

CUADERNOS INTEMAC

Confinamiento del hormigón y aplicación al cálculo de pilares zunchados

Concrete confinement in the structural engineering of tied columns

José Calavera Ruiz
Dr. Ing. Caminos Canales y Puertos / Presidente de Honor de Intemac
PhD. Civil Engineering / Honorary President of Intemac's



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 67
3.º TRIMESTRE '07



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

(O.C.T.) CONTROL PARA EL SEGURO DE DAÑOS

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS
EDIFICACIÓN
INSTALACIONES



INTEMAC AUDIT

AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORÍAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA



INTEMAC ECO

AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**CONFINAMIENTO DEL HORMIGÓN Y APLICACIÓN AL CÁLCULO
DE PILARES ZUNCHADOS**

**CONCRETE CONFINEMENT IN THE STRUCTURAL ENGINEERING
OF TIED COLUMNS**



José Calavera Ruiz

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Presidente de Honor de INTEMAC
Catedrático Emérito de la Universidad Politécnica de Madrid

PhD. Civil Engineering
Honorary President of INTEMAC
Emeritus Professor of the Madrid Polytechnic University

Copyright © 2007, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133 - 9365

Depósito legal: M-49879-2004

Invoprint, s.l.

CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. REINFORCED CONCRETE MEMBERS
 - 2.1. LONGITUDINAL BEHAVIOUR
 - 2.2. STRESS IN CLASSIC THEORY
 - 2.3. CONFINED CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH
 - 2.4. CONFINED CONCRETE DIAGRAMS
 - 2.5. MINIMUM ECCENTRICITY
 - 2.6. MINIMUM RATIO
 - 2.7. MAXIMUM RATIO
 - 2.8. CONSTRUCTION PROVISIONS

ÍNDICE

1. INTRODUCTION
2. PIEZAS DE HORMIGÓN ARMADO
 - 2.1. COMPORTAMIENTO LONGITUDINAL
 - 2.2. TENSIONES EN TEORÍA CLÁSICA
 - 2.3. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN CONFINADO
 - 2.4. DIAGRAMAS DEL HORMIGÓN CONFINADO
 - 2.5. EXCENTRICIDAD MÍNIMA
 - 2.6. CUANTÍA MÍNIMA
 - 2.7. CUANTÍA MÁXIMA
 - 2.8. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

1. INTRODUCTION

When axial compressive stress is exerted on the barycentre of a section, the member is said to be simply compressed. In sections, the barycentre is defined to be the centre of mass of the concrete and steel areas, multiplied by coefficients f_{cd} and $\sigma_{sd,0,002}$, respectively. For reasons discussed below, $\sigma_{sd,0,002}$ is the design stress of steel subjected to 2‰ shortening, which is the value adopted for simple compression in both Spanish legislation and EUROCODE EC-2.

Fatigue normally adopts the form of extremely narrow cracking which appears parallel to the axis (Figure 1a) at a very advanced stage of pre-failure. As a result, members tend to fail with little advance warning of distress.

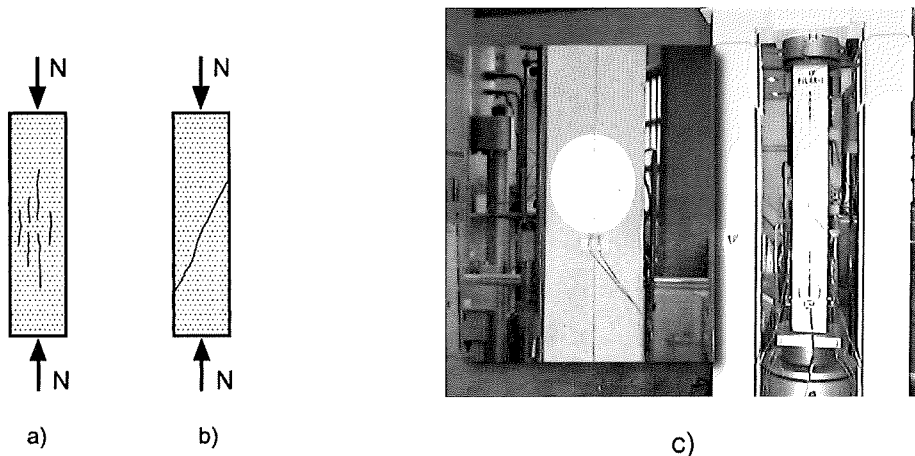


Figure 1

In practice, horizontal cracks (Figure 1b) are seldom formed.

Figure 1c), taken from the INTEMAC DVD cited in reference (1), shows that even in the pre-fracture state, the cracks are on the order of only 0.1 mm wide.

2. REINFORCED CONCRETE MEMBERS

2.1. LONGITUDINAL BEHAVIOUR

Take a simply compressed member (Figure 2a)) with a concrete section A_c and steel section A_s (Figure 2b)). Assuming that B 400S steel is used, its stress-strain curve for $E_s = 200,000 \text{ N/mm}^2$ is as shown in Figure 2c),

1. INTRODUCCIÓN

Una sección está en compresión simple cuando está sometida a un esfuerzo axial de compresión que actúa en el baricentro plástico de la sección. Llamamos baricentro plástico de la sección al c.d.g. de las áreas de hormigón y acero, afectadas respectivamente de coeficientes f_{cd} y $\sigma_{sd,0,002}$. Por las razones que veremos más adelante $\sigma_{sd,0,002}$ es la tensión de cálculo del acero correspondiente a un acortamiento del 2‰, que es el adoptado para el caso de compresión simple, tanto en la Normativa española como en el EUROCÓDIGO EC-2.

La forma habitual de agotamiento es una fisuración paralela al eje de la pieza (Figura 1a), de muy pequeño ancho de fisura, por lo que la pieza tiene muy escasa capacidad de aviso. Esta fisuración indica el agotamiento del hormigón por compresión y se presenta en una fase avanzada de prerrotura.

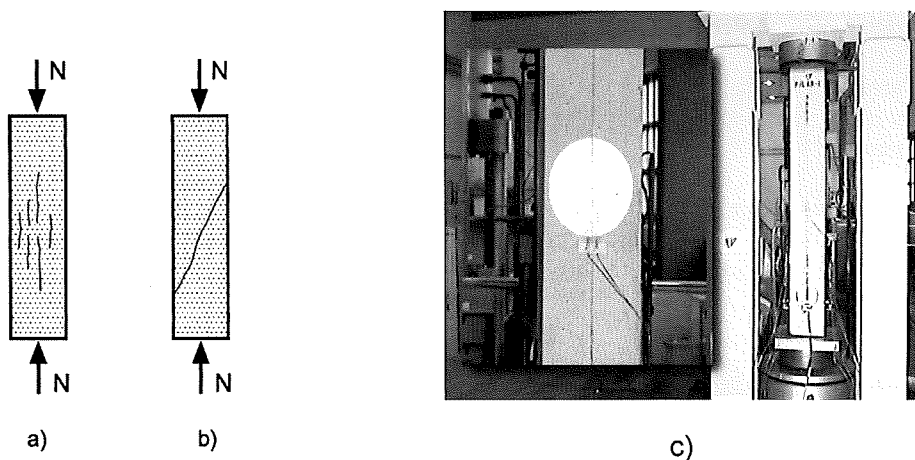


Figura 1

La formación de una fisura transversal (Figura 1b)) es muy rara en la práctica.

En la Figura 1c) tomada del DVD de INTEMAC citado como referencia (1), se puede ver que el pilar, que está en estado de prerrotura, sólo presenta fisuras del orden de 0,1 mm.

2. PIEZAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.1. COMPORTAMIENTO LONGITUDINAL

Sea una pieza sometida a compresión simple (Figura 2a)), con sección de hormigón A_c y de acero A_s (Figura 2b)). Si suponemos que se emplea acero B 400S, su diagrama de cálculo, para $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, se representa en

which also shows the stress-strain curve for concrete. The shape of this curve depends on many factors, predominantly loading time and the transverse reinforcement ratio.

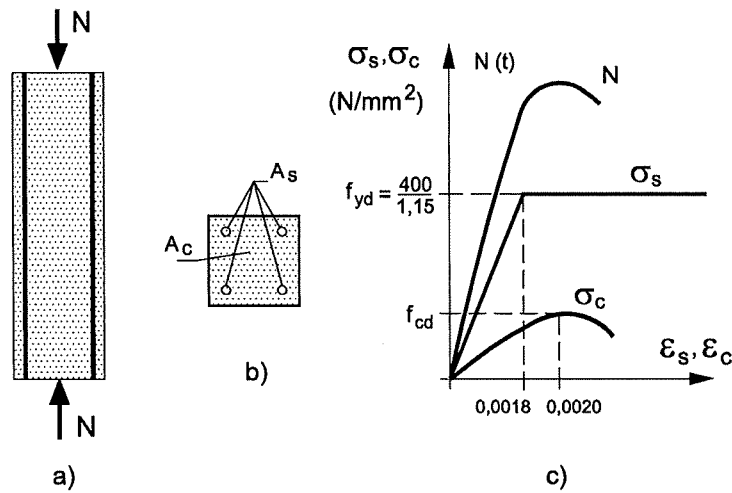


Figure 2

The strength of the member is the sum of the concrete and steel strength values. Member concrete strength differs from the values obtained for cylindrical specimens. The concrete strength in the former is generally accepted to be equal to specimen design strength, or f_{cd} .

If the products of the areas of the concrete and steel times the respective design stress values (Figure 2c)) are summed for each value of ϵ , the result is the column load curve (N).

