencia o los valores de las longitudes de anclaje que se indican en la tabla 15.4.4.b y la figura 15.4.4.b (a utilizar según las explicaciones dadas en a).

Tabla 15.4.4.b — Longitudes de anclajes (aceros de alta adherencia)

Zonas de adherencia	Barras aisladas ($\varnothing \leq 12$ mm)
Zona I (alta adherencia)	2 barras transversales $l_d \geq 25$ cm
Zona II (baja adherencia)	3 barras transversales $l_d \geq 35$ cm

A falta de una o varias de las barras transversales necesarias, conviene prever un dispositivo de anclaje complementario, que garantice, para cada barra transversal que falte, el anclaje de la cuarta parte del esfuerzo total.

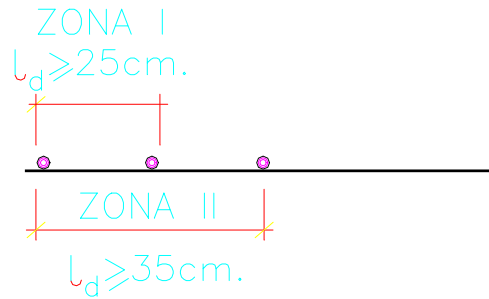


Figura 15.4.4.b — Longitudes de anclaje

En caso de preponderancia de carga variable, conviene aumentar las longitudes de anclaje anteriores, mediante una barra transversal soldada, o a través de una longitud adicional de 10 cm en el acero principal.

15.5 Anclaje de las barras en compresión

Las barras sometidas a compresión no deben terminarse en ganchos.

La longitud mínima de anclaje recto de las barras en compresión será de $0,8 l_d$ (siendo l_d la longitud de anclaje recto de barras en tracción) y no menor que la mayor de las siguientes especificaciones:

- 20 $\varnothing$
- 20 cm

En la zona de anclaje por compresión es necesario disponer una armadura transversal, constituida por cercos cerrados, que evite el fallo del hormigón de recubrimiento y reduzca el pandeo. El área de esta armadura transversal debe resistir como mínimo la quinta parte (20%) del esfuerzo que resiste la barra que se ancla.

15.6 Anclaje de barras rectas sometidas a efectos dinámicos

La longitud de anclaje de barras sometidas a efectos dinámicos será, como mínimo, la indicada en los apartados 15.4.1 y 15.5, incrementada en 10 diámetros.

15.7 Disposiciones con respecto al anclaje del refuerzo sometido a flexión

15.7.1 La fuerza de tracción o compresión que actúa en el acero de refuerzo en una sección dada debe ser transmitida al hormigón a cada lado de dicha sección, por medio de adherencia, a través de una longitud de anclaje suficiente.

15.7.2 Para la determinación del inicio del anclaje y la longitud de anclaje del refuerzo sometido a flexión se utilizará el diagrama de momento desplazado, especificado en el apartado 11.9.a.

15.7.3 Las secciones críticas para la determinación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en elementos a flexión están en los puntos de flexión máxima y en las secciones de la luz donde se corta o se dobla una parte del acero de refuerzo, por no ser ya necesario para resistir la flexión.

La longitud de anclaje del refuerzo en estas secciones críticas (el acero que se requiere y continúa), será mayor o igual a la longitud del anclaje recto, l_d , determinado en el apartado 15.4.1.

15.7.4 El acero de refuerzo, que se corta o dobla, por no ser necesario para resistir la flexión, se debe prolongar más allá de la sección del diagrama de momento desplazado correspondiente, una longitud de anclaje recto reducido, l_{dr} , de acuerdo con la tensión de tracción del acero en la sección donde se inicia el anclaje y según las especificaciones del apartado 15.4.1. Se cumplimentarán, donde se requiera, las longitudes de anclaje mínimas especificadas en el apartado 15.4.1.

En la figura 15.7.4 se representan las especificaciones señaladas en los apartados 15.7.2, 15.7.3 y 15.7.4 para una viga continua. Las secciones críticas se señalan con una "c" o una "x".

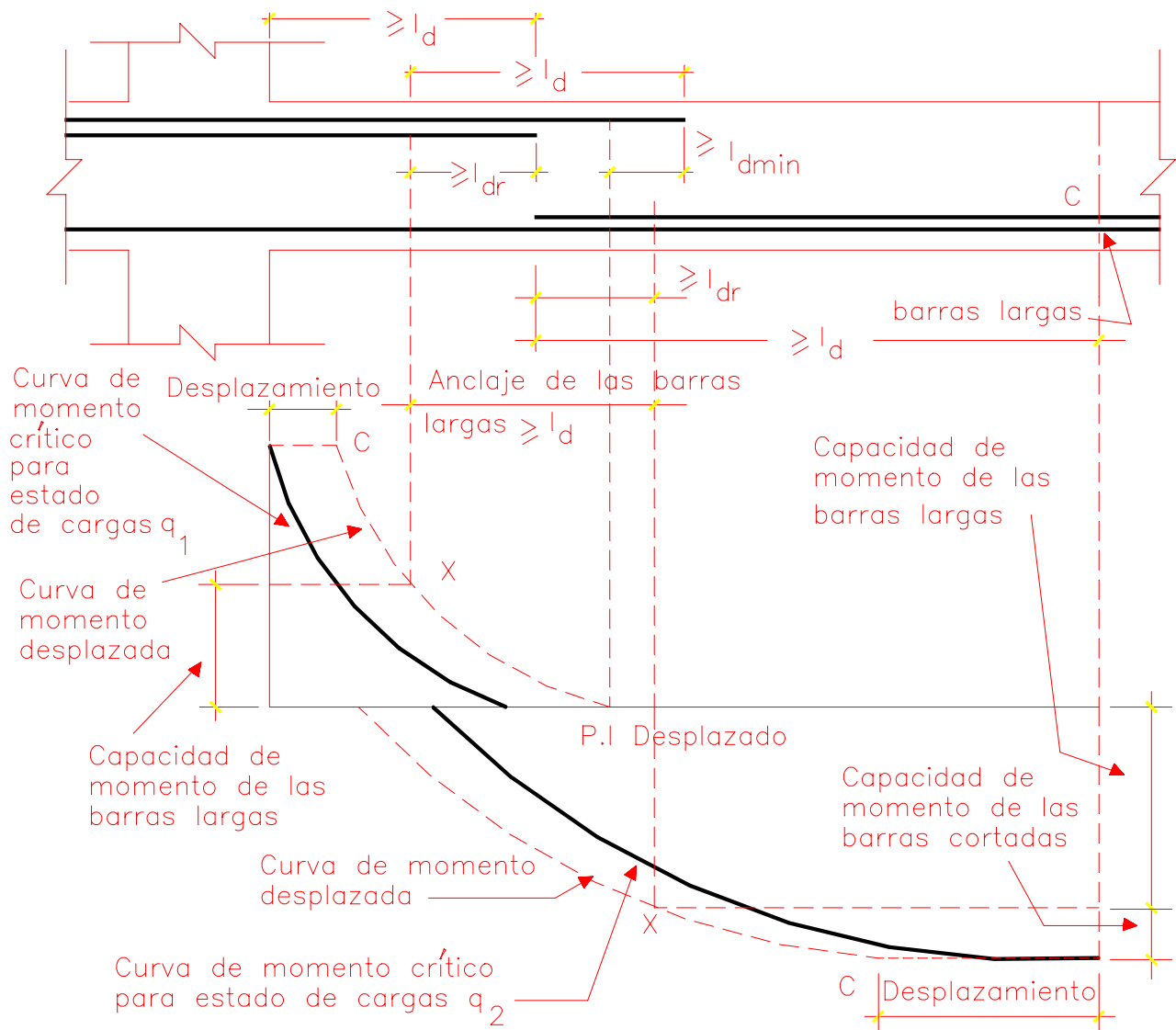


Figura 15.7.4 — Prolongación del acero de refuerzo

15.7.5 El acero de refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido o en voladizo, o en cualquier elemento de un marco rígido, debe anclarse en (o a través) de los elementos de apoyo, por medio de la longitud de anclaje recto, gancho o anclaje mecánico.

Por lo menos $1/3$ del acero de refuerzo en tracción en el apoyo, proporcionado para el momento negativo, tendrá una longitud de anclaje mínimo más allá del punto de inflexión desplazado.

15.7.6 En elementos sujetos a flexión donde la tensión en el refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como ocurre en cimientos escalonados, vigas de sección variable, ménsulas, elementos en los cuales el refuerzo traccionado no sea paralelo a la cara de compresión, etc., se debe proporcionar un anclaje adecuado a ambos lados de cada sección.

15.8 Longitud de anclaje en apoyos

15.8.1 En todos los casos se prolongará hasta los apoyos la proporción del acero positivo máximo especificado en el apartado 11.9.

Igualmente se comprobará el cumplimiento de las restantes especificaciones del apartado 11.9 que se relacionan con el cortante, referentes al acero de refuerzo que debe anclarse en el apoyo. En vigas, el refuerzo mayor obtenido por dichas especificaciones se debe prolongar por lo menos 15 cm en el apoyo.

15.8.2 El anclaje del refuerzo en los apoyos podrá obtenerse mediante longitud del anclaje recto, ganchos, dispositivos de anclaje mecánico, mediante soldadura, etc.

15.9 Anclaje del refuerzo transversal: estribos y cercos

15.9.1 El refuerzo transversal debe llegar tan cerca de las caras en compresión y tracción como lo permitan las especificaciones de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

15.9.2 El anclaje de los estribos y cercos se efectúa normalmente con ganchos, o con armaduras transversales soldadas.

El tipo de anclaje empleado no debe provocar un riesgo de agrietamiento o desconchado del hormigón del recubrimiento.

15.9.3 Son indispensables los anclajes por ganchos (135° a 180°) en el caso de barras lisas; los anclajes por gancho de 90° a 135° sólo se admiten para barras de alta adherencia. Los ganchos cumplirán las especificaciones de diámetro de doblado y prolongación recta definidas en el apartado 18.4.

15.9.4 En cada esquina del estribo habrá por lo menos una barra longitudinal.

15.10 Agarre de armaduras ordinarias

Los valores de cálculo de la tensión de agarre de las armaduras bajo la acción del esfuerzo cortante, fuera de las zonas de anclaje, se hacen iguales a los valores obtenidos para la adherencia en 15.2.

Estas regulaciones tienen por objeto asegurar la transmisión de las solicitaciones tangentes.

La relación a comprobar es:

$$\frac{T_r^*}{0,9 n p h} \leq \tau_{d}^*$$

donde:

n número de barras

p perímetro de una barra, (m)

h peralte efectivo de la sección, (m)

τ_{d}^* tensión de agarre de cálculo, cuyo valor es igual al valor de τ_{d1}^* calculado en el apartado 15.2.

Esta comprobación se realizará en general solamente en aquellos casos en que el valor del esfuerzo cortante resulte grande.

16 Presiones de contacto localizadas

• Simbología

Apz área de la superficie crítica de punzonamiento, igual al producto del perímetro crítico por el peralte efectivo en la sección correspondiente al perímetro crítico

B_{c1} área igual a: $a_1 \times b_1$

B₀ área igual a: $a_0 \times b_0$

h peralte efectivo de la losa o cimiento

h_t espesor de la losa

J₁, J₂ momentos de inercia combinados en la dirección de los ejes de aplicación de los momentos externos

M^{*}₁, M^{*}₂ momentos de inercia combinados en la dirección de los ejes centroidales del área cargada, paralelos a los lados **c₁** y **c₂**

N' carga concentrada extiende en un plano a través del ancho total

- N_{pz}^*** carga axial de cálculo de punzonamiento. A la carga o reacción total se le deben descontar las acciones de cálculo de signo contrario comprendidas dentro del perímetro crítico
- $N_b'^*$** fuerza resistente de cálculo del hormigón al aplastamiento
- O** punto de aplicación de **N**
- P_c** perímetro crítico de la sección crítica
- P_{c1}, P_{c2}** perímetros críticos
- R_{pz}^*** resistencia del hormigón a cortante por punzonamiento
- x, y** coordenadas del punto considerado respecto al sistema de ejes paralelos que pasan por el centro de gravedad del perímetro crítico
- μ** perímetro de **B_c**
- β** relación del lado mayor al lado menor del área cargada
- β** relación de la máxima dimensión “a” a la mayor dimensión “b” medida en el sentido perpendicular a la anterior
- τ_{pz}^*** tensión de cortante por punzonamiento de cálculo que surge en el perímetro crítico debida a las cargas actuantes
- τ_{pz}^*** tensión actuante de punzonamiento
- α_1, α_2** fracción del momento desequilibrante transmitido por excentricidad de cortante en las conexiones entre losas y columnas. Para columnas circulares se sustituirá la misma por una cuadrada de igual área

16.1 Fuerza resistente de cálculo del hormigón al aplastamiento

Para una distribución uniforme de la presión, el valor de cálculo $N_b'^*$ de la fuerza concentrada de compresión, que puede soportar por aplastamiento el hormigón en una superficie restringida, (véase figura 16.1), de área B_o , situada concéntrica y homotéticamente sobre otra área B_c , supuestamente plana, puede ser calculada por la fórmula:

$$N_b'^* = B_o \cdot R_b'^* \cdot \sqrt[3]{\frac{B_c}{B_o}} \gamma_s$$

que es válida siempre que la relación $\frac{B_c}{B_o} \leq 15$ y que el elemento sustentante no tenga huecos

internos y el espesor h sea igual o mayor que $\frac{2B_c}{\mu}$, siendo μ el perímetro de B_c .

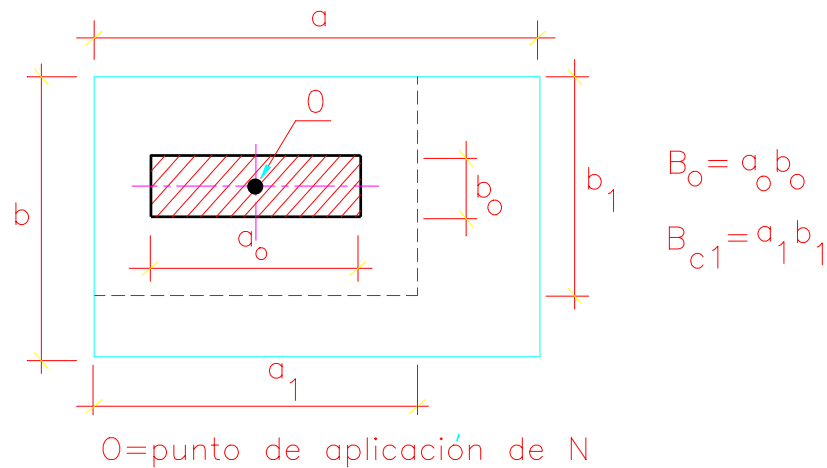


Figura 16.1 — Area cargada

Si las dos áreas B_o y B_c no tienen el mismo centro de gravedad, se sustituirá el contorno de B_c por un contorno interior, homotético de B_o , y que limite un área B_{c1} que tenga un centro de gravedad en el punto de aplicación de la carga concentrada N' , aplicando a las áreas B_{c1} y B_o la fórmula anterior.

La especificación de este apartado no es aplicable a los anclajes de postesado.

17 Punzonamiento

El punzonamiento es un estado que se alcanza por agotamiento de la pieza bajo tracciones debidas a tensiones tangenciales (véase figura 17.0) motivadas por una carga o reacción localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón armado. Se caracteriza por la formación de una superficie de fractura de forma tronco-piramidal (cónica en el caso de áreas circulares), cuya directriz es el área cargada.

El punzonamiento debe ser especialmente comprobado en losas con cargas concentradas locales y en losas planas de pisos o cubiertas sin vigas. Igualmente es aplicable a losas de cimentaciones. Para todos estos casos debe comprobarse además el cortante (acción de viga), según capítulo 11, donde cada una de las secciones críticas a comprobar se extiende en un plano a través del ancho total.

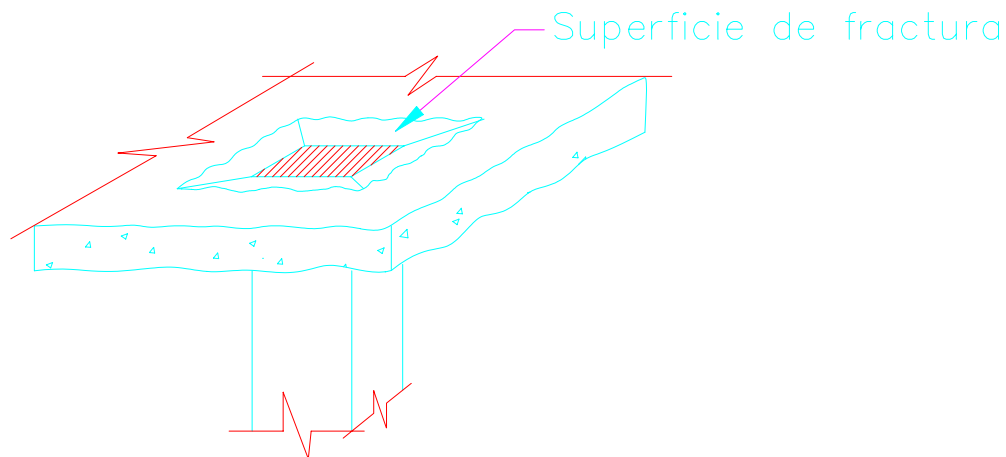


Figura 17 —Zona de agotamiento

- Simbología**

A_{pz} área de la superficie crítica de punzonamiento

h_t espesor de la losa

J_1, J_2 momentos de inercia combinados en la dirección de los ejes de aplicación de los momentos externos

M^*_1, M^*_2 momentos de inercia combinados en la dirección de los ejes centroidales del área cargada

N^*_{pz} carga axial de cálculo de punzonamiento

P_c perímetro crítico de la sección crítica

R^*_{pz} resistencia del hormigón a cortante por punzonamiento

x, y coordenadas del punto considerado respecto al sistema de ejes paralelos que pasan por el centro de gravedad del perímetro crítico

17.1 Superficie crítica de punzonamiento

Es la superficie perpendicular al plano medio de la losa o cimiento cuyo contorno es el perímetro crítico P_c . Dicho perímetro es, en general, el situado a una distancia $h/2$ del contorno del área cargada, siendo h el peralte efectivo de la losa o cimiento. En el caso que el área cargada esté próxima a bordes de la losa o cimiento, el perímetro será el menor de los dos mostrados (P_{c1} y P_{c2}) en la figura 17.1.a. Para secciones irregulares el perímetro crítico será el menor posible (véase figura 17.1.a).

En caso de losas con cambio de peralte (como el borde de ábacos) es necesario hacer la verificación en más de una sección.

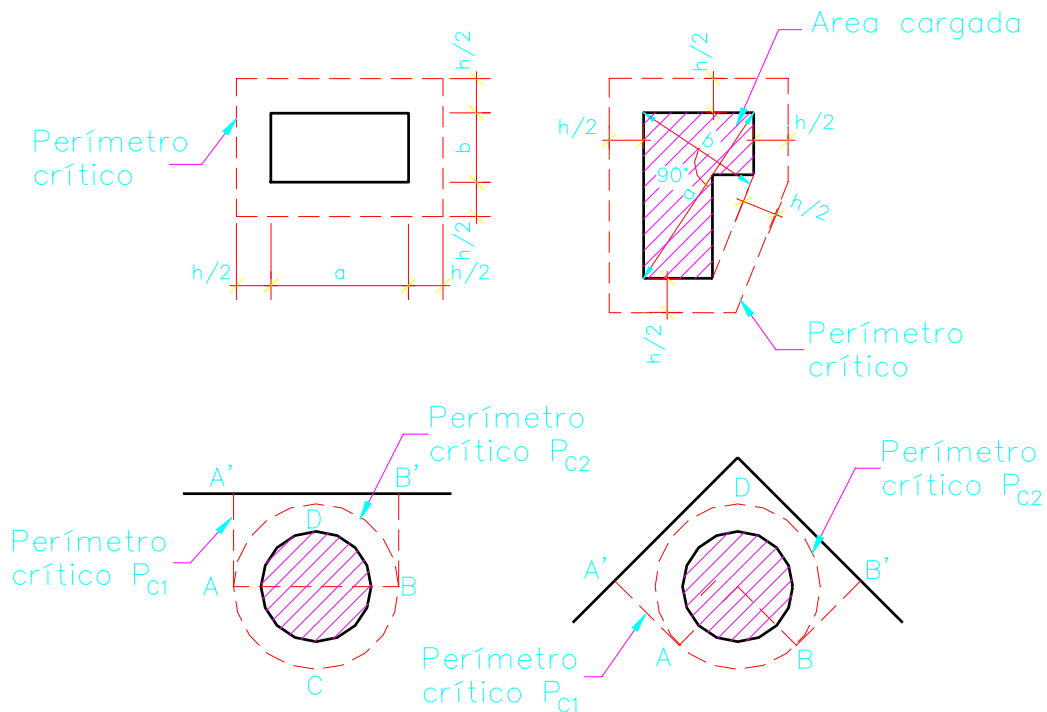


Figura 17.1.a — Perímetro crítico

Si en la losa existen aberturas a una distancia menor de diez veces el espesor de la losa h_t , medida desde el borde del área cargada, el perímetro crítico se reducirá en la longitud intersectada en dicho perímetro por las rectas que se proyectan desde el centro de gravedad del área cargada y tangentes a los límites de la abertura (véase figura 17.1.b).

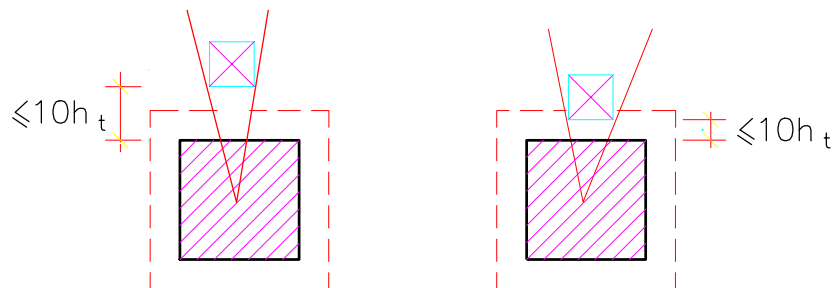


Figura 17.1.b — Reducción de perímetro crítico

17.2 Tensiones de cortante por punzonamiento.

Las tensiones de cortante por punzonamiento de cálculo que surgen en el perímetro crítico, debidas a las cargas actuantes, se podrán determinar mediante la siguiente expresión:

$$\tau_{pz}^* = \frac{N_{pz}^*}{A_{pz}} + \frac{(1-\alpha_1)M_1^* y}{J_1} + \frac{(1-\alpha_2)M_2^* x}{J_2}$$

donde:

N_{pz}^* carga axial de cálculo de punzonamiento. A la carga o reacción total se le deben descontar las acciones de cálculo de signo contrario comprendidas dentro del perímetro crítico.

A_{pz} área de la superficie crítica de punzonamiento, igual al producto del perímetro crítico por el peralte efectivo en la sección correspondiente al perímetro crítico.

M_1^*, M_2^* momentos de inercia combinados en la dirección de los ejes centroidal del área cargada, paralelos a los lados c_1 y c_2 .

J_1, J_2 momentos de inercia combinados en la dirección de los ejes de aplicación de los momentos externos.

x, y coordenadas del punto considerado respecto al sistema de ejes paralelos que pasan por el centro de gravedad del perímetro crítico.

α_1, α_2 fracción del momento desequilibrante transmitido por excentricidad de cortante en las conexiones entre losas y columnas. Para columnas circulares se sustituirá la misma por una cuadrada de igual área. Las mismas se determinarán a través de las siguientes expresiones:

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + h}{c_2 + h}}}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + \frac{h}{2}}{c_2 + h}}}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2c_1 + h}{2c_2 + h}}}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_2 + h}{c_1 + h}}}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_2 + h}{c_1 + \frac{h}{2}}}}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2c_2 + h}{2c_1 + h}}}$$

Las expresiones para la determinación de J, J, x, y , para cada tipo de carga o reacción son las siguientes:

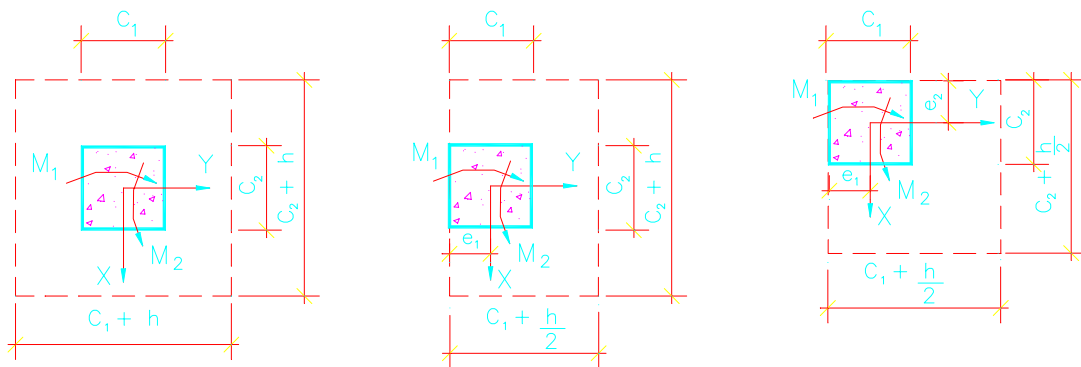


Figura 17.2.a — Columnas

Columna rectangular interior:

$$J_1 = \frac{h(c_1 + h)}{2} \left[\frac{h^2 + (c_1 + h)^2}{3} + (c_1 + h)(c_2 + h) \right]$$

$$J_2 = \frac{h(c_2 + h)}{2} \left[\frac{h^2 + (c_2 + h)^2}{3} + (c_2 + h)(c_1 + h) \right]$$

$$A_{pz} = 2h (c_1 + c_2 + 2h)$$

$$x = \pm \frac{(c_2 + h)}{2}$$

$$y = \pm \frac{(c_1 + h)}{2}$$

Columna rectangular de borde:

$$e_1 = \frac{\left(c_1 + \frac{h}{2}\right)(c_1 + c_2 + 1,5h)}{2c_1 + c_2 + 2h}$$

$$J_1 = h\left(c_1 + \frac{h}{2}\right) \left[\frac{h^2}{6} + \frac{\left(c_1 + \frac{h}{2}\right)^2}{6} + 2\left(\frac{c_1 + \frac{h}{2}}{2} - e_1\right)^2 \right] + h(c_2 + h)\left(c_1 + \frac{h}{2} - e_1\right)^2$$

$$J_2 = \frac{h(c_2 + h)}{2} \left[\frac{h^2 + (c_2 + h)^2}{6} + \left(c_1 + \frac{h}{2}\right)(c_2 + h) \right]$$

$$A_{pz} = h(2c_1 + c_2 + 2h)$$

$$x = \pm \frac{(c_2 + h)}{2} \quad y = \begin{cases} -e_1 \\ c_1 + \frac{h}{2} - e_1 \end{cases}$$