The assumption underlying Figure 2 is that the steel reaches its relaxation stage before the concrete fails. Once the steel yields, its contribution to the ultimate load (which is not attained until the concrete develops its full strength) remains steady.

In practice, behaviour is more complex: if the concrete reaches its failure strain before the steel attains its design yield strength, the concrete yields and "waits" for the steel to develop its final strength. The longer the loading time and the higher the steel ratio, the more intense is this effect.



Figure 3

Column with a high reinforcement ratio: failure under a sustained load (INTEMAC tests, 1976) (4)

la Figura 2c). En la misma Figura se ha representado el diagrama tensión-deformación del hormigón. La forma de este diagrama depende de muchos factores, debiendo señalarse como predominantes la duración de aplicación de la carga y la forma y cuantía de la armadura transversal.

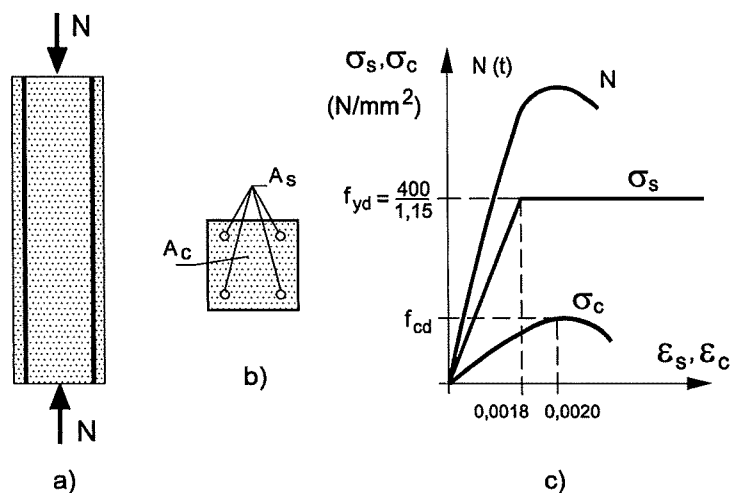


Figura 2

La resistencia de la pieza será la suma de las que presentan el hormigón y el acero. La resistencia del hormigón en la pieza difiere de la obtenida en probeta cilíndrica. Usualmente, se acepta que la resistencia del hormigón en aquella es igual a f_{cd} , siendo f_{cd} la resistencia de cálculo obtenida en probeta.

Si para cada valor de ϵ sumamos el producto del área de hormigón y de acero, por sus tensiones de cálculo correspondientes (Figura 2c)), se obtiene la curva (N) de carga del pilar.

En la Figura 2 se ha supuesto que el acero alcanza su escalón de relajamiento antes de que el hormigón alcance la rotura. El acero se plastifica y estabiliza su contribución a la carga última que no se produce hasta que el hormigón no desarrolla toda su resistencia.

En la práctica, el comportamiento es más complejo y si el hormigón alcanza su deformación de rotura antes de que el acero haya alcanzado su límite elástico de cálculo, el hormigón se plastifica y "espera" a que el acero desarrolle su resistencia final. Esto es tanto más acusado cuanto más duradera es la aplicación de la carga y más alta la cuantía.



Figura 3

Rotura de un pilar bajo carga mantenida, con elevada cuantía de armadura (Ensayos de INTEMAC, 1976) (4)

The formula adopted by Spanish standard EHE-07 (2) and EC-2 (3) for centred compression members is:

$$N_u = f_{cd} A_c + A_s \sigma_{sd,0,002} \quad (*) \quad [1]$$

The above formula is based on the fact, corroborated by experience, that in fatigue failure the two materials reach their fatigue strength simultaneously. A_c is the net concrete section, i.e., deducing the area occupied by the reinforcing steel. $\sigma_{sd,0,002}$ is the steel stress for 2‰ shortening. Where $\gamma_s = 1.15$, this means that $\sigma_{sd,0,002} = f_{yd}$, providing that $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$, which is equivalent to $f_{yk} \leq 460 \text{ N/mm}^2$, or in other words:

$$N_u = f_{cd} A_c + A_s f_{yd} \quad (**) \quad [2]$$

Nonetheless, INTEMAC tests conducted in the nineteen seventies (Figure 3) (4), which covered steel with characteristic yield strengths ranging from 240 to 600 N/mm², showed that in practice even in ultimate loading procedures lasting only eight hours, axial shortening at failure was never less than 3.2‰. The 0.002 constraint and the concomitant limitation of the characteristic modulus of elasticity to 460 N/mm² is justified in columns only, where practically all actions are variable and fracture levels may be reached very quickly.

This is a most relevant question, for under formulas [1] and [2] B500 S steel cannot reach fatigue failure while, as noted, such failure is possible for all permanent load-to-standard live load ratios in most real-life situations.



Figure 4
Effect of transverse reinforcement in columns with high steel ratios
(INTEMAC tests, 1972) (6)

(*) In previous editions of the two standards, f_{cd} was multiplied by 0.85. This coefficient has now been deleted. See CALAVERA (4).

(**) Both EUROCODE EC-2 and code EHE-07 adopt the value of f_{ck} for the horizontal section in the rectangle parabola diagram, regardless of concrete strength.

In this author's opinion, when high strength concrete is used, a reduction equal to f_{ck} should be applied.

The 1992 and 2004 (latest) editions of Norwegian standard NS-3472 call for a reduction of 14% in H-100 with respect to H-50, although given that they specify a γ_c value of 1.4 instead of 1.5 as in EC-2 and EHE-07, the reduction is actually 13%.

The full size column tests conducted by INTEMAC with concrete ranging from H-25 to H-100 concurred exceptionally well with the Norwegian standard.

In its latest edition, EHE-07 prescribes a reduction factor $\left(1,2 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ for confined struts having concrete strengths of from H-50 upward, but fails to extend this specification to confined columns or, more generally, centred compression or compound bending.

The foregoing is equally applicable to centred compression and compound bending in connection with the rectangular diagram.

La fórmula adoptada por EHE-07 (2) y por EC-2 (3) para el cálculo de piezas en compresión centrada es

$$N_u = f_{cd} A_c + A_s \sigma_{sd 0,002} \quad (*) \quad [1]$$

La fórmula parte del hecho, corroborado como hemos dicho por la experiencia, de que en el agotamiento de la pieza se agotan simultáneamente ambos materiales. A_c es la sección neta de hormigón, es decir descontando el área ocupada por las armaduras. $\sigma_{sd 0,002}$ es la tensión del acero correspondiente a un acortamiento del 2‰. Con $\gamma_s = 1,15$, esto equivale a que $\sigma_{sd 0,002} = f_{yd}$ siempre que $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$, lo que equivale a $f_{yk} \leq 460 \text{ N/mm}^2$, es decir

$$N_u = f_{cd} A_c + A_s f_{yd} \quad (**) \quad [2]$$

Sin embargo, los ensayos de INTEMAC en la década de los 70 (Figura 3) (4), que barrieron la gama de aceros desde 240 a 600 N/mm² de límite elástico característico, demostraron que, en la práctica, incluso con procesos de carga hasta la rotura de tan sólo 8 horas de duración, se alcanzaba un acortamiento de rotura no inferior a 3,2‰. Sólo en el caso de pilares, en que prácticamente todas las acciones sean variables y sea posible su crecimiento muy rápido hasta rotura, la limitación de 0,002 y correlativamente la limitación del límite elástico característico a 460 N/mm² resulta lógica.

El tema es importante, porque con las fórmulas [1] y [2] no puede agotarse el acero B500 S y, tal como se ha dicho, su agotamiento es posible para todas las relaciones de carga permanente a sobrecarga usuales en la mayoría de los casos reales.



Figura 4
Influencia de la armadura transversal en pilares con fuerte cuantía de armadura
(Ensayos de INTEMAC, 1972) (6)

(*) En ediciones anteriores de ambas normas f_{cd} aparecía multiplicado por 0,85. Este coeficiente ha sido suprimido. Véase CALAVERA (4).

(**) Tanto el EUROCÓDIGO EC-2 como la INSTRUCCIÓN EHE-07, adoptan en el diagrama parábola rectángulo el tramo horizontal con valor f_{ck} independiente de la resistencia del hormigón.

En nuestra opinión, para hormigón de alta resistencia, debería aplicarse una reducción del valor de f_{ck} .

La Norma Noruega NS-3473 en su edición de 1992 y en la última edición de 2004 aplica una reducción del 14% al pasar de H-50 – H-100, lo que teniendo en cuenta que emplea un valor $\gamma_c = 1.4$ en lugar de 1,5 como EC-2 y EHE-07 supone una reducción del 13%.

En los ensayos de pilares a escala real de INTEMAC, desde H-25 hasta H-100 se registró una excelente concordancia con la Norma Noruega.

EHE-07 en su nueva versión aplica, a partir de H-50 un factor reductor $\left(1,2 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ para el caso de bielas confinadas pero no extiende esta especificación ni a los pilares confinados ni a los casos generales de compresión centrada o flexión compuesta.

Lo anterior vale también para la compresión centrada y flexión compuesta con el diagrama rectangular.

Figure 4 shows stirrup fracture resulting from the high tensile stress induced in the INTEMAC tests (6). Note the obvious stricture in the stirrup.

With the stirrup ratios and spacing and longitudinal steel ratios used in standard practice, stirrups have a greater effect on the type of failure, rendering it somewhat more ductile and with little pre-fracture cracking, than on member load capacity or the risk of longitudinal bar buckling.

Figures 5 and 6 depict columns with low steel ratios, respectively without and with the statutory minimum stirrups. While the ultimate loads in the two columns differed by only 5%, as the figures show, the fracture patterns varied substantially (5).