Columna rectangular de esquina:

$$e_1 = \frac{\left(c_1 + \frac{h}{2}\right)\left(\frac{c_1}{2} + c_2 + 0,75 \cdot h\right)}{c_1 + c_2 + h}$$

$$e_2 = \frac{\left(c_2 + \frac{h}{2}\right)\left(c_1 + \frac{c_2}{2} + 0,75 \cdot h\right)}{c_1 + c_2 + h}$$

$$J_1 = h\left(c_1 + \frac{h}{2}\right) \left[\frac{h^2 + \left(c_1 + \frac{h}{2}\right)^2}{12} + \left(\frac{c_1 + \frac{h}{2}}{2} - e_1\right)^2 \right] + h\left(c_2 + \frac{h}{2}\right)\left(c_1 + \frac{h}{2} - e_1\right)^2$$

$$J_2 = h \left(c_2 + \frac{h}{2} \right) \left[\frac{h^2 + \left(c_2 + \frac{h}{2} \right)^2}{12} + \left(\frac{\left(c_2 + \frac{h}{2} \right)}{2} - e_2 \right)^2 \right] + h \left(c_1 + \frac{h}{2} \right) \left(c_2 + \frac{h}{2} - e_2 \right)^2$$

$$A_{pz} = h(c_1 + c_2 + h)$$

$$\mathbf{x} = \begin{cases} -\mathbf{e}_2 \\ c_2 + \frac{h}{2} - e_2 \end{cases}$$

$$\mathbf{y} = \begin{cases} -\mathbf{e}_1 \\ c_1 + \frac{h}{2} - e_1 \end{cases}$$

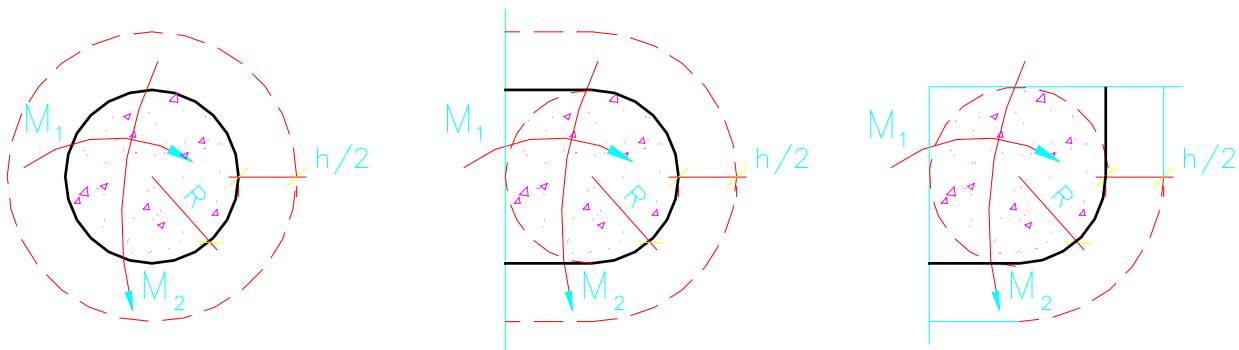


Figura 17.2.b — Columnas circulares

Columna circular interior:

$$J_1 = J_2 = \pi h \left(R + \frac{h}{2} \right)^3 + \frac{1}{3} \left(R + \frac{h}{2} \right) h^3$$

$$A_{pz} = 2\pi \left(R + \frac{h}{2} \right) h$$

Columna circular de borde:

$$J_1 = 2,20 h \left(R + \frac{h}{2} \right)^3 + \frac{1}{3} \left(R + \frac{h}{2} \right) h^3$$

$$J_2 = 3,75 h \left(R + \frac{h}{2} \right)^3 + \frac{1}{6} \left(R + \frac{h}{2} \right) h^3$$

$$A_{pz} = \left(2 + \pi\right) \left(R + \frac{h}{2}\right) h$$

Columna circular de esquina:

$$J_1 = J_2 = 1,47 \cdot h \cdot \left(R + \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{1}{3} \cdot \left(R + \frac{h}{2}\right) h^3$$

$$A_{pz} = \left(2 + \frac{\pi}{2}\right) \left(R + \frac{h}{2}\right) h$$

17.3 Resistencia del hormigón a cortante por punzonamiento (R_{pz}^*)

Para losas y cimientos (no pretensados), la resistencia del hormigón a cortante por punzonamiento (R_{pz}^*), se tomará como el menor de los siguientes valores:

$$R_{pz}^* = \begin{cases} 0,16 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{R_b'^*} \\ 0,16 \left(1 + \frac{\alpha h}{2p_c}\right) \sqrt{R_b'^*} \\ 0,34 \sqrt{R_b'^*} \end{cases}$$

donde:

β relación del lado mayor al lado menor del área cargada

α 40 para columnas interiores
30 para columnas de borde
20 para columnas de esquina

P_c perímetro de la sección crítica

$R_b'^*$ en MPa

En el caso que se consideren momentos en dos direcciones se permite que la tensión actuante máxima de punzonamiento τ_{pz}^* supere en un 30% la resistencia al punzonamiento R_{pz}^* , siempre y cuando la tensión media actuante no supere el valor de R_{pz}^* .

Si el área cargada no es rectangular se toma β como la relación de su máxima dimensión "a" a la mayor dimensión "b" medida en sentido perpendicular a la anterior (véase figura 17.1.a). Deberá cumplirse que:

$$\tau_{pz}^* \leq R_{pz}^* \gamma_s \quad \gamma_s \text{ según apartado 6.4.5}$$

17.4 Armadura de punzonamiento

De no cumplirse la condición: $\tau_{pz}^* \leq R_{pz}^* \gamma_s$, una de las soluciones posibles es disponer de una armadura de punzonamiento bien anclada en ambos extremos, debiéndose cumplir para ello las siguientes especificaciones:

- el valor R_{pz}^* no debe tomarse mayor que $0,15\sqrt{R_b^*}$
- la tensión actuante de punzonamiento τ_{pz}^* no será mayor que $0,5\sqrt{R_b^*}$ donde R_b^* , en MPa

La armadura de punzonamiento se calculará según el capítulo 11, determinándose T_a^* según la siguiente expresión:

$$T_a^* = (\tau_{pz}^* - R_{pz}^*) P_c h$$

18 Disposiciones para la armadura de refuerzo

Este capítulo establece las disposiciones del acero de refuerzo, pretensado o no, para la construcción de elementos de hormigón armado.

• Simbología

D diámetro del mandril

e recubrimiento lateral

R_{ak} resistencia característica del acero ordinario a tracción

18.1 Utilización simultánea de distintos tipos y grados de acero

Los resultados de numerosos ensayos y la experiencia de varias decenas de años han probado que es admisible la utilización simultánea de tipos distintos de acero, en armaduras con trabajos diferentes, por ejemplo, armadura longitudinal de tracción, armadura longitudinal de compresión y armadura transversal principal (estribo de una viga).

En los elementos reforzados con acero ordinario (no pretensado) se recomienda la no utilización simultánea de aceros de diferentes valores de R_{ak} dentro de cada tipo de armadura (longitudinal y transversal).

18.2 Separación de las barras de armaduras ordinarias

Las distancias entre barras de armaduras, que se establecen seguidamente, están definidas para el caso de obras ejecutadas con hormigones "in situ" y obras prefabricadas reforzadas con acero ordinario.

18.2.1 Separación entre barras de una misma camada horizontal

La distancia libre entre dos barras de una misma camada debe ser al menos igual a la mayor de las siguientes dimensiones:

- a) 2 cm
- b) el diámetro nominal de la más gruesa de las dos barras adyacentes
- c) 1.25 veces la dimensión máxima del árido

18.2.2 Separación entre barras de camadas contiguas

La distancia entre las barras libres contiguas de un mismo plano debe ser al menos igual a la mayor de las siguientes dimensiones:

- a) 2 cm
- b) el diámetro nominal aparente de la más gruesa de las dos barras
- c) la dimensión máxima del árido

Las barras de las camadas superiores deben colocarse exactamente arriba de las que están en las camadas inferiores (véase figura 18.2.2).

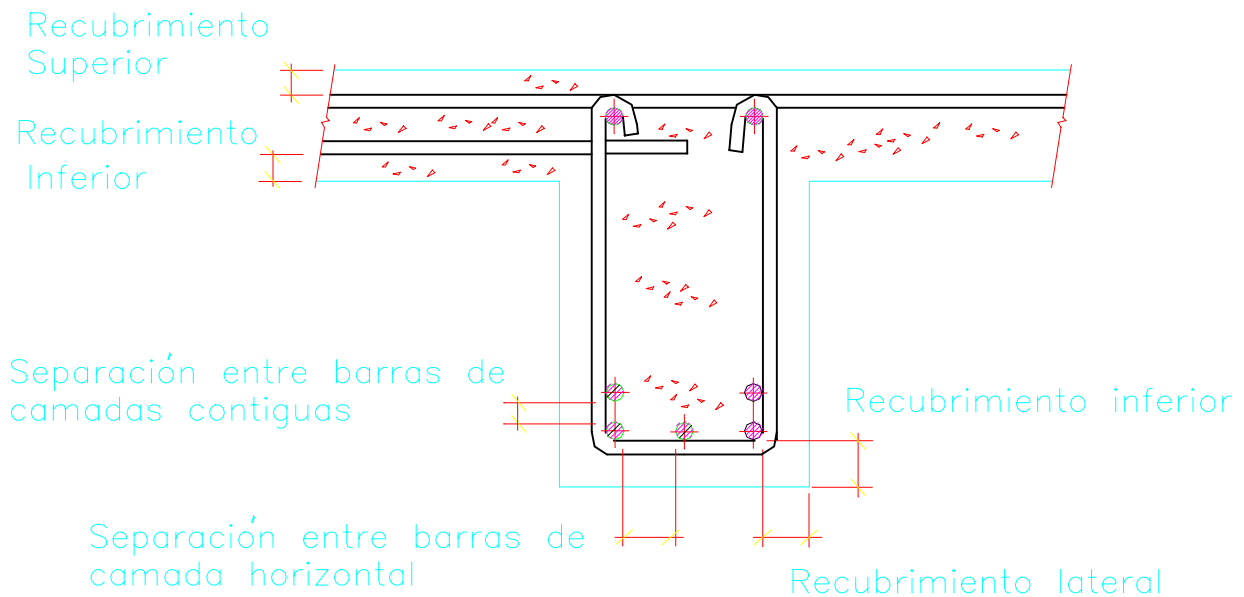


Figura 18.2.2 — Posiciones Relativas de las barras

18.2.3 Grupo de barras corrugadas en contacto

Los grupos de barras en contacto deben evitarse en lo posible, especialmente los superiores a dos barras. Para ello se tendrá en cuenta lo siguiente:

- vigas:

- a) En una camada horizontal se podrán colocar grupos de dos barras en contacto, dejando entre los grupos el suficiente espacio para que mediante un buen vibrado se pueda garantizar que el hormigón envuelva las barras.
- b) En un mismo plano vertical pueden disponerse grupos de dos barras en contacto.
- c) En casos excepcionales se permite disponer las barras en grupos de tres, sólo en forma triangular, siempre que el mayor diámetro no exceda de 25 mm y que la colocación del hormigón sea factible para garantizar un buen recubrimiento y limitar la segregación (véase figura 18.2.3).

Espacio libre suficiente para introducir un vibrador

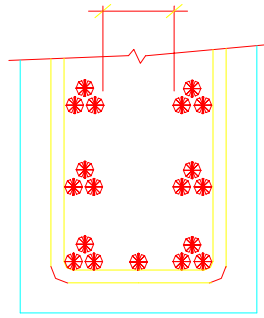
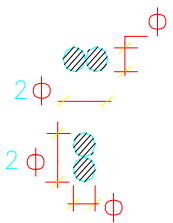
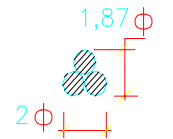


Figura 18.2.3 — Barras en grupo de tres

- d) Las barras del grupo deben mantenerse unidas mediante el amarre de alambre u otro medio.
- e) Con relación a la separación, recubrimiento, cálculo de adherencia, anclaje, empalme, fisuración, etc., los grupos de barras podrán asimilarse a una barra ficticia con el mismo centro de gravedad, cuyos parámetros geométricos de área, diámetro y perímetro vienen dados en la tabla 18.2.3.

Tabla 18.2.3. — Equivalencia de Grupos de barras

Grupos de barras Diámetro ϕ	Diámetro equivalente ϕ	Area equivalente A_s	Perímetro Equivalente P_e
		$A_s = \frac{\pi \phi^2}{2}$	$P_e = \sqrt{2} \pi \phi$
		$A_s = \frac{3\pi \phi^2}{4}$	$P_e = \sqrt{3} \pi \phi$

- Columnas:

Se cumplirán las mismas especificaciones señaladas para las vigas.

18.3 Distancia de las barras de la armadura a la superficie del hormigón. Recubrimientos externos

Las distancias mínimas netas entre las armaduras y la superficie del hormigón, que se establecen a continuación, presuponen:

- un buen nivel de ejecución
- niveles apropiados de control

Estos valores mínimos están justificados por la necesidad de una protección suficiente de las barras contra los agentes exteriores, durante el período de explotación de la obra. En ciertos casos particulares, la comprobación del comportamiento de un anclaje puede necesitar un aumento de estas distancias mínimas. Puede ocurrir lo mismo en el caso de exigencias particulares de resistencia al fuego.

18.3.1 Recubrimiento mínimo

Se refiere a la distancia libre mínima entre la cara del refuerzo de la armadura longitudinal más externa y la pared del encofrado o superficie libre del hormigón (véase tabla 18.3.1).

En ningún caso esta distancia será menor que:

- . 2 cm para elementos fundidos en el lugar
- . 1,5 cm para elementos prefabricados producidos en plantas de alta tecnología
- . el tamaño mayor del árido grueso
- . 1 diámetro de la barra mayor del refuerzo longitudinal.

El recubrimiento del refuerzo en hormigones empleados en ambientes agresivos deber estudiarse con atención, garantizando su resistencia y durabilidad, pero en ningún caso el valor calculado será menor al que resulta de incrementar un cm a los valores especificados en este apartado.

Tabla 18.3.1 — Recubrimiento mínimo en elementos de hormigón

Elemento	Recubrimiento
1	2
1. Cimientos (platos)	
1.1 Cimientos hormigonados en el lugar	
a) Sobre la excavación sin preparación.	7 cm
b) Con la excavación preparada con un sellaje	5 cm
2. Losas	
2.1 Losas hormigonadas en el lugar	
2.1.1 En ambiente normal, expuestos a la intemperie	2 cm
2.1.2 En presencia de atmósfera agresiva.	3 cm
3. Vigas, columnas y tímpanos	
3.1 Vigas, columnas y tímpanos hormigonados en el lugar	
3.1.1 En ambiente normal, expuestos a la intemperie	3 cm
3.1.2 Recubrimiento mínimo de vigas, columnas y tímpanos en presencia de atmósfera agresiva	4 cm
4. Muros de contención	
4.1 Cimientos	
Se utilizarán los valores señalados en el punto 1	
4.2 Paredes	
4.2.1 Cara en contacto con el material contenido	4 cm
4.2.2 Cara a la intemperie	3 cm
5. En todas las estructuras o elementos sometidos a las aguas marinas, el recubrimiento no será en ningún caso menor a	5 cm

NOTA 1: En ningún caso el recubrimiento podrá ser inferior al diámetro de la barra, ni al tamaño máximo del agregado.

NOTA 2: En estructuras prefabricadas, bajo riguroso control, puede reducirse en 5 mm los valores de la tabla 18.3.1.

NOTA 3: Para cualquier armadura, incluso estribos, cercos y similares, el recubrimiento mínimo del paramento al borde exterior del estribo, cerco, etc., no será inferior a 2 cm ni inferior a lo estipulado en la tabla 18.3.1. Para estructuras prefabricadas, bajo riguroso control, este recubrimiento mínimo es de 1,5 cm.

NOTA 4: En las estructuras expuestas a peligro de incendios, el recubrimiento de las armaduras vendrá fijado por la norma específica de protección de incendios, pero nunca menor que el señalado en la tabla 18.3.1.

NOTA 5: La distancia libre de los paramentos a las barras longitudinales dobladas no será inferior a 2ϕ , medida en dirección perpendicular al plano de la curva.

NOTA 6: Elementos en contacto con tierra; el recubrimiento libre mínimo es de 4 cm.

NOTA 7: Se estudiará y analizará, sobre la base de la literatura especializada y/o experiencias reconocidas, la protección y/o recubrimiento necesario de los cimientos en los siguientes casos:

- Cimientos para proyectos especiales
- Cimientos en aguas agresivas
- Cimientos sometidos a acciones dinámicas
- Cimientos sometidos a altas temperaturas
- Otros casos

18.4 Curvaturas admisibles en barras de armaduras

Las curvaturas admisibles se requieren:

a) Desde el punto de vista del acero (ductilidad):

Los radios de curvaturas de las barras levantadas o de los ganchos de anclaje deben tener en cuenta las características del acero de forma tal que los mismos no ocasionen daños a dicho material.

b) Desde el punto de vista del hormigón (resistencia):

Los radios de curvaturas de las barras levantadas o de los ganchos de anclaje deben tener en cuenta las características del hormigón de forma tal que el mismo resista las tensiones locales que se producen sin afectación de resistencia, desgarradura, fisuración, etc.

El cumplimiento de las curvaturas admisibles, especificadas en este apartado, exime de cualquier otra comprobación, pues se cumplimentan los requerimientos generales señalados para los materiales acero y hormigón.

18.4.1 Valores mínimos de los diámetros del mandril de doblado para ganchos de 180°

Los dobleces para las barras de acero lisas ($R \approx 240$ MPa) y corrugadas ($280 \leq R_{ak} < 320$) de producción nacional y para los distintos diámetros y ganchos de 180° se dan en la tabla 18.4.1.

Tabla 18.4.1 — Valores mínimos de los diámetros del mandril de doblado para ganchos de 180°

R_{ak} (Mpa)	Diámetro mínimo del mandril	$\varnothing$ mm
≈ 240	$D \geq 5 \varnothing$	todos
$280 \leq R_{ak} < 230$	$D \geq 5 \varnothing$	$\leq \varnothing 16$
	$D \geq 8 \varnothing$	$> \varnothing 16$

NOTA: En ningún caso el mandril ser mayor de 1,5 D.

Los ganchos de 180° se harán teniendo en cuenta el valor de "a" según la figura 18.4.1.

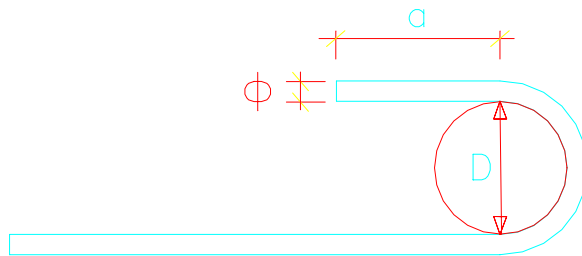


Figura 18.4.1 — Gancho de 180°

La prolongación recta "a" tendrá como mínimo el mayor de los siguientes valores:

- 5 cm
- $4 \varnothing$

18.4.2 Valores mínimos de los diámetros del mandril de doblado para ganchos de 135° y 90°

Para dobleces de ganchos de 135° y 90° el diámetro del mandril ser aproximadamente los 3/4 del correspondiente a los ganchos de 180°.

Para ganchos de 135° y 90° la prolongación recta "a" (véase figuras 18.4.2.a y 18.4.2.b) tendrá como mínimo $8 \varnothing$.

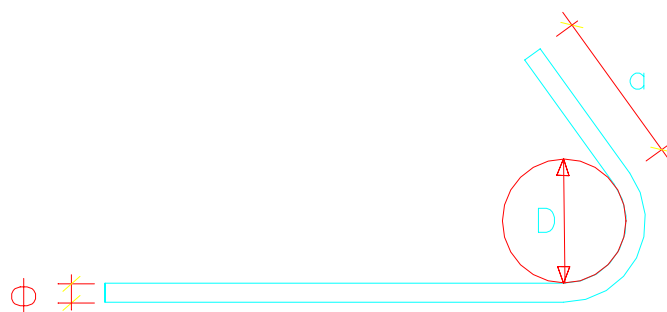


Figura 18.4.2.a — Ganchos de 135°

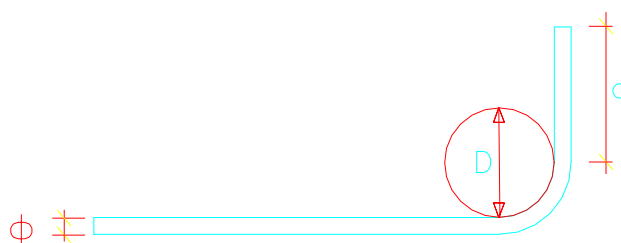


Figura 18.4.2.b — Ganchos de 90°

Para el acero de $R_{ak} \geq 380$ MPa, de producción nacional sólo se permiten ganchos de 90°, con un diámetro mínimo de mandril de $8 \varnothing$ y un valor mínimo para la distancia "a", también de $8 \varnothing$.

18.4.3 Valores mínimos de los diámetros del mandril de doblado para barras levantadas

Los dobleces para los distintos aceros de producción nacional vienen dados en la tabla 18.4.3.

Tabla 18.5.3— Dobleces para distintos aceros

Recubrimiento lateral	Diámetro del mandril Aceros R_{ak} 240-420 MPa
Si $e \leq 5 \text{ cm}$ $3 \varnothing$	$15 \varnothing$
Si $e > 5 \text{ cm}$ $3 \varnothing$	$10 \varnothing$
NOTA: e es la distancia mínima de las barras de la armadura principal levantada a las paredes de los encofrados o a la superficie libre del hormigón.	

Los ángulos de doblez de las barras levantadas serán de 30° a 60° , recomendándose el ángulo de 45°, muy preferentemente si la barra doblada no va a emplearse como refuerzo de la cara opuesta del elemento, sino más bien como refuerzo a cortante.

En este caso la barra doblada deber anclarse terminando en gancho o con un tramo recto "a" o "b" de longitud no menor de $20 \varnothing$ en la zona traccionada y no menor de $10\varnothing$ en la zona comprimida (véase figura 18.4.3).

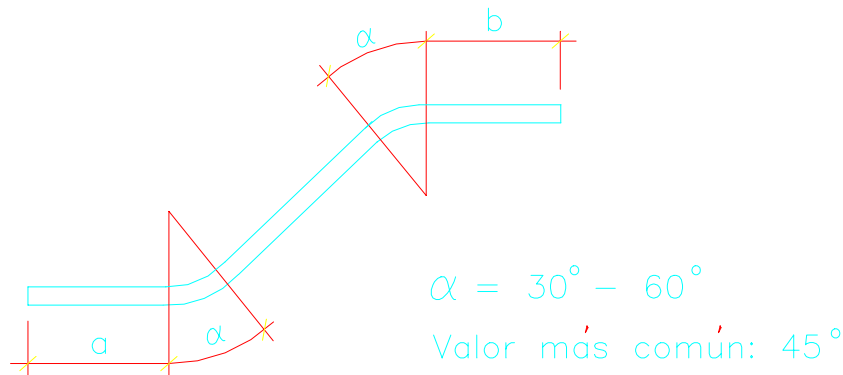


Figura 18.4.3 — Anclaje en barra doblada

Si la armadura de refuerzo es mediante mallas electrosoldadas, éstas no deben doblarse en las proximidades de la soldadura. La distancia entre la soldadura y el punto de arranque del doblado debe ser al menos igual a 4 veces el diámetro de la barra doblada.

19 Empalmes de barras

• Simbología

b	ancho del cordón
h	altura del cordón
K	coeficiente función del porcentaje de armadura solapada en una sección respecto a la sección total de acero en esa misma sección
L	longitud del cordón
l_d	longitud de anclaje por prolongación recta
l_{dr}	longitud de anclaje reducida
l_e	longitud de empalme
P	porcentaje de barras empalmadas con relación al total del área de acero en la sección
R_{ak}	resistencia característica del acero ordinario en tracción

En la medida de lo posible se evitarán los empalmes de barras, pero si son indispensables, se procurará disponerlos fuera de las secciones críticas.

No se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice el proyectista.

Los empalmes podrán realizarse:

- a) por solape
- b) por soldadura
- c) por medios mecánicos

19.1 Empalmes por solape

Se denomina empalme por solape al que se realiza de forma que una barra monte sobre la otra, quedando ambas en contacto y bien amarradas, o separadas a una distancia libre no menor de $2 \varnothing$ ó 20 mm y no mayor de $4 \varnothing$ ó 100 mm, efectuándose la unión por medio de la adherencia con el hormigón.

La longitud de la monta se define en el apartado 19.1.2, pero en ningún caso será inferior a la magnitud l_d de anclaje. Se admite este tipo de empalme para diámetros de hasta un máximo de 32 mm.

19.1.1 Disposición de los empalmes por solape

En general, los empalmes por solape deben colocarse en forma desplazada, o sea, de manera que no concuerden en un mismo plano más de un empalme. Se recomienda que el desplazamiento en el sentido longitudinal no sea menor que:

- 1,2 longitud de empalme
- 20 diámetros de la barra empalmada

Para los elementos lineales (aquellos en los cuales las dimensiones reales de la sección transversal son pequeñas con relación a la longitud), en que todas las armaduras longitudinales están sometidas a tensiones de tracción (tensores), no se permite el empalme por solape.

Para que un empalme por solape pueda ser efectivo es fundamental que el espesor de hormigón, alrededor del mismo, cumpla los requisitos de recubrimiento y separación mínima entre barras establecidos en los apartados 18.2 y 18.3.