2.2. STRESS IN CLASSIC THEORY

If the existence of a proportional relationship between stress and strain is accepted for moderate loads, common concrete and steel shortening lead to:



Figure 5
Column fracture, standard stirrup distribution
(INTEMAC tests, 1972)

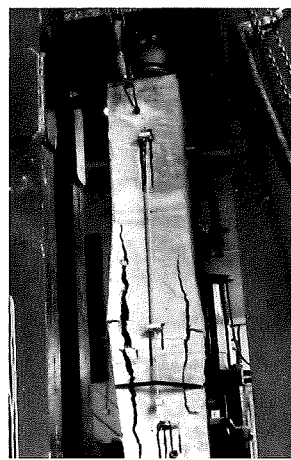


Figure 6
Column fracture in the absence of stirrups
(INTEMAC tests, 1972)

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \tag{3}$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \tag{4}$$

and equating [3] and [4]:

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_{cm}} \sigma_c \tag{5}$$

The fraction $\frac{E_s}{E_{cm}}$, which is naturally highly variable, will be abbreviated as m . In standard design practice, $m = 15$.

Force equilibrium leads to

$$\sigma_c A_c + \sigma_s A_s = N \tag{6}$$

or

$$\sigma_c (A_c + m A_s) = N$$

and if the geometric ratio, $\frac{A_s}{A_c}$, is called q ,

En la Figura 4 puede apreciarse la rotura de estribos en los ensayos de INTEMAC (6) como consecuencia de las fuertes tracciones inducidas. Obsérvese la clara estricción del estribo.

Con las cuantías y separaciones de estribos y las cuantías longitudinales utilizadas habitualmente en la práctica, la influencia de los estribos afecta más a la forma de rotura de la pieza, algo más dúctil y con una pequeña fisuración en prerrotura, que a su capacidad de carga o al riesgo de pandeo de las barras longitudinales.

Las Figuras 5 y 6 representan, respectivamente, dos pilares de cuantía baja, uno sin estribos y otro con los estribos mínimos reglamentarios. Las cargas de rotura se diferenciaron sólo en un 5%, aunque, como puede apreciarse, sus formas de rotura fueron notablemente diferentes (5).

2.2. TENSIONES EN TEORÍA CLÁSICA

Si para valores moderados de la carga aceptamos proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, los acortamientos comunes del hormigón y del acero conducen a

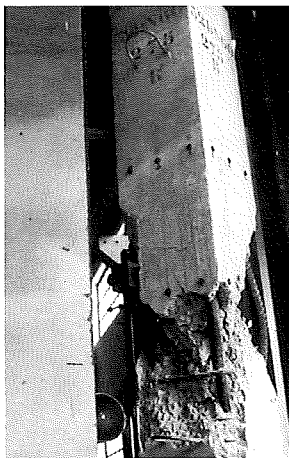


Figura 5
Rotura de un pilar con distribución de estribos habitual
(Ensayos de INTEMAC, 1972)

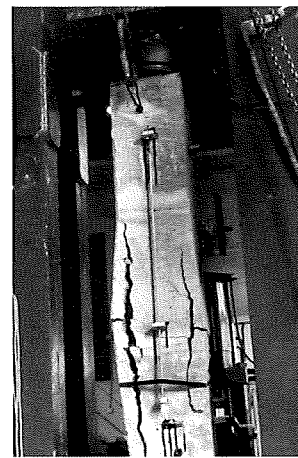


Figura 6
Rotura de un pilar sin estribos
(Ensayos de INTEMAC, 1972)

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \quad [3]$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [4]$$

e igualando [3] y [4]

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_{cm}} \sigma_c \quad [5]$$

Denominaremos m a la relación $\frac{E_s}{E_{cm}}$, que por supuesto es fuertemente variable. Usualmente se ha venido manejando $m = 15$. El equilibrio de fuerzas conduce a

$$\sigma_c A_c + \sigma_s A_s = N \quad [6]$$

o bien

$$\sigma_c (A_c + m A_s) = N$$

y llamando q a la cuantía geométrica $\frac{A_s}{A_c}$

$$N = \sigma_c A_c (1 + m q) \quad [7]$$

from which it follows that:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c (1 + m q)} \quad [8]$$

$$\sigma_s = \frac{m N}{A_c (1 + m q)} \quad [9]$$

Theoretically, expressions [8] and [9] give the service stress values for moderate values of N (load). In practice, this information is wholly illusory for a number of reasons, but due primarily to:

- The wide variability of the coefficient of equivalence, m .
- Shrinkage stress. Even in compression members, such stress may subject the concrete to tensile stress at the expense, naturally, of much higher compression stress on the steel than expected.
- In the event of long loading times for a fraction of the load, creep causes the compression stress to gradually decline on the concrete and to rise on the steel.

Note that since the external resultant of the shrinkage and creep stresses is nil, they are cancelled out during ultimate loading and therefore do not impact the member's final load capacity or strength limit state.

2.3. CONFINED CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH

Confined concrete is defined to be concrete whose expansion is partially restrained in directions perpendicular to the stress (Figure 7).

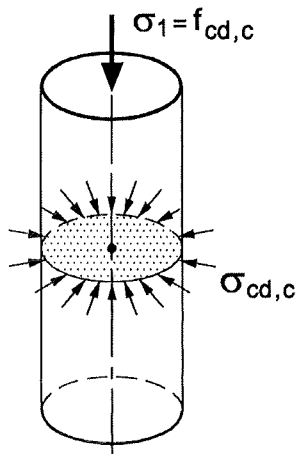


Figure 7

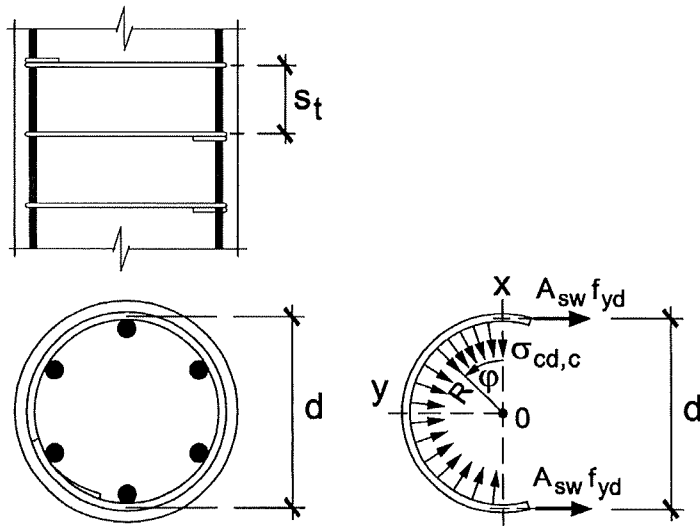


Figure 8

Concrete may be confined in many different ways. Beam-column nodes, particularly in indoor columns, are confined by the concrete beams and/or floor/ceiling slabs that surround the node.

The most common manner of confining concrete, however, is with reinforcement, normally in the form of tie bars.

Taking a cylindrical centred compression member subject to confinement pressure σ_c at any given cross section,

$$N = \sigma_c A_c (1 + m q) \quad [7]$$

de donde

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c (1 + m q)} \quad [8]$$

$$\sigma_s = \frac{m N}{A_c (1 + m q)} \quad [9]$$

En teoría, las expresiones [8] y [9] proporcionan los valores de las tensiones en servicio, para cargas N de valor moderado. En la práctica, esta información es completamente ilusoria debido a múltiples razones, entre las cuales deben destacarse:

- La fuerte variabilidad del coeficiente de equivalencia m .
- Las tensiones producidas por la retracción. Estas tensiones pueden, incluso, provocar que a pesar de estar la pieza comprimida, el hormigón esté en tracción, a costa, naturalmente, de tensiones de compresión en el acero mucho mayores que las esperadas.
- Si una fracción de la carga es de larga duración en su aplicación, la fluencia del hormigón conducirá a que se reduzcan con el tiempo sus tensiones de compresión y aumenten las del acero.

Obsérvese que, como los estados tensionales de retracción y fluencia tienen resultante exterior nula, son anulados en el proceso de carga hasta rotura, no afectando a la capacidad final de carga de la pieza, es decir, a su resistencia frente al estado límite último.

2.3. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN CONFINADO

Se entiende por hormigón confinado el que tiene parcialmente coartada la expansión en las direcciones ortogonales a la directriz de la pieza comprimida (Figura 7).

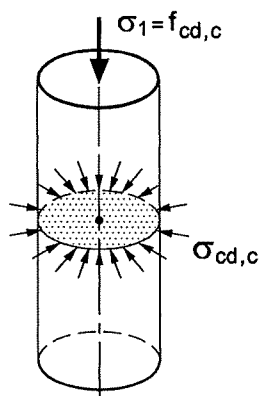


Figura 7

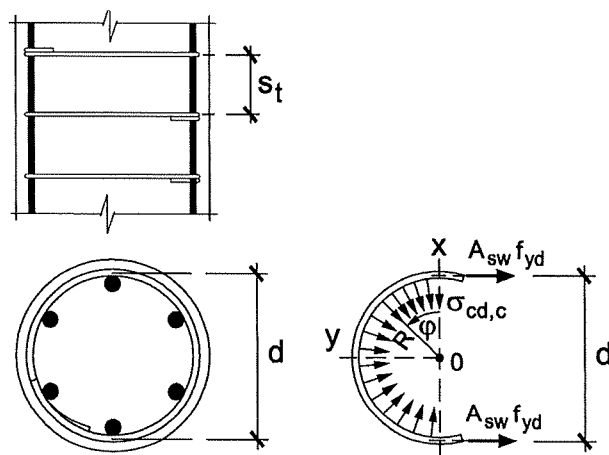


Figura 8

Existen muchas formas de confinar el hormigón. En el caso de nudos de viga-pilar, especialmente en pilares interiores, el confinamiento se produce por la presencia del hormigón de vigas y/o forjados y losas que rodean al nudo.