19.1.2 Longitud de monta en empalmes por solape

- a) Barras en tracción

La longitud de empalme, l_e , se calcular en función de la longitud de anclaje por prolongación recta, l_d , o la reducida, l_{dr} , determinadas en el apartado 15.4.1. Estas longitudes l_d son afectadas por el coeficiente K que se da en la tabla 19.1.2, el cual es función del porcentaje de armadura solapada en una sección, respecto a la sección total de acero en esa misma sección.

La fórmula general de dicha monta es:

$$l_e = K l_d$$

$$l_e = K l_{dr}$$

Cuando se trate de barras corrugadas, no se usarán ganchos. En barras lisas si se usarán ganchos, empleándose las fórmulas:

$$l_e = K l_d - \Delta l_d$$

$$l_e = K l_{dr} - \Delta l_d$$

Con respecto al por ciento de barras que se pueden empalmar, 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 %, si las sollicitaciones son estáticas, y el 25 %, si las sollicitaciones son dinámicas.

Tabla 19.1.2 — Valores del coeficiente K

Distancia entre los 2 empalmes más próximos	Valores de P				
	20	25	33	50	> 50
$\leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$> 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4

Donde:

P porcentaje de las barras empalmadas con relación al total del área de acero en la sección

Para el refuerzo transversal de distribución, repartición y temperatura, el valor de K ser tomado como 1.

b) Barras en compresión

La longitud mínima de monta, l_e , será la de anclaje por prolongación recta l_d , determinada en el apartado 15.4.1. El valor K será 1 para cualquier porcentaje de barras solapadas trabajando normalmente en compresión.

19.1.3 Armadura transversal en los empalmes por solape

La transmisión de fuerzas mediante empalmes por solape, determina la presencia de fuerzas transversales en la longitud del solape. Debe comprobarse el equilibrio de estas fuerzas transversales. A este respecto:

Si el diámetro de las barras empalmadas es menor de 16 mm, el refuerzo mínimo transversal previsto por otras razones (por ejemplo la parte horizontal de los estribos de refuerzo por cortante y la armadura de distribución, retracción y temperatura en losa) es suficiente y desempeña adicionalmente ese equilibrio.

Si el diámetro $\varnothing \geq 16$ mm, para el caso en que el porcentaje de barras solapadas en la misma sección sea menor o igual al 50 % de las barras existentes en dicha sección, el área mínima de la armadura transversal debe resistir un 33 % de la fuerza de tracción de la barra solapada de mayor diámetro. Si el porcentaje de las barras solapadas en la misma sección es mayor del 50 %, el área mínima de la armadura transversal debe resistir el 66 % de la fuerza de tracción de la barra solapada de mayor diámetro.

De requerirse armadura transversal en vigas, podrán ser consideradas las ramas horizontales de los estribos utilizados para cortante; la distribución de los estribos adicionales de refuerzo se colocar preferentemente en los tercios extremos de la longitud de empalme, véase figura 19.1.3.

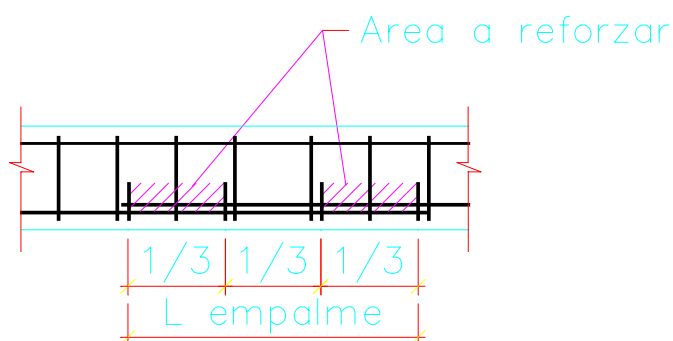


Figura 19.1.3 — Posición de estribos adicionales

19.2 Empalmes por soldadura

19.2.1 Alcance

19.2.1.1 Las disposiciones de esta sección son aplicables a los empalmes de barras de acero ordinario, siempre que éstas presenten las características de soldabilidad requerida. Los aditamentos que sean de carácter permanente en la unión cumplirán igualmente lo dispuesto para las armaduras.

19.2.1.2 El método de soldadura empleado en todas las uniones del apartado 19.2 es la soldadura manual con arco eléctrico y varillas como electrodo, por ser el más usado en la práctica. Si se empleasen otros métodos de soldadura, como la soldadura por puntos, por chispa, etc., se emplearán las especificaciones de documentos normalizativos de reconocido prestigio o catálogos de los fabricantes.

19.2.1.3 En general, los aceros cumplirán los requisitos de soldabilidad establecidos en el apartado 6.1.8.

19.2.2 Disposición de los empalmes por soldadura

19.2.2.1 Los empalmes por soldadura pueden realizarse sobre la totalidad de las barras de una misma sección, con la condición de:

- a) que no afecten a trozos curvos de armadura
- b) que no se encuentren en zonas en las cuales las cargas variables o dinámicas sean predominantes.

19.2.2.2 Cuando sean necesarios empalmes por soldadura, en elementos a los cuales se les realice el cálculo por fatiga, se cumplirá lo establecido en el apartado 6.4.2.

19.2.2.3 Siempre que sea posible es recomendable que los empalmes por soldadura de barras contiguas en tracción queden desplazados en el sentido longitudinal a una distancia libre no menor de 20 veces el diámetro de la barra empalmada, en el caso de barras lisas, y de 10 veces el diámetro, en el caso de barras de alta adherencia (véase figura 19.2.2.3).

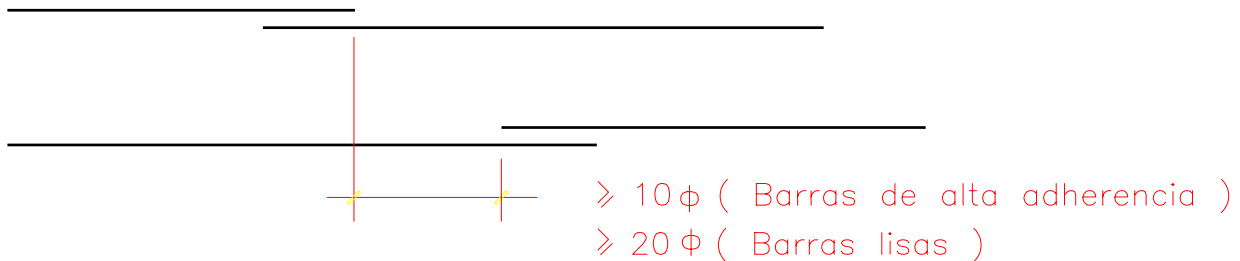


Figura 19.2.2.3 — Desplazamiento de barras

19.2.2.4 Los electrodos que se utilicen en la unión tendrán una resistencia en el metal de aporte de al menos 1,25 veces la del metal de que está constituida la barra a empalmar.

19.2.2.5 La superficie de la soldadura colocada no podrá presentar grietas ni cavidades visibles, de ocurrir esto se procederá a aplicarle una nueva capa a la misma que elimine dichos defectos del área afectada.

19.2.3 Empalmes por soldadura mediante solape

19.2.3.1 Los empalmes por monta de una barra sobre otra (solape), unidas por cordón de soldadura sin inclinación de las mismas, se dan en la tabla 19.2.3.1 (véase figura 19.2.3.1).

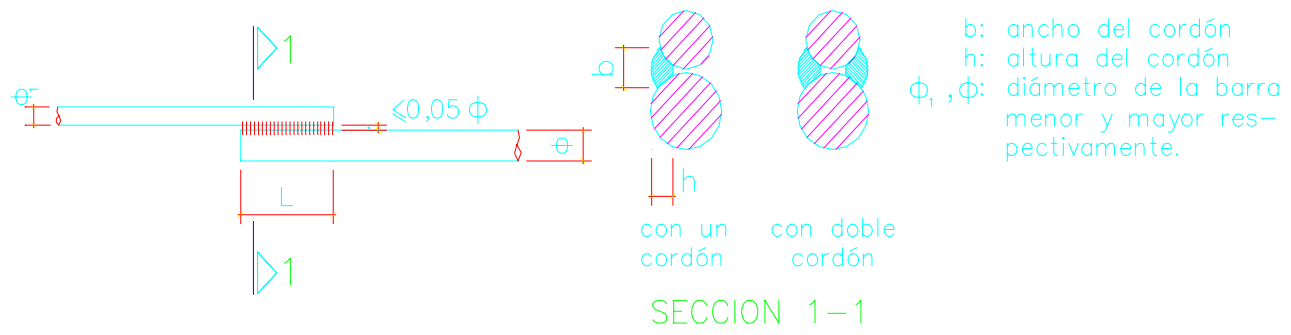


Figura 19.2.3.1 — Empalme por soldadura

Tabla 19.2.3.1 — Cordón de soldadura

Posición de las armaduras	R_{ak} (MPa)	ϕ, ϕ_1 (mm)	$\frac{\phi_1}{\phi}$	Longitud del cordón L (mm)	Ancho del cordón b (mm)	Altura del cordón h (mm)
Horizontal y vertical	≈ 240	10 - 40	0,75 - 1	6 ϕ (4 ϕ)	0,5 ϕ pero ≥ 8	0,25 ϕ pero ≥ 4
	≥ 280	10 - 25		8 ϕ (4 ϕ)		

NOTA: Los valores entre paréntesis corresponden a la longitud para doble cordón de soldadura

19.2.3.2 Cuando se utilice este tipo de unión se tendrán en cuenta los esfuerzos locales que se generan dentro de la masa de hormigón por la excentricidad de la fuerza. Véase apartado 19.1.3. No obstante, para diámetros > 20 mm serán preferibles los empalmes a tope.

19.2.4 Empalme por soldadura a tope

19.2.4.1 Empalmes a tope mediante cubrejuntas

Los cubrejuntas son elementos auxiliares de acero que permiten la formación de las juntas soldadas y se consideran parte inseparable del empalme. Reciben parte de las cargas durante el trabajo de empalme en la construcción.

a) usando barras de acero

Cuando se usan cubrejuntas, estas deberán colocarse en forma simétrica en la unión, es decir, que deben emplearse al menos dos cubrejuntas idénticos en posición opuesta, de modo que las resultantes de sus fuerzas resistentes coincidan con el eje de la barra empalmada (véase figura 19.2.4.1.a). Las características de la unión se dan en la tabla 19.2.4.1.a.

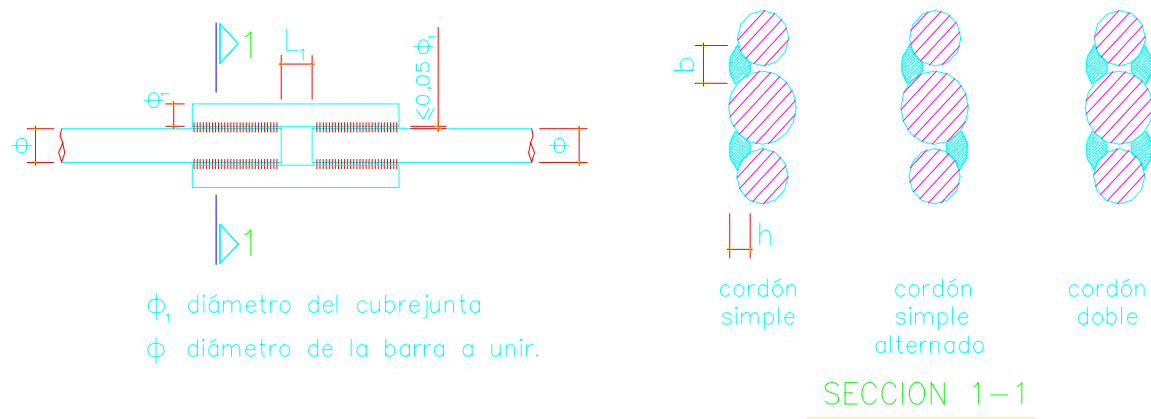


Figura 19.2.4.1.a — Cubrejunta doble

Tabla 19.2.4.1.a — Posición de las armaduras

Posición de las ar- maduras	R _{ak} (MPa)	Ø, Ø1 (mm)	$\frac{\phi_1}{\phi}$	L (mm)	L ₁ (mm)	b (mm)	h (mm)
Horizontal y vertical	≈ 240	10 – 40	0,75 – 1	6 Ø (4 Ø)	0,5 Ø pero ≥ 10	0,5 Ø pero ≥ 8	0,25 Ø pero ≥ 4
	≥ 280			8 Ø (4 Ø)			
NOTA: Los valores entre paréntesis corresponden a la longitud para doble cordón de soldadura							

Para los cubrejuntas se recomienda el empleo de barras de R_{ak} igual a las empalmadas.

b) usando perfiles metálicos

Para este tipo de empalme se pueden emplear perfiles metálicos laminados en frío o en caliente, usándose únicamente angulares de alas iguales.

Las dimensiones de las uniones horizontales aparecen en la tabla 19.2.4.1.b1 (véase figura 19.2.4.1.b1) y las verticales en la tabla 19.2.4.1.b2 (véase figura 19.2.4.1.b2).

El perfil metálico tendrá un área capaz de transmitir al menos el 60% de la fuerza transmitida por la barra de mayor diámetro. La resistencia característica del metal del perfil no será menor del 50% de la resistencia característica de las barras a unir. El área del perfil no será menor del 80% del área de la mayor de las barras a unir.