Sin embargo la forma más común de confinar el hormigón es mediante armaduras, generalmente en forma de cercos.

Considerando la pieza cilíndrica en compresión centrada, sometida a una presión de confinamiento σ_c en cualquier

compression σ_c increases axial fatigue stress from the ordinary strength value f_{cd} to a higher value $f_{cd,c}$.

The simplest and most practical way to confine concrete (excepting columns consisting in a concrete-filled steel tube) is, as noted, with tie bars that restrain horizontal expansion.

For a circular column (Figure 8) with stirrups having a cross section of A_{sw} , spaced at intervals of s_t , assuming that the tie bars have yielded by the time the concrete reaches its crushing strength, it follows that:

$$\int_0^{\pi/2} s_t \sigma_{cd,c} \cdot \frac{d}{2} \cdot d\varphi \cdot \text{sen}\varphi = A_{sw} f_{yd}$$

or

$$\sigma_{cd,c} = \frac{2A_{sw} f_{yd}}{ds_t} \quad [10]$$

where $\sigma_{cd,c}$ is the design confinement stress.

The volumetric mechanical ratio of transverse reinforcement, ω_w , is defined as:

$$\omega_w = \frac{\text{Vol. transverse reinforcement} \cdot f_{yd}}{\text{Respective volume of concrete} \cdot f_{cd}}$$

In the present case:

$$\omega_w = \frac{\pi \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{\frac{\pi d^2}{4} \cdot s_t \cdot f_{cd}} = \frac{4A_{sw} f_{yd}}{d \cdot s_t \cdot f_{cd}} \quad (*) \quad [11]$$

and from [10] and [11]

$$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5\omega_w \quad [12]$$

An analysis of a column with a square cross-section (Figure 9) follows.

Comparing the stress on a middle plane:

$$2 A_{sw} \cdot f_{yd} = b s_t \cdot \sigma_{cd,c}$$

$$\sigma_{cd,c} = \frac{2A_{sw} \cdot f_{yd}}{bs_t} \quad \omega_w = \frac{4A_{sw} \cdot b \cdot f_{yd}}{b^2 \cdot s_t \cdot f_{cd}} = \frac{4A_{sw} f_{yd}}{bs_t f_{cd}}$$

(*) In confined columns, confinement is beneficial for the core only, for the concrete outside the tie bars detaches before the member fails. For this reason, the core section, called A_{cn} , is used hereafter in this review. This is, naturally, the core area net of the longitudinal bar area, where the latter is significant.

sección transversal, la compresión σ_c aumenta la tensión de agotamiento axial del valor correspondiente a la resistencia ordinaria f_{cd} a un valor superior $f_{cd,c}$.

La forma más simple y práctica de confinar el hormigón (dejando aparte los pilares constituidos por un tubo de acero relleno de hormigón) es, como hemos dicho, la de disponer cercos que coarten la expansión transversal.

Considerando en primer lugar el caso de un pilar de sección circular (Figura 8) con estribos de sección transversal A_{sw} a separación s_t y partiendo de que, cuando el hormigón alcanza su tensión de rotura, los cercos están plastificados, se tiene:

$$\int_0^{\pi/2} s_t \sigma_{cd,c} \cdot \frac{d}{2} \cdot d\varphi \cdot \text{sen}\varphi = A_{sw} f_{yd}$$

o bien

$$\sigma_{cd,c} = \frac{2 A_{sw} f_{yd}}{d s_t} \quad [10]$$

donde $\sigma_{cd,c}$ es la tensión de cálculo de confinamiento.

La cuantía mecánica volumétrica de armadura transversal ω_w se define como

$$\omega_w = \frac{\text{Vol. armadura transversal} \cdot f_{yd}}{\text{Volumen correspondiente de hormigón} \cdot f_{cd}}$$

En nuestro caso

$$\omega_w = \frac{\pi \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{\frac{\pi d^2}{4} \cdot s_t \cdot f_{cd}} = \frac{4 A_{sw} f_{yd}}{d \cdot s_t \cdot f_{cd}} \quad (*) \quad [11]$$

y de [10] y [11]

$$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w \quad [12]$$

Consideremos ahora el caso de un pilar de sección transversal cuadrada (Figura 9)

Comparando las tensiones en un plano medio

$$2 A_{sw} \cdot f_{yd} = b s_t \cdot \sigma_{cd,c}$$

$$\sigma_{cd,c} = \frac{2 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b s_t} \quad \omega_w = \frac{4 A_{sw} \cdot b \cdot f_{yd}}{b^2 \cdot s_t \cdot f_{cd}} = \frac{4 A_{sw} f_{yd}}{b s_t f_{cd}}$$

(*) En pilares confinados, el efecto de confinamiento beneficia sólo al núcleo, y el hormigón exterior a los cercos se desprende antes de alcanzar la pieza su rotura. Por ello, en adelante, se adopta la sección del núcleo, que denominaremos A_{cn} . Por supuesto, ésta es la sección neta del núcleo y debe descontarse la sección de las armaduras longitudinales, si ésta es importante.

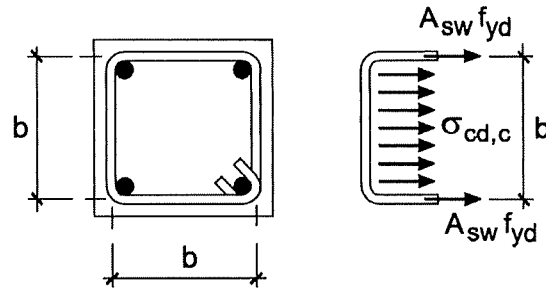


Figure 9

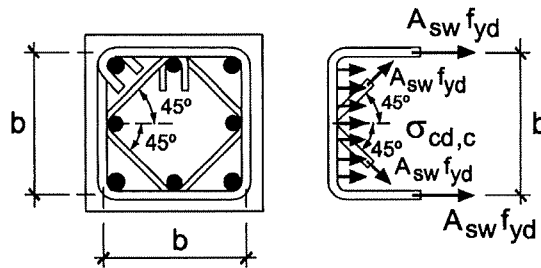


Figure 10

$$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5\omega_w$$

Analogously, for the column whose section is depicted in Figure 10:

$$2A_{sw}f_{yd} + 2 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} A_{sw}f_{yd} = bs_t \cdot \sigma_{cd,c}$$

$$\sigma_{cd,c} = \frac{3,41A_{sw}f_{yd}}{bs_t}$$

$$\omega_w = \frac{\left(4A_{sw}b + 4A_{sw}b \frac{\sqrt{2}}{2}\right) f_{yd}}{b^2 s_t f_{cd}} = \frac{6,82A_{sw}f_{yd}}{bs_t f_{cd}}$$

$$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5\omega_w$$

Figure 11 gives the values of ω_n and ω_w for the most frequent cases.

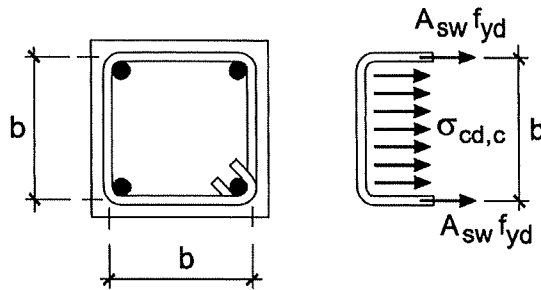


Figura 9

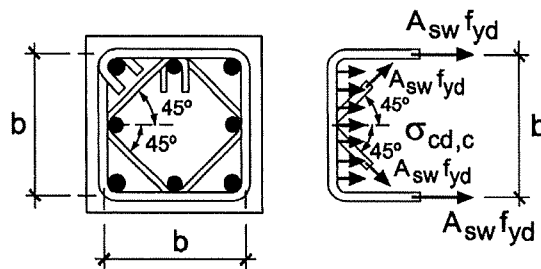


Figura 10

$$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5\omega_w$$

Análogamente, para el pilar cuya sección se indica en la Figura 10.

$$2A_{sw}f_{yd} + 2 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} A_{sw}f_{yd} = b s_t \cdot \sigma_{cd,c}$$

$$\sigma_{cd,c} = \frac{3,41 A_{sw} f_{yd}}{b s_t}$$

$$\omega_w = \frac{\left(4 A_{sw} b + 4 A_{sw} b \frac{\sqrt{2}}{2} \right) f_{yd}}{b^2 s_t f_{cd}} = \frac{6,82 A_{sw} f_{yd}}{b s_t f_{cd}}$$

$$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5\omega_w$$

En la Figura 11 se indican los valores de ω_w y de $\sigma_{cd,c}$ para los casos más usuales.

ARRANGEMENT	DIAGRAM	VOLUMETRIC RATIO	RELATIVE CONFINEMENT PRESSURE
(a)		$\omega_w = \frac{4 A_{sw} \cdot f_{yd}}{d \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(b)		$\omega_w = \frac{4 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(c)		$\omega_w = \frac{6 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(d)		$\omega_w = \frac{6,82 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(e)		$\omega_w = \frac{8,0 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,50 \omega_w$
(f)		$\omega_w = \frac{7,22 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,47 \omega_w$

Notes:

- Layouts (c) and (d) are apparently equivalent from the standpoint of confinement. And yet this is not the case. Since layout (d) causes less concrete segregation during placement, it ensures higher concrete and member strength. By contrast, this form calls for has around 14% more tie bar steel.
- Layouts (e) and (f) are apparently equivalent. Layout (f), however, provides for easier concreting and therefore higher member strength; in addition it has 10% less tie bar steel with only a 6% reduction in confinement stress.

Figure 11

DISPOSICIÓN	ESQUEMA	CUANTÍA VOLUMÉTRICA	PRESIÓN RELATIVA DE CONFINAMIENTO
(a)		$\omega_w = \frac{4 A_{sw} \cdot f_{yd}}{d \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(b)		$\omega_w = \frac{4 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(c)		$\omega_w = \frac{6 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(d)		$\omega_w = \frac{6,82 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,5 \omega_w$
(e)		$\omega_w = \frac{8,0 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,50 \omega_w$
(f)		$\omega_w = \frac{7,22 A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}} = 0,47 \omega_w$

Notas:

- ① Las formas (c) y (d) son aparentemente equivalentes a efectos de confinamiento. Sin embargo no es así. En primer lugar la forma (d) segrega menos el hormigón durante el vertido, y por tanto conduce a una mayor resistencia de éste y la pieza. En cambio la forma (c) tiene del orden del 14% más acero en cercos.
- ② Las formas (e) y (f) son aparentemente equivalentes. Sin embargo la (f) tiene las ventajas de un más fácil hormigonado y por tanto, mayor resistencia de la pieza y tiene además, un 10% menos de acero en cercos con solo un 6% de reducción en la tensión de confinamiento.

Figura 11

A good approximation for σ_{cd} is, then:

$$\sigma_{cd,c} = 0.5 \omega_w f_{cd} \quad [13]$$

The actual value of $\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}}$ is lower, however, for two reasons .

a) The first is that the effectiveness of tie bars depends on their arrangement. Figure 12 provides a qualitative indication of various tie bar layouts. The areas that are actually confined are shaded.

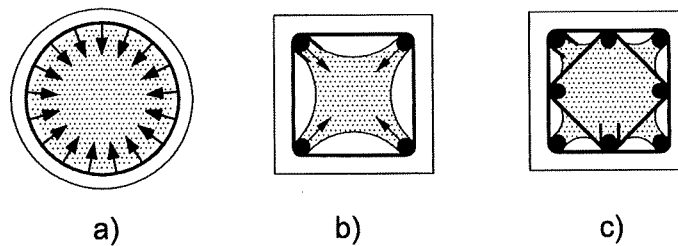


Figure 12

EC-2 deals with confinement very succinctly.

The subject has been theoretically and empirically researched by a number of authors, most prominently MANDER, PRIESTLEY and PARK (7) and (8).

A summary of their results follows.

Figure 13a) shows the cross-section of a confined compression member. The boundary of non-confined concrete lying between two consecutive longitudinal reinforcement bars may be regarded to be defined by a segment of the parabola ABC whose tangents at the ends, A and C, form 45° angles with the axis of the straight portion of the stirrup, whose chord is therefore S_i and its rise $\frac{S_i}{4}$

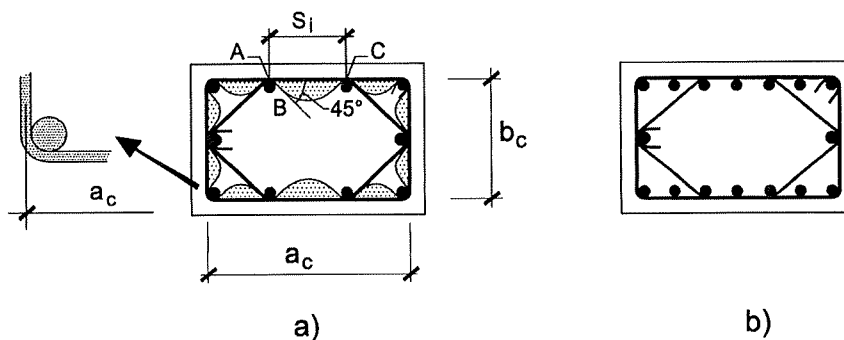


Figure 13

The area of non-confined concrete inside the zone delimited by the tie bar can be found from the following expression:

$$A_{c,nc} = \sum_{i=1}^n \frac{S_i^2}{6} \quad [14]$$

Como puede verse, una buena aproximación de σ_{cd} es

$$\sigma_{cd,c} = 0,5 \omega_w f_{cd} \quad [13]$$

Sin embargo, existen dos fenómenos que reducen el valor real de $\frac{\sigma_{cd,c}}{f_{cd}}$.

- a) El primero es que la eficacia de los cercos depende de su disposición. En la Figura 12 se indica cualitativamente la eficacia de las distintas disposiciones de cercos. Las zonas sombreadas son las realmente confinadas.

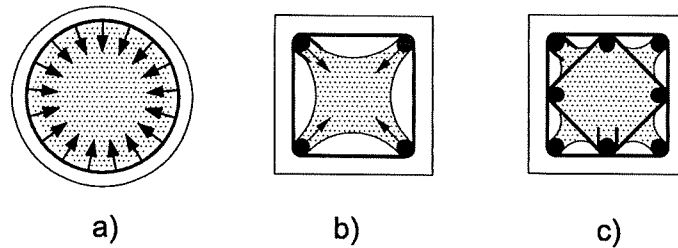


Figura 12

EC-2 trata el confinamiento muy sucintamente.

El tema ha sido investigado, teóricamente y experimentalmente, por varios investigadores entre los cuales debe destacarse a MANDER, PRIESTLEY y PARK (7) y (8)

Un resumen de los resultados alcanzados se expone a continuación.

En la Figura 13 a) se representa una sección transversal de una pieza comprimida y confinada. Puede aceptarse que entre dos barras consecutivas de la armadura longitudinal, el límite del hormigón no confinado viene definido por un segmento de parábola ABC cuya tangente en los puntos extremos A y C forman sendos ángulos de 45° con el eje de la zona recta del estribo, y por lo tanto su cuerda es S_i y la flecha $\frac{S_i}{4}$.

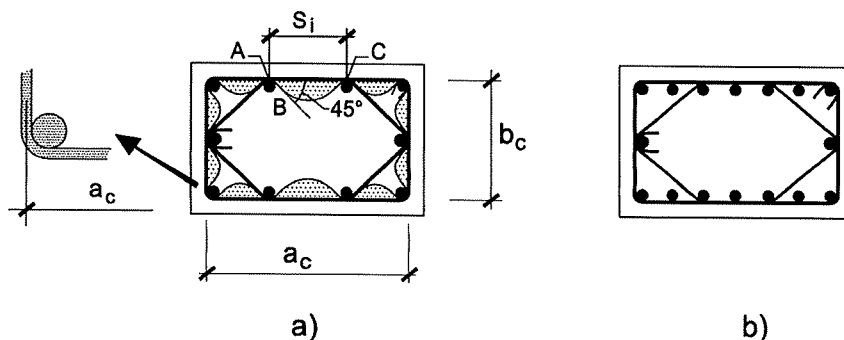


Figura 13

El área de hormigón no confinado dentro de la zona encerrada por el cerco, viene dada por tanto por la expresión

$$A_{c,nc} = \sum_{i=1}^n \frac{S_i^2}{6} \quad [14]$$

where S_i is the clear distance between consecutive longitudinal bars.

For the intents and purposes of confinement the effective section is:

$$A_{c,ef} = \left(a_c \cdot b_c - \sum_1^n \frac{S_i^2}{6} \right)$$

and with $A_{c,n} = a_c \cdot b_c$:

$$\alpha_e = \frac{A_{c,n} - \sum_1^n \frac{S_i^2}{6}}{A_{c,n}}$$

[15]

$$\alpha_e = 1 - \frac{\sum_1^n \frac{S_i^2}{6}}{A_{c,n}}$$

which is the first confinement reduction coefficient.

Formula [15] is generally applicable in the event of square sections with longitudinal reinforcement bars uniformly distributed around the perimeter, such as the examples in Figure 14. In such cases the expression may be simplified.

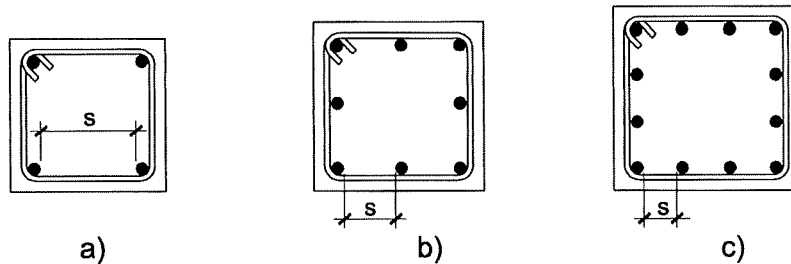


Figure 14

Where n is the number of longitudinal bars, the number of longitudinal spaces on one side of the square is $\frac{n}{4}$. Substituting in the above formulas:

$$A_{c,ef} = \frac{n}{4} \cdot s \cdot \frac{n}{4} \cdot s - \frac{ns^2}{6} = \frac{n^2 s^2}{16} - \frac{ns^2}{6} = n^2 s^2 \left(\frac{1}{16} - \frac{1}{6n} \right) = \frac{n^2 s^2}{16} \left[1 - \frac{8}{3n} \right]$$

and with $A_{cn} = \frac{n^2 s^2}{16}$

$$\alpha_e = \left[1 - \frac{8}{3n} \right] \quad (*) \quad [16]$$

(*) This formula was adopted in MODEL CODE-90 (9)

donde S_i es la distancia libre entre barras longitudinales consecutivas.