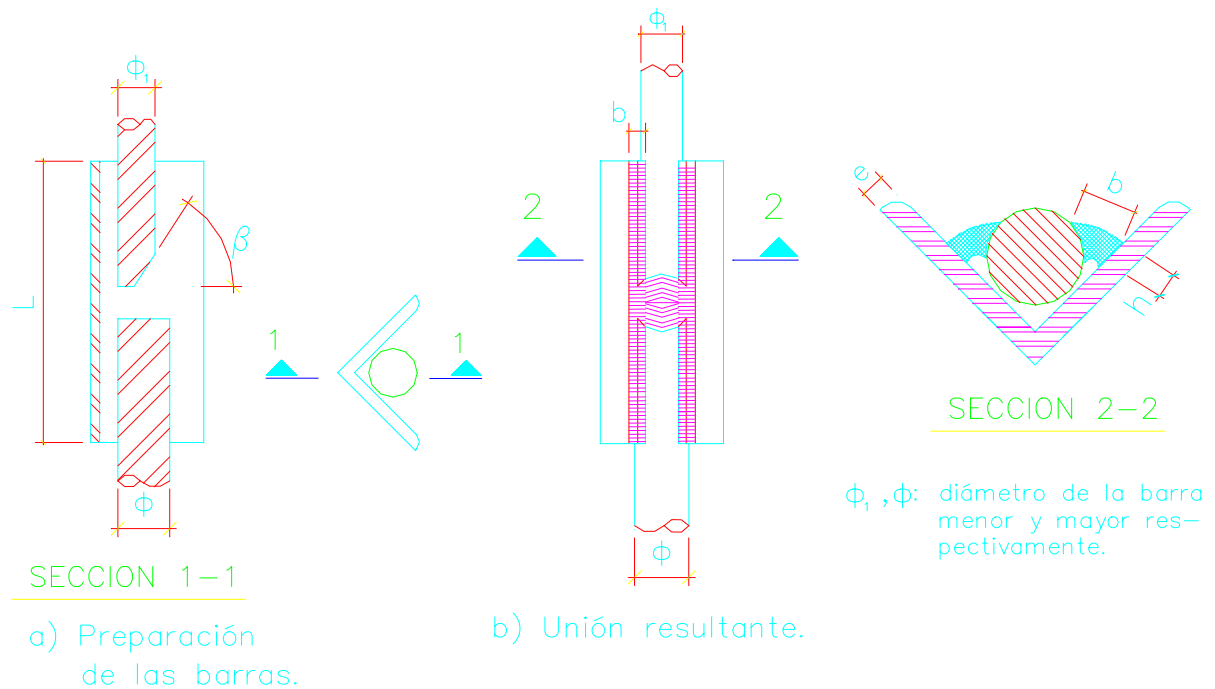


Figura 19.2.4.1.b2 — Dimensiones de las uniones horizontales

Tabla 19.2.4.1.b1 — Posición de las armaduras

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	$\emptyset, \emptyset 1$ (mm)	$\frac{\emptyset_1}{\emptyset}$	L_1 (mm)	L_2 (mm)	β (mm)
Horizontal	≈ 240	10 - 40	0,75 - 1	$(0,7 - 1,2) \emptyset$	3 - 6	$15 \pm 5^\circ$
	$280 \leq R_{ak} < 320$					
	≥ 380					

Tabla 19.2.4.1.b1 (continuación)

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (Mpa)	L (mm)	b (mm)	h (mm)	e (mm)
Horizontal	≈ 240	$3 \emptyset + L_1$	$(0,35-0,4)\emptyset$ pero ≥ 8	$0,25 \emptyset$ pero ≥ 4	4 ($10 \leq \emptyset \leq 20$)
	$280 \leq R_{ak} < 320$				6 ($20 \leq \emptyset \leq 28$)
	≥ 380	$4 \emptyset + L_1$			8 ($28 \leq \emptyset \leq 40$)

Tabla 19.2.4.1.b2 — Uniones empalmadas

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	$\varnothing, \varnothing_1$ (mm)	$\frac{\varnothing_1}{\varnothing}$	L_1 (mm)	L (mm)
Vertical	≈ 240	10 – 20	0,75 – 1	$(0,5 - 0,7) \varnothing$	$3 \varnothing + L_1$
	$280 \leq R_{ak} < 320$				$4 \varnothing + L_2$
	≥ 380				

Tabla 19.2.4.1.b2 (continuación)

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (Mpa)	b (mm)	h (mm)	h_1 (mm)	e (mm)
vertical	≈ 240	$(0,35 - 0,4) \varnothing$	$0,25 \varnothing$ pero ≥ 8	$0,1 \varnothing$	$4 (10 \leq \varnothing \leq 20)$
	$280 \leq R_{ak} < 320$				$6 (20 \leq \varnothing \leq 28)$
	≥ 380				$8 (28 \leq \varnothing \leq 40)$

19.2.4.2 Empalme a tope mediante soldadura al baño

La soldadura al baño es el proceso mediante el cual la fusión de los extremos de la barra a tope se realiza fundamentalmente por el calor de la bañadera del metal fundido, denominándose bañadera o molde recuperable al aditamento de utilización múltiple (carbón o cobre) o desechable (cerámica) que permite la formación del metal fundido, utilizando soldadura al baño. es de fácil separación después de realizada la soldadura.

El empalme a tope mediante soldadura al baño es recomendable cuando las barras a unir son de diámetros ≥ 20 mm. Con este tipo de unión se pueden empalmar tanto barras verticales como horizontales.

a) Con bañaderas recuperables o desechables:

Para uniones tanto de bañaderas recuperables (de carbón o de cobre) como desechables (de cerámica) las dimensiones para las uniones horizontales se dan en la tabla 19.2.4.2.a1 (véase figura 19.2.4.2.a1) y para uniones verticales en la tabla 19.2.4.2.a2 (véase figura 19.2.4.2.a2).

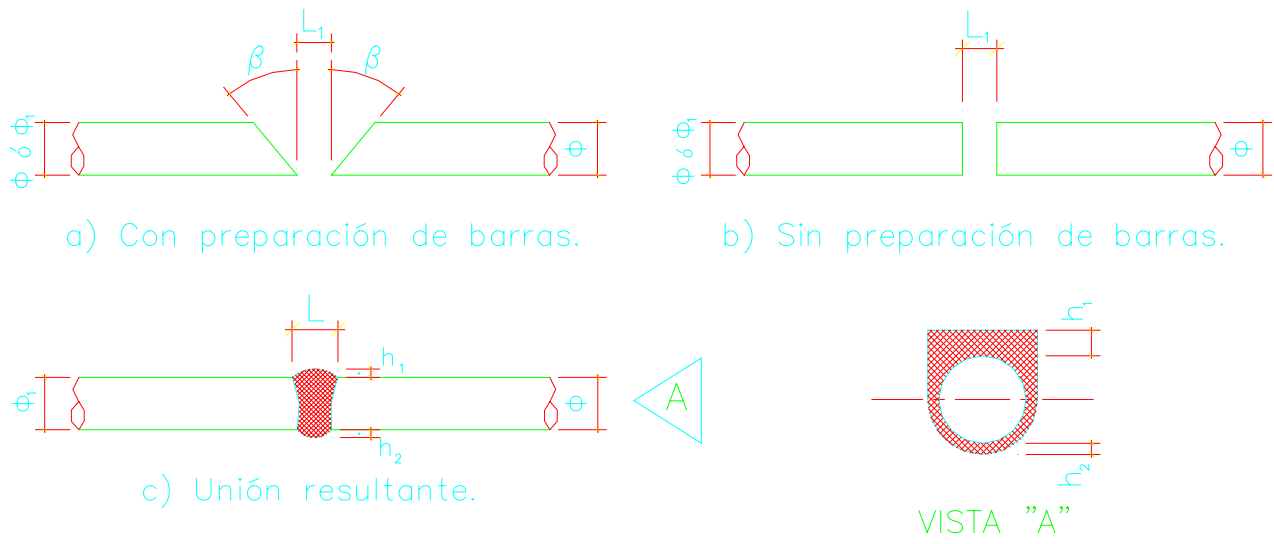


Figura 19.2.4.2.a1 — Dimensiones para las uniones horizontales

Tabla 19.2.4.2.a1 — Dimensiones para las uniones horizontales

Posición de las armaduras empalmadas	R _{ak} (MPa)	Ø, Ø ₁ (mm)	$\frac{\varnothing_1}{\varnothing}$	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)
Horizontal	< 320	20 – 40	0,5 – 1	12 – 20	5 – 12
	≥ 380			12 – 16	

Tabla 19.2.4.2.a1 (continuación)

Posición de las armaduras empalmadas	β grados	L (mm)	h ₁	h ₂
Horizontal	10° - 15°	≤1,5 Ø	0,1 – 0,15 Ø	≤ 0,2 Ø
		≤1,2 Ø	0,05 Ø	≤ 0,05 Ø

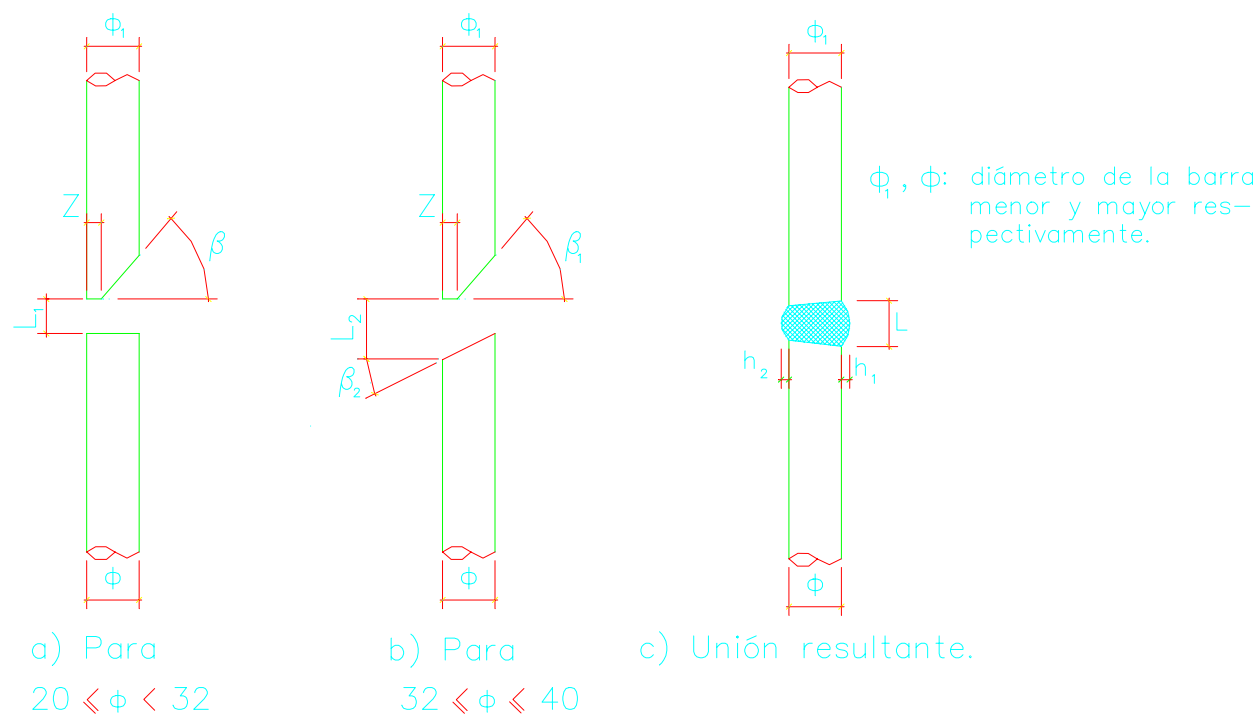


Figura 19.2.4.2.a2 — Uniones verticales

Tabla 19.2.4.2.a2 — Posición de las armaduras

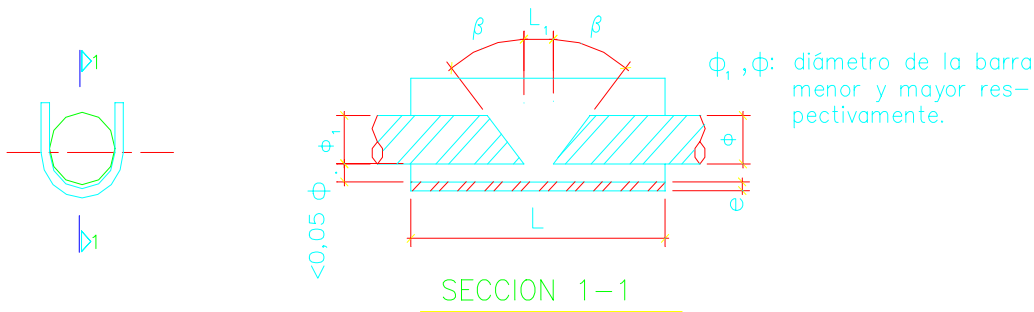
Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	$\varnothing, \varnothing_1$ (mm)	$\frac{\varnothing_1}{\varnothing}$	L_1 (mm)	L_2 (mm)	Z (mm)	α grados
vertical	≈ 240	20 – 40	0,5 – 1	5 – 15	8 – 12	$\leq 0,15 \varnothing$	80° - 90°
	≥ 280			3 – 10			

Tabla 19.2.4.2.a2 (continuación)

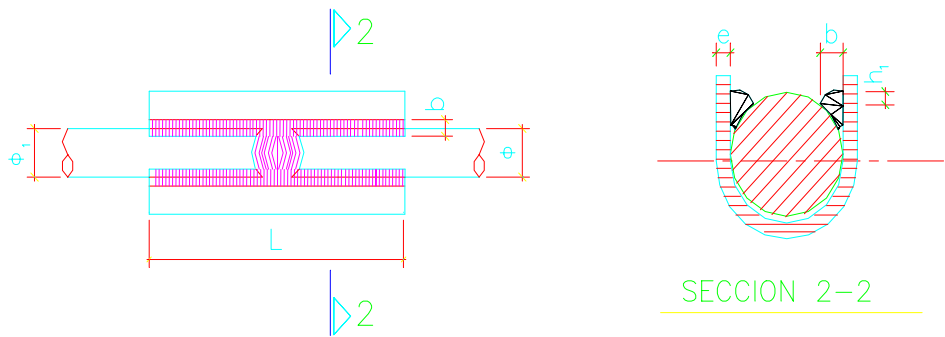
Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	β grados	β_1 grados	β_2 grados	L (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)
vertical	≈ 240	10° - 15°	40° - 50°	20° - 25°	≤ 2	≤ 25	$\leq 0,15 \varnothing$
	≥ 280					≤ 15	$\leq 0,05 \varnothing$

b) Con bañera de acero

En este tipo de unión la bañera forma parte de la misma, las dimensiones de las uniones horizontales están dados en la tabla 19.2.4.2.b1 (véase figura 19.2.4.2.b1) y las verticales en la tabla 19.2.4.2.b2 (véase figura 19.2.4.2.b2).



a) Preparación de las barras.



b) Unión resultante.

Figura 19.2.4.2.b1 — Uniones horizontales

Tabla 19.2.4.2.b1 — Posición de las armaduras (horizontal)

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	$\varnothing, \varnothing_1$ (mm)	$\frac{\varnothing_{\perp}}{\varnothing}$
Horizontal	≈ 240	20 – 40	0,5 – 1
	$280 \leq R_{ak} < 320$		
	≥ 380		

Tabla 19.2.2.b1 (continuación)

Posición de las armaduras empalmadas	L ₁ (mm)	β grados	L (mm)	b (mm)	h ₁ (mm)
Horizontal	8 - 12	5° - 10°	2 Ø + L ₁	(0,35 – 0,4) Ø	≤ 0,05 Ø
	12 – 15		3 Ø + L ₁		
	15 – 20				

El espesor de la planchuela usada como bañadera será :

$20\text{ mm} \leq \varnothing \leq 25\text{ mm} \quad e = 6\text{ mm}$

$28\text{ mm} \leq \varnothing \leq 40\text{ mm} \quad e = 8\text{ mm}$

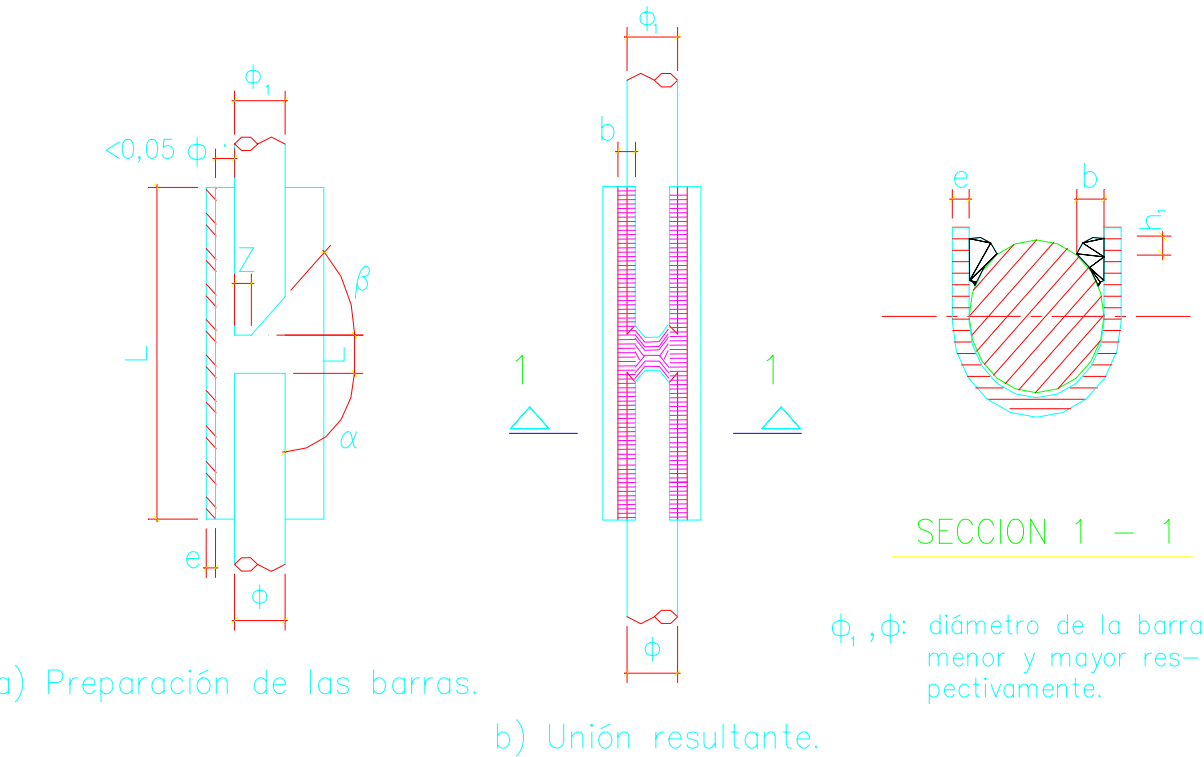


Figura 19.2.4.2.b2 — Planchuelas puestas como bañaderas

Tabla 19.2.4.2.b2 — Posición de las armaduras (vertical)

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	$\emptyset, \emptyset_1$ (mm)	$\frac{\emptyset_1}{\emptyset}$	L_1 (mm)	α (mm)	β (mm)
vertical	≈ 240	20 – 40	0,5 – 1	6 - 8	80° – 90°	30° - 40°
	$280 \leq R_{ak} < 320$					
	≥ 380					

Tabla 19.2.4.2.b2 — Posición de las armaduras (continuación)

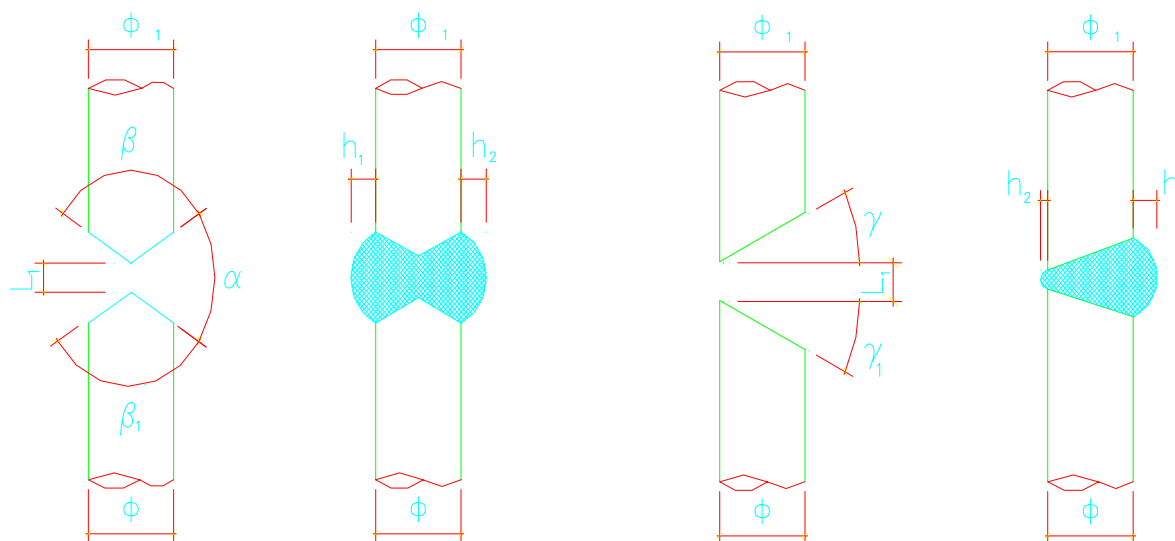
Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	z (mm)	L (mm)	b (mm)	h (mm)
vertical	≈ 240	$\leq 0,5 \emptyset$	$2 \emptyset + L_1$	$(0,35 - 0,4) \emptyset$	$\geq 0,05 \emptyset$
	$280 \leq R_{ak} < 320$		$3 \emptyset + L_1$		
	≥ 380		$4 \emptyset + L_1$		

Los espesores de la planchuela de la bañadera cumplirán lo establecido en las juntas horizontales.

c) sin aditamentos adicionales

Este tipo de unión es la menos recomendable pues su efectividad depende en gran medida de la experiencia del soldador. En ningún caso esta unión podrá entregar más del 75% de la fuerza capaz de resistir la barra empalmada.

Esta unión puede ser utilizada tanto en empalmes verticales como horizontales (véase figura 19.2.4.2c) y sus características aparecen en la tabla 19.2.4.2c.



a) Unión con
ángulo en x

b) Unión resultante

c) Unión con
ángulo en v

d) Unión resultante

ϕ_1, ϕ : diámetro de la barra
menor y mayor res-
pectivamente.

Figura 19.2.4.2c — Uniones verticales

Tabla 19.2.4.2c— Posición de las armaduras (horizontal y vertical)

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	$\emptyset, \emptyset_1$ (mm)	$\frac{\emptyset_1}{\emptyset}$	L_1 (mm)	α grados	β grados
horizontal y vertical	≥ 240	20 – 40	0,5 – 1,0	3 – 4	$55^\circ \pm 2^\circ$	$110^\circ \pm 2^\circ$

Tabla 19.3.4.2c (continuación)

Posición de las armaduras empalmadas	R_{ak} (MPa)	β_1 grados	γ grados	γ_1 grados	h_1 (mm)	h_2 (mm)
horizontal y vertical	≥ 240	$140^\circ \pm 2^\circ$	$25^\circ \pm 2^\circ$	$15^\circ \pm 2^\circ$	$(0,05 - 0,1) \emptyset$	$\leq 0,05 \emptyset$

19.2.5 Capacidad resistente de los empalmes por soldadura.

19.2.5.1 Empalmes de barras a tracción

En general, no debe contarse con una resistencia superior al 80% de las barras empalmadas. Sólo se admitirá una resistencia del 100% cuando se cumplan simultáneamente las tres condiciones siguientes:

a) la soldadura sea realizada por personal especializado y con un control muy estricto o se haga en talleres adecuados.

b) que en la misma sección no se empalme más del 20% del área total del refuerzo.

c) que no sean predominantes las sollicitaciones alternas.

En caso de predominar las cargas alternas se aplicará lo establecido en el apartado 19.2.2.2.

19.2.5.2 Empalmes de barras comprimidas

En todos los casos se obtendrá el 100% de la resistencia de la barra empalmada.

19.3 Empalmes por medios mecánicos

Los empalmes por medios mecánicos, en general, corresponden a dispositivos suministrados por fábricas como los manguitos con rosca izquierda y derecha.

En todos los casos estos tipos de empalmes deben ser objeto de ensayos, a fin de comprobar su eficiencia y determinar su verdadera capacidad resistente.

20 Disposiciones generales referentes a las armaduras de pretensado

- **Símbología**

C coeficiente

l_t longitud de transmisión

N_a fuerza transversal de tracción en el extremo

R radio de curvatura de las barras de acero

T_a fuerza tangente máxima sobre una sección longitudinal

Ø diámetro del alambre o barra de acero

20.1 Utilización simultánea de diversos tipos de acero

Se admite la utilización simultánea de acero ordinario y de acero de pretensado cuando esto se tenga en cuenta en los cálculos o por razones constructivas.

Por el contrario, se prohíbe la utilización simultánea de aceros de pretensado de tipos diferentes, salvo si se prueba que no pueden dar lugar a ningún riesgo de corrosión electrolítica (por aceros de naturaleza diferente).

20.2 Separación entre armaduras de pretensado

20.2.1 Armaduras de pretensado

La distancia mínima libre entre dos aceros, tanto horizontal como vertical, debe ser por lo menos igual al mayor de los siguientes valores:

- a) 1 cm
- b) el diámetro nominal del más grueso de los aceros adyacentes
- c) 1,5 veces la dimensión máxima del árido, en el sentido horizontal y la dimensión máxima del árido, en el sentido vertical.

NOTA: En el caso de armaduras cruzadas se permite contacto en el punto de intersección siempre que el ángulo de cruce sea mayor de 45°.