La sección eficaz a efectos de confinamiento viene dada por

$$A_{c,ef} = \left(a_c \cdot b_c - \sum_i^n \frac{S_i^2}{6} \right)$$

y con $A_{c,n} = a_c b_c$

$$\alpha_e = \frac{A_{c,n} - \sum_i^n \frac{S_i^2}{6}}{A_{c,n}}$$

[15]

$$\alpha_e = 1 - \frac{\sum_i^n \frac{S_i^2}{6}}{A_{c,n}}$$

que es el primer coeficiente de reducción del confinamiento.

La fórmula [15] tiene validez general si se trata de secciones cuadradas con una distribución uniforme en su perímetro de las barras de la armadura longitudinal, como son los casos indicados en la Figura 14. En este caso puede simplificarse esta expresión.

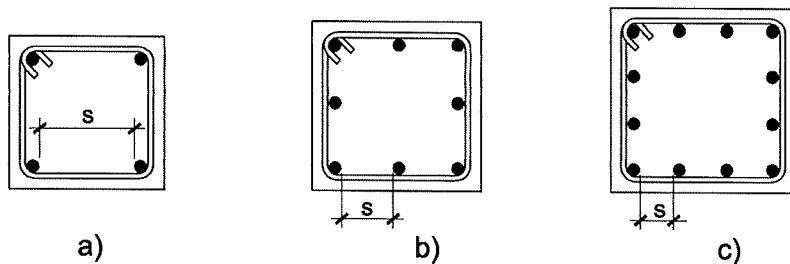


Figura 14

Llamando n al número de barras longitudinales, el número de espacios de longitudes en un lado del cuadrado es $\frac{n}{4}$. Aplicando las fórmulas anteriores, se tiene:

$$A_{c,ef} = \frac{n}{4} \cdot s \cdot \frac{n}{4} \cdot s - \frac{ns^2}{6} = \frac{n^2 s^2}{16} - \frac{ns^2}{6} = n^2 s^2 \left(\frac{1}{16} - \frac{1}{6n} \right) = \frac{n^2 s^2}{16} \left[1 - \frac{8}{3n} \right]$$

y en definitiva, con $A_{cn} = \frac{n^2 s^2}{16}$

$$\alpha_e = \left[1 - \frac{8}{3n} \right] \quad (*)$$

[16]

(*) Esta fórmula fue ya adoptada por el MODEL CODE-90 (9).

Formula [16] can be used as a good approximation for nearly square rectangular members with bars distributed in an approximately uniform pattern around their perimeter.

Note that in formulas [15] and [16], n refers to the number of bars tied with stirrups only. In Figure 13 a), for instance, there are ten segments and bars. In Figure 13 b), by contrast, while the number of segments is the same, there are 16 bars, only ten of which are relevant to formula [16], while for the intents and purposes of formula [15], the number of segments is also ten.

The foregoing is applicable to rectangular columns with cross-sections as in Figure 13; therefore coefficient α_e can be computed from formula [15].

In circular columns fitted either with stirrups or helicoid transverse reinforcement, α_e is equal to one.

- b) A second development that reduces the effectiveness of confinement is depicted in Figure 15. Here inter-tie bar effectiveness declines. Again, according to (7) and (8), the reduction of the confined section is assumed to be defined by the segment of a parabola analogous to the one described above. A few common examples are discussed below.

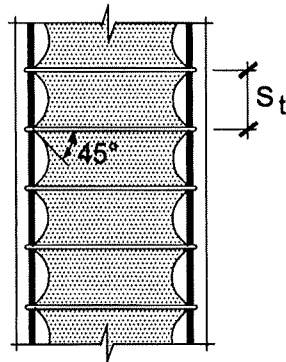


Figure 15

- Circular columns with tie bars

Where d is the diameter of the nucleus, the area of the minimum section between stirrups is:

$$A_{c,ef} = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{S_t}{2} \right)^2 = \frac{\pi d^2}{4} \left(1 - \frac{S_t}{2d} \right)^2$$

[17]

$$\alpha_s = \frac{A_{c,ef}}{A_{cn}} = \left(1 - \frac{S_t}{2d} \right)^2$$

- Circular columns with helicoid transverse reinforcement

This example is depicted in Figure 16a). With the distribution described in the preceding case, the size of the confined section between two points on the line that generates the surface of the nucleus declines. A non-confined section in the form of a half-moon appears in any given section, reducing the confined area to the area of a homothetic circle whose centre is A, likewise the centre of the nucleus (due to the constant

La fórmula [16] puede emplearse, con buena aproximación, para piezas de sección rectangular no muy alejada de la cuadrada y para distribución perimetral de armaduras aproximadamente uniforme.

Tanto en la fórmula [15] como en la [16] el número de segmentos y el de barras, debe ser el de las que estén arriostradas con estribos. Por ejemplo, en la Figura 13 a) el número de segmentos y de barras es 10. Pero en la Figura 13 b) el número de segmentos es el mismo, pero el de barras es 16, de las cuales sólo 10 son eficaces a efecto de la fórmula [16] y el número de segmentos sigue siendo 10 a efectos de la fórmula [15].

Para pilares rectangulares, con secciones transversales como la de la Figura 13, es aplicable lo dicho anteriormente y por tanto el coeficiente α_s se calcula con la fórmula [15].

Está claro que para pilares circulares, tanto con estribos como con armadura transversal helicoidal, α_s es igual a la unidad.

- b) Un segundo fenómeno, que también reduce la eficacia del confinamiento, es el indicado en la Figura 15. Dicha eficacia se reduce entre cercos. De nuevo y de acuerdo con (7) y (8) se acepta que la reducción de la sección confinada sigue un segmento de parábola análoga al visto en el caso anterior. Veamos algunos casos particulares frecuentes.

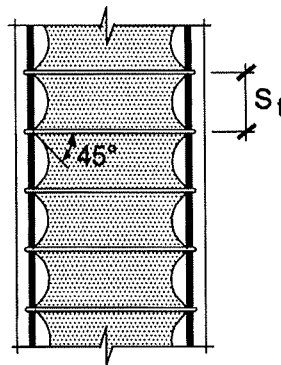


Figura 15

- Pilares de sección circular con cercos

Llamando d al diámetro del núcleo, el área de la sección mínima entre estribos

$$A_{c,ef} = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{S_t}{2} \right)^2 = \frac{\pi d^2}{4} \left(1 - \frac{S_t}{2d} \right)^2$$

[17]

$$\alpha_s = \frac{A_{c,ef}}{A_{cn}} = \left(1 - \frac{S_t}{2d} \right)^2$$

- Pilares de sección circular con armadura transversal helicoidal

El caso se representa en la Figura 16a). Entre dos puntos de la misma generatriz del borde del núcleo, se produce la pérdida de sección confinada con la distribución ya indicada en los casos anteriores. En una sección cualquiera se produce una sección no confinada en forma de lúnula y el área confinada se reduce a la de un círculo homotético con centro en A, del del núcleo (debido a la pendiente constante de la hélice), de diámetro

slope of the helix) and whose diameter is $d - \frac{S_t}{4}$, whereby:

$$\alpha_s = \frac{A_{c,ef}}{A_{c,nc}} = \frac{\frac{\pi d^2}{4} - \frac{1}{2} \cdot \frac{S_t}{4} \cdot \pi d}{\frac{\pi d^2}{4}} = 1 - \frac{S_t}{2d} \quad [18]$$

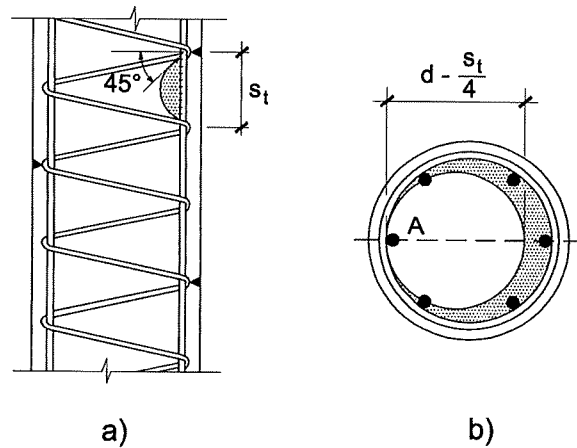


Figure 16

- Square columns

The effective section is a square whose side measures $d - \frac{S_t}{2}$, from which it follows that:

$$\alpha_s = \frac{A_{c,ef}}{A_{c,nc}} = \frac{\left(d - \frac{S_t}{2}\right)^2}{d^2} = \left(1 - \frac{S_t}{2d}\right)^2 \quad [19]$$

- Rectangular columns

According to MANDER's [7] tests, the value of α_s can be found from the expression (Figure 17):

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2a_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \quad [20]$$

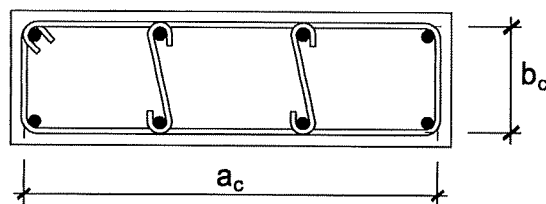


Figure 17

$d - \frac{S_t}{4}$, con lo cual

$$\alpha_s = \frac{A_{c,ef}}{A_{c,nc}} = \frac{\frac{\pi d^2}{4} - \frac{1}{2} \cdot \frac{S_t}{4} \cdot \pi d}{\frac{\pi d^2}{4}} = 1 - \frac{S_t}{2d} \quad [18]$$