20.2.2 Armaduras de postesado. Cables y otras armaduras en vainas (metálicas o plásticas) o conductos

Las distancias mínimas entre las vainas (o grupos de vainas en contacto) que contienen cables, o entre las vainas y las otras armaduras, deben ser al menos iguales a:

- en sentido vertical:
 - a) una vez la dimensión vertical de la vaina o conducto

- en sentido horizontal:

- a) para una vaina aislada:

una vez la dimensión horizontal de la vaina o conducto

- b) para dos vainas metálicas en contacto:

0,8 veces el espacio ocupado horizontalmente por el grupo (véase figura 20.2.2), o el diámetro del vibrador

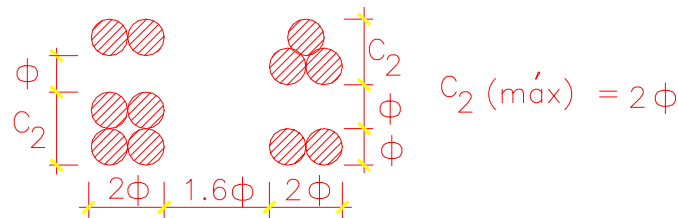


Figura 20.2.2 — Distancia entre grupos de barras

Por otra parte, debe evitarse, en lo posible, la colocación de grupos de vainas en contacto, especialmente cuando son más de dos.

Se admite colocar dos vainas en contacto solamente en el caso que sean metálicas y que a cada lado haya suficiente espacio para que se pueda introducir un vibrador horizontalmente, en ningún caso deben colocarse más de dos vainas en contacto.

Excepcionalmente, y en casos muy justificados, podrán colocarse como máximo cuatro vainas en contacto, siempre que sean metálicas.

20.3 Distancias de las armaduras de pretensado a la superficie del hormigón

20.3.1 Armaduras de pretensado

Salvo excepción, debidamente justificada, las distancias mínimas de los alambres a las paredes del encofrado o a la superficie del hormigón son las definidas en 18.3.1 para las armaduras ordinarias aisladas de hormigón armado.

20.3.2 Armaduras de postesado. Cables y otras armaduras en vainas o conductos

Las prescripciones siguientes suponen que la obra se encuentra en el ambiente normal de Cuba. Las distancias mínimas de una vaina o conducto (o grupo de vainas en contacto) a la superficie del hormigón deben ser iguales al mayor de los límites siguientes:

- en sentido vertical:
 - a) 4 cm
 - b) la dimensión horizontal de la vaina, conducto o del grupo de vainas en contacto
- en sentido horizontal:
 - a) 4 cm
 - b) la mitad de la dimensión vertical de la vaina, conducto o grupo de vainas en contacto

c) la dimensión horizontal de la vaina, conducto o grupo de vainas en contacto (véase figura 20.3.2)

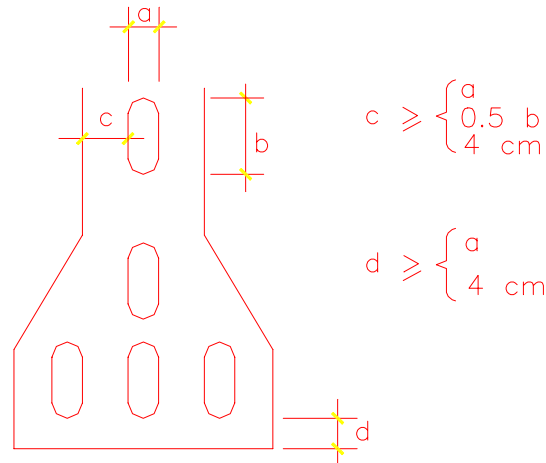


Figura 20.3.2 — Vainas y conductos

En casos particulares, en el que haya riesgo de incendio o atmósfera agresiva, o que se admitan aberturas de fisuras, estas distancias se deberán aumentar como mínimo en 1 cm.

20.4 Valores admisibles de curvaturas para el trazado de las armaduras de pretensado.

Desde el punto de vista del hormigón deben cumplirse las prescripciones dadas en 18.4 b.

Desde el punto de vista de las armaduras de pretensado los radios de curvaturas serán como mínimo iguales a:

- a) alambres de $\varnothing$ 7 mm $R = 5 \text{ m}$
- b) alambres de $\varnothing$ 5 mm $R = 4 \text{ m}$
- c) torones de $\varnothing$ 4,5 a 8 mm $R = 4 \text{ m}$
- d) alambres y torones de $\varnothing$ mayores $R = 6 \text{ m}$
- e) barras de $\varnothing$ ó 25 mm $R = 15 \text{ m}$
- f) barras de $\varnothing > 25 \text{ mm}$ $R = 20 \text{ m}$

Se permiten radios con un 25% menos, siempre que los conductos utilizados lo permitan.

El ángulo de desviación (α) de las armaduras pretensadas nunca será superior a 30° .

En el caso particular de cables levantados en la superficie superior del elemento, el ángulo recomendado para facilitar la operación de tesado es de $24^\circ 15'$ ($\tan \alpha = 0,45$).

20.5 Anclaje en los extremos de las armaduras de pretensado

En los extremos de los elementos pretensados conviene combinar los esfuerzos de anclaje con los debidos a las reacciones de apoyo y al esfuerzo cortante, teniendo en cuenta, además, que en el caso de armaduras pretesadas el pretensado produce el efecto total solamente a partir de una cierta distancia de su punto de aplicación.

Por otra parte, es preciso controlar que una fisuración eventual del hormigón en la zona de anclaje no ponga en peligro su eficacia y adoptar, si procede, disposiciones constructivas de reconocida efectividad.

20.5.1 Tipos de anclajes

a) Anclaje por armaduras adherentes

Se utiliza en la técnica del pretesado.

Cuando las fuerzas del pretensado se transmitan al hormigón por adherencia, no se permite utilizar mas que aceros que posean una adherencia suficientemente comprobada por ensayos asociados a un hormigón de alta calidad. Se determinará, en particular, mediante ensayos la longitud del anclaje l_a y la longitud de transmisión l_t .

La longitud del anclaje l_a es la longitud necesaria para transmitir por adherencia la fuerza de pretensado del acero al hormigón. Las experiencias han demostrado, que 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 50 veces el diámetro nominal, en el caso de torones.

La longitud de transmisión l_t es la longitud necesaria para asegurar una distribución lineal de tensiones en la sección de hormigón.

b) Anclajes fijos

El anclaje de las armaduras de pretensado embebidas en el hormigón, llamado anclaje fijo, se obtiene mediante la curvatura o el destrenzado de los extremos de las armaduras, debiendo realizarse ensayos que determinen sus condiciones de utilización.

c) Anclajes por dispositivos especiales

El funcionamiento del sistema de pretensado y la eficacia del dispositivo de anclaje deben comprobarse mediante ensayos y/o atenerse a las especificaciones de los documentos de idoneidad del sistema empleado.

Los anclajes de hormigón o de acero deben poder resistir los esfuerzos de las armaduras de pretensado en el estado límite último con el mismo coeficiente de seguridad que el de los otros elementos de la construcción.

El documento de idoneidad debe precisar especialmente las condiciones exactas de utilización del dispositivo de anclaje y, en particular, la resistencia mínima del hormigón alrededor de los anclajes,

el zunchado de estas zonas, así como los intervalos y recubrimientos mínimos que deben respetarse.

A falta del documento de idoneidad se debe garantizar, mediante ensayos, el comportamiento correcto de los anclajes, así como la permanencia del pretensado.

20.6 Esfuerzos en los extremos de las armaduras de pretensado

En las proximidades de los puntos de aplicación de esfuerzos concentrados, en los extremos de las armaduras de pretensado, la distribución de tensiones difiere de la correspondiente a las hipótesis ordinarias de la resistencia de materiales.

a) En general, es necesario disponer en estas zonas, además de las armaduras corrientes, de armaduras destinadas a equilibrar los esfuerzos de tracción resultantes de la distribución de los esfuerzos concentrados, a fin de evitar posible fisuración o rotura del hormigón.

Para dimensionar estas armaduras puede recurrirse a la teoría de la elasticidad o a resultados de estudios experimentales.

b) Se admite que a partir de una cierta distancia de la cara extrema, la distribución de tensiones es uniforme. La distancia d , profundidad de la zona extrema, se supone igual a la mayor dimensión de la sección transversal del elemento.

c) Se han establecido métodos aproximados para la de terminación de los esfuerzos en las zonas extremas, basados en las líneas isostáticas que se forman entre las fuerzas concentradas (véase figura 18.6.c1), a falta de un cálculo más preciso (véase figura 20.6.c2) la fuerza transversal de tracción N_a en el extremo puede tomarse igual a:

$$N_a = C T_a$$

T_a Fuerza tangente máxima sobre una sección longitudinal tal como a-a.

C Coeficiente que toma los valores siguientes:

$C = 0,3$ Cuando el esfuerzo concentrado actúa en las proximidades de un borde de la cara extrema

$C = 0,5$ Cuando el esfuerzo concentrado actúa en el centro de esta cara

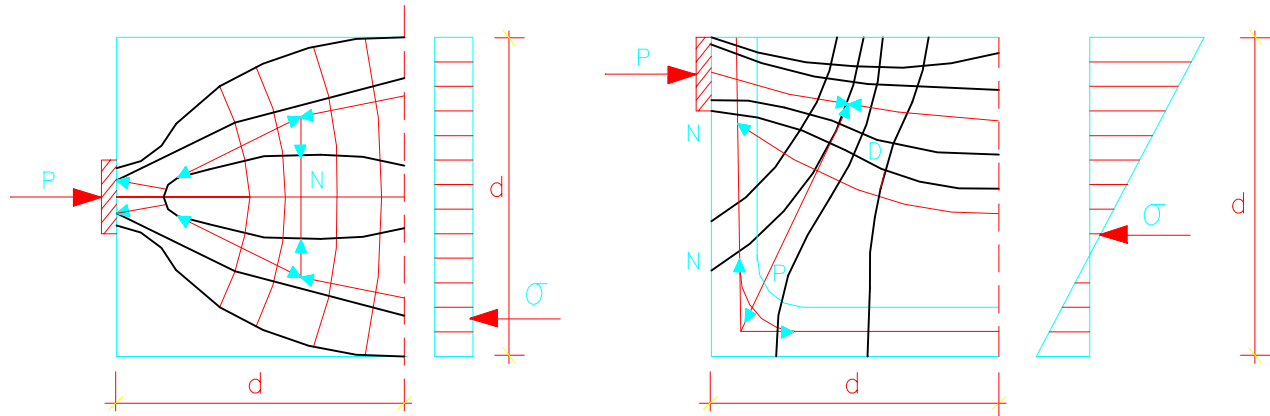


Figura 20.6.c1 — Esfuerzos en zonas extremas

d) Las armaduras complementarias para absorber los esfuerzos de extremos deben repartirse en las zonas de tracción y anclarse correctamente.

La disposición de las armaduras debe ser tal que la calidad del hormigón no peligre a causa de dificultades durante el hormigonado. La armadura complementaria de extremo puede sustituirse por un pretensado transversal apropiado.

Los zunchos y armaduras indicados por el sistema de anclaje utilizado deben colocarse en la proximidad inmediata de los anclajes, además de la armadura complementaria de extremo. Eventualmente, debe preverse una armadura superficial para limitar la fisuración en las zonas extremas.

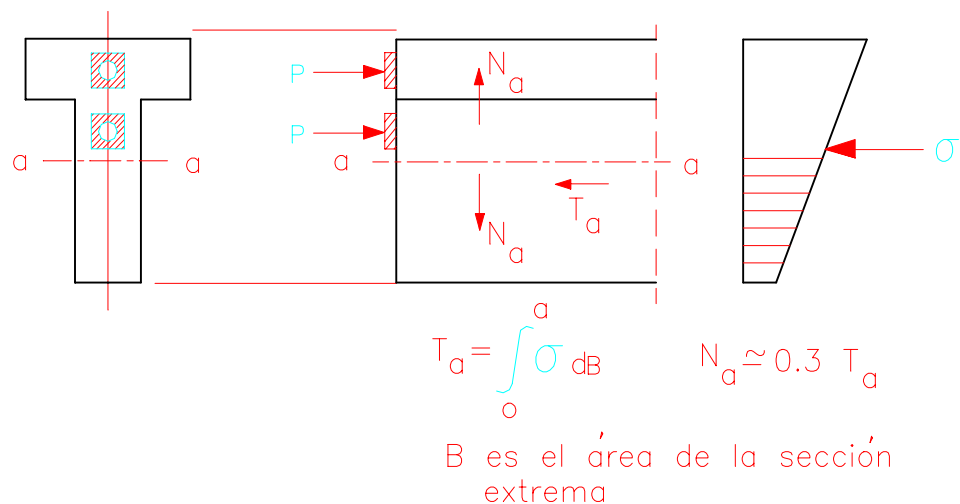


Figura 20.6.c2 — Fuerza transversal de tracción

20.7 Empalmes de armaduras de pretensado

Si es necesario empalmar armaduras de pretensado, el empalme debe realizarse de acuerdo con las condiciones del documento de idoneidad del sistema utilizado.

En su defecto, el constructor debe suministrar toda la justificación susceptible de garantizar la eficacia y el comportamiento correcto de estos empalmes, prohibiéndose terminantemente cualquier solución que implique la soldadura de los alambres.

Bibliografía

Bulletin d'information No. 1989. CEB. Julio 1988.

Europa CEB-FIP-1990 CEB – FIP. Model Code 1990.

Europa EUROCODE No 2 Design of concrete structures. Part 1: General rule and rules for buildings. Prepared for the Commission of the European Communities. 1988.

España EH-91 Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.

URSS SNIIP II-B-89 Normas de proyectos para construcciones de hormigón y hormigón armado.

EE.UU. ACI-318-89 Reglamento de las construcciones de concreto reforzado y Comentarios (ACI-318R-89).

México DF. Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto. 1987.