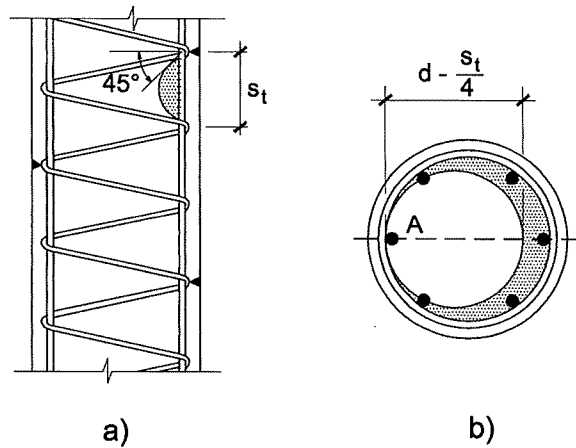


Figura 16

- Pilar de sección cuadrada

La sección eficaz es un cuadrado de lado $d - \frac{S_t}{2}$, con lo cual

$$\alpha_s = \frac{A_{c,ef}}{A_{c,nc}} = \frac{\left(d - \frac{S_t}{2}\right)^2}{d^2} = \left(1 - \frac{S_t}{2d}\right)^2 \quad [19]$$

- Pilares de sección rectangular

De acuerdo con los ensayos de MANDER (7), puede tomarse como valor de α_s la expresión (Figura 17)

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2a_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \quad [20]$$

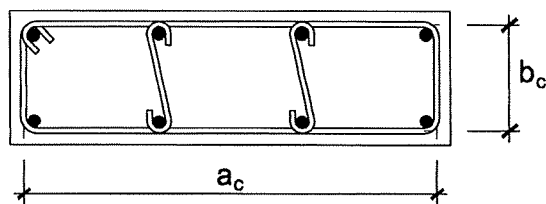


Figura 17

S_t should not be greater than $\frac{d}{2}$ in circular columns or than $\frac{b}{2}$ in square columns and under no circumstances should it exceed 200 mm.

Figure 18 gives the variations in $\alpha_s \alpha_e$ versus $\frac{S_t}{d}$ for circular and square columns.

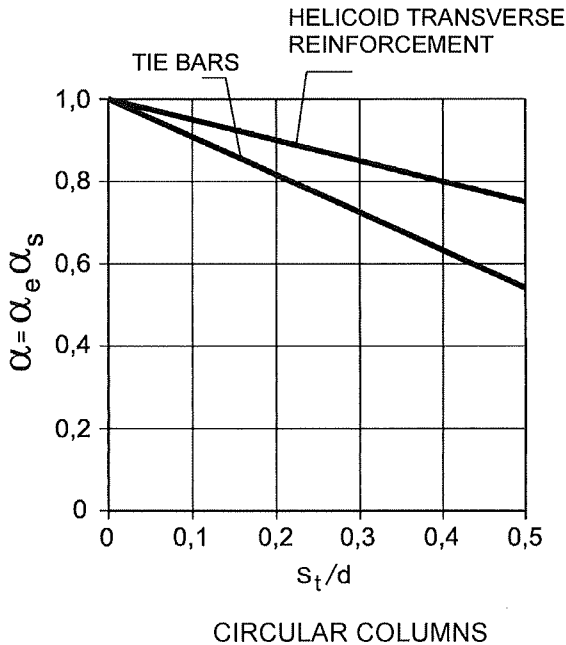


Figure 18

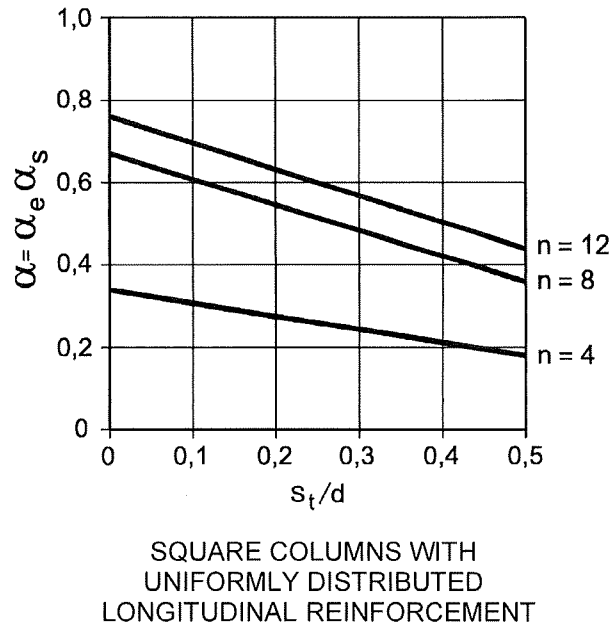


Figure 19

The values of $\alpha = \alpha_e \cdot \alpha_s$ for square columns with uniformly distributed longitudinal reinforcement are shown in Figure 19, based on the values discussed above.

In circular columns, confinement is acceptable for values of $\frac{S_t}{d}$ under 0.3, whereas in square columns, the longitudinal reinforcement must consist of at least eight bars; for values of $\frac{S_t}{d}$ higher than 0.15, confinement is relatively low.

Moreover, suitable stirrup closure with hooks, special devices or welding is essential to confinement effectiveness.

c) Summarizing, formula [13] is valid for columns, but the two reduction coefficients described must be factored in, i.e., the expression must be re-stated as follows:

$$\sigma_{cd,c} = 0,5 \alpha_e \alpha_s \omega_w f_{cd} \quad [21]$$

Figure 20 illustrates a practical method for achieving a high degree of confinement where column sections are large, which consists in using welded-wire fabric reinforcement, supported by the stirrups. Mechanically anchoring the welded nodes generates a high α_e coefficient, even where the number of longitudinal bars is small. Mesh sizes smaller than 150 x 150 mm should not be used, to prevent concrete segregation during placement.

Es recomendable que S_t no sea superior a $\frac{d}{2}$ en pilares de sección circular y a $\frac{b}{2}$ en pilares cuadrados y en todo caso no debe superar los 200 mm.

En la Figura 18 se representan las variaciones de $\alpha_s \alpha_e$ en función de $\frac{S_t}{d}$, para pilares circulares y cuadrados.

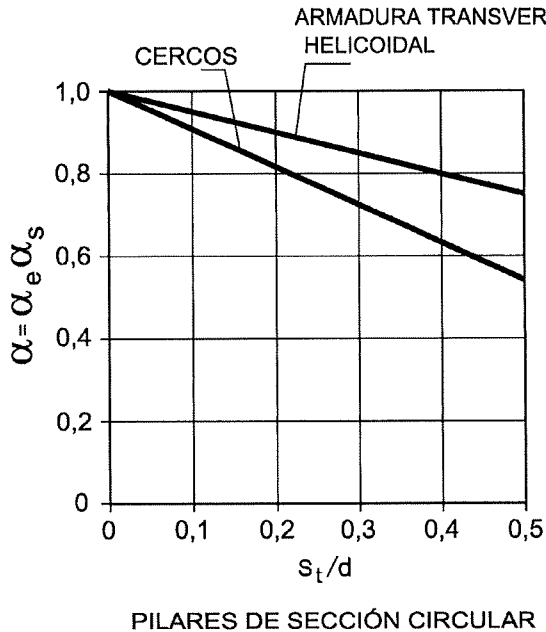


Figura 18

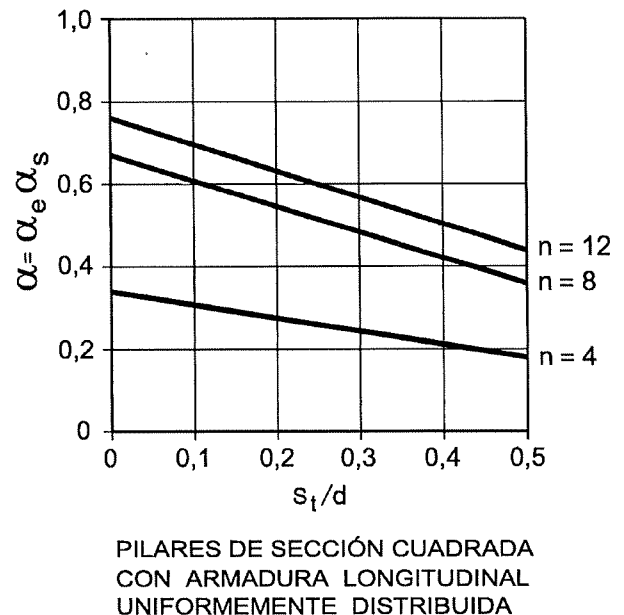


Figura 19

Para pilares de sección cuadrada con armadura longitudinal uniformemente distribuida los valores $\alpha = \alpha_e \cdot \alpha_s$ se representan en la Figura 19, a partir de los valores vistos anteriormente.

En los pilares de sección circular, el confinamiento es aceptable para valores de $\frac{S_t}{d}$ inferiores a 0,3 mientras que en los de sección cuadrada, como mínimo la armadura longitudinal debe disponerse en ocho barras y con valores de $\frac{S_t}{d}$ superiores a 0,15 el confinamiento es relativamente reducido.

Debe añadirse que para la eficacia del confinamiento, es esencial el cierre adecuado, mediante ganchos, disposiciones especiales o soldadura, de los estribos.

- c) En resumen, para pilares es válida la fórmula [13], pero con los dos coeficientes reductores expuestos, es decir toma la forma

$$\sigma_{cd,c} = 0,5 \alpha_e \alpha_s \omega_w f_{cd} \quad [21]$$

Un método práctico de conseguir un elevado grado de confinamiento es el indicado en la Figura 20, sólo utilizable en pilares de gran sección, y que consiste en disponer paneles de malla electrosoldada, apoyados en estribos. El anclaje mecánico de los nudos soldados conduce a un elevado valor del coeficiente α_e , aunque el número de barras longitudinales sea pequeño. El recuadro de la malla no debe ser inferior a 150 x 150 mm para evitar la segregación del hormigón durante el vertido.

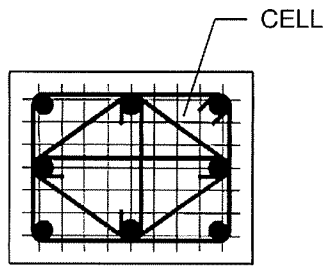


Figure 20

- d) In the absence of more accurate data, confined concrete strength can be estimated as described in MODEL CODE 90 and EC-2 from the formula:

$$\left. \begin{aligned} f_{ck,c} &= f_{ck} \left(1 + 5 \frac{\sigma_{ck,c}}{f_{ck}} \right) & \text{para } \sigma_{ck,c} \leq 0,05 f_{ck} \\ f_{ck,c} &= f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_{ck,c}}{f_{ck}} \right) & \text{para } \sigma_{ck,c} > 0,05 f_{ck} \end{aligned} \right\} \quad [22]$$

- e) N_u can be found with formulas [22], along with expressions [1] and [2]. Nonetheless, the results should be verified by calculating:

$$\left. \begin{aligned} N_u &= A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \\ N_u &= A_{cn} f_{cd,c} + A_s f_{yd} \end{aligned} \right\} \quad [23]$$

where A_c is the net column section, A_{cn} the section of the confined nucleus and $f_{cd,c}$ the design strength of the confined concrete.

(The higher of the N_u values must be adopted.)

In the foregoing, $f_{ck,c}$ is the axial strength of the confined concrete and $\sigma_{ck,c} = 1,5 \sigma_{cd,c}$ the characteristic confinement stress, with $\sigma_{cd,c}$ as found from formula [21].

A simplified expression is given in EHE-07:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1 + 1,5 \alpha_e \alpha_s \omega_w)$$

but the code also adopts formula [23].

- f) The rectangular columns depicted in Figure 17, whose bars that are neither uniformly placed around the perimeter nor susceptible to being likened to uniform bars, constitute a specific case not covered by formulas [21] or in EHE-07 or EC-2. In such columns the confinement stress σ_{cd} is not symmetrical but given by two values: $\sigma_{cd,x}$, for direction a_c , and $\sigma_{cd,y}$, for direction b_c . Finding a single valid confinement stress, σ_{cd} is

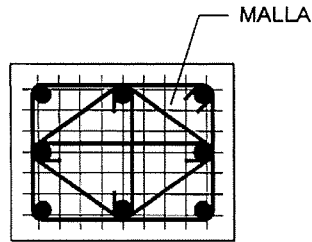


Figura 20

- d) A falta de datos más precisos, el valor de la resistencia del hormigón, cuando existe confinamiento, puede estimarse de acuerdo con el MODEL CODE 90 (9) y con EC-2 mediante la fórmula

$$\left. \begin{aligned} f_{ck,c} &= f_{ck} \left(1 + 5 \frac{\sigma_{ck,c}}{f_{ck}} \right) && \text{para } \sigma_{ck,c} \leq 0,05 f_{ck} \\ f_{ck,c} &= f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_{ck,c}}{f_{ck}} \right) && \text{para } \sigma_{ck,c} > 0,05 f_{ck} \end{aligned} \right\} \quad [22]$$

- e) Con las fórmulas [22] y las [1] y [2] se calcula N_u . Sin embargo, debe hacerse siempre una comprobación, calculando

$$\left. \begin{aligned} N_u &= A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \\ N_u &= A_{cn} f_{cd,c} + A_s f_{yd} \end{aligned} \right\} \quad [23]$$

donde A_c es la sección neta del pilar, A_{cn} la del núcleo confinado y $f_{cd,c}$ la resistencia de cálculo del hormigón confinado.

(Debe adoptarse el mayor de los dos valores de N_u).

donde $f_{ck,c}$ es la resistencia axial del hormigón confinado y $\sigma_{ck,c} = 1,5 \sigma_{cd,c}$ la tensión característica de confinamiento, donde $\sigma_{cd,c}$ viene dada por la fórmula [21].

EHE-07 adopta una expresión simplificada

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1 + 1,5 \alpha_e \alpha_s \omega_w)$$

pero adopta también la fórmula [23].

- f) Un caso particular, no cubierto por las fórmulas [21] ni por EHE-07 ni EC-2 es el de pilares con distribución perimetral no uniforme de la armadura ni asimilables a ellos, como es el caso de los pilares rectangulares como el de la Figura 17. En estos tipos de pilares la tensión de confinamiento $\sigma_{cd'}$, no es simétrica sino que se tienen dos valores, $\sigma_{cd',x}$ el que corresponde a la dirección de a_c y $\sigma_{cd',y}$ el que corresponde a la dirección de b_c . El problema de hallar una tensión única válida de confinamiento, $\sigma_{cd'}$, es muy complejo y la única aproximación que cono-

a very complex problem and the only approximation of which this author is aware is the abacus given in Figure 21, taken from the MANDER, PARK and PRIESTLEY paper cited above (7).

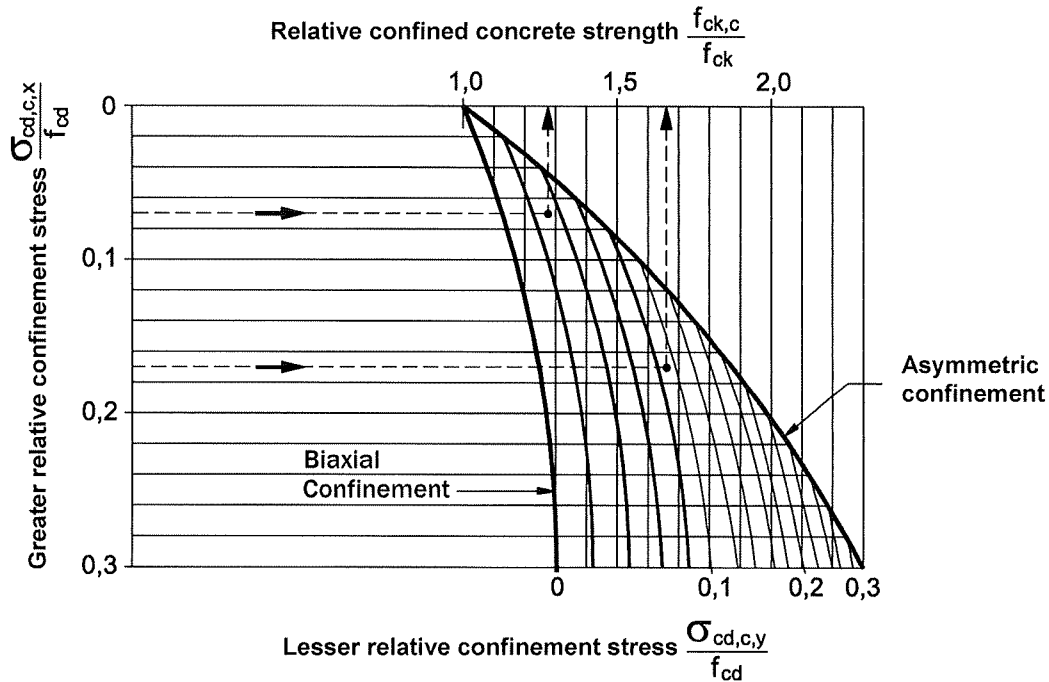


Figure 21

For instance, for the column shown in Figure 22, assuming H-30 concrete and B400 S steel, where $\gamma_c = 1.5$ and $\gamma_s = 1.15$:

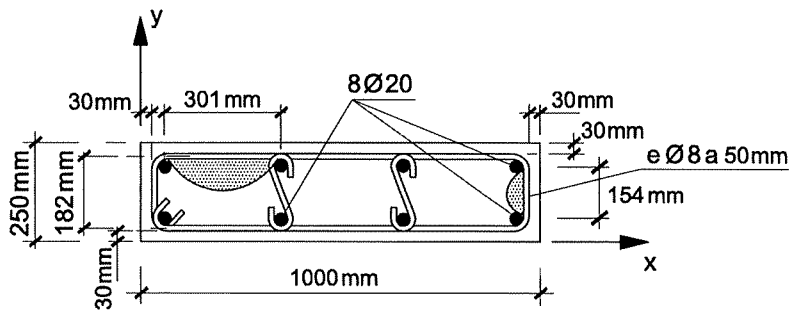


Figure 22

$$\sigma_{cd,x} \cdot 182 \cdot 50 = 2 \cdot 50.3 \cdot \frac{400}{1.15} = 3.84 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd,y} \cdot 932 \cdot 50 = 4 \cdot 50.3 \cdot \frac{400}{1.15} = 1.50 \text{ N/mm}^2$$

from which it follows that:

$$\frac{\sigma_{cd,x}}{f_{cd}} = 0.19 \quad \frac{\sigma_{cd,y}}{f_{cd}} = 0.08$$

emos es la del ábaco de la Figura 21, tomado del trabajo de MANDER, PARK y PRIESTLEY citado como referencia (7).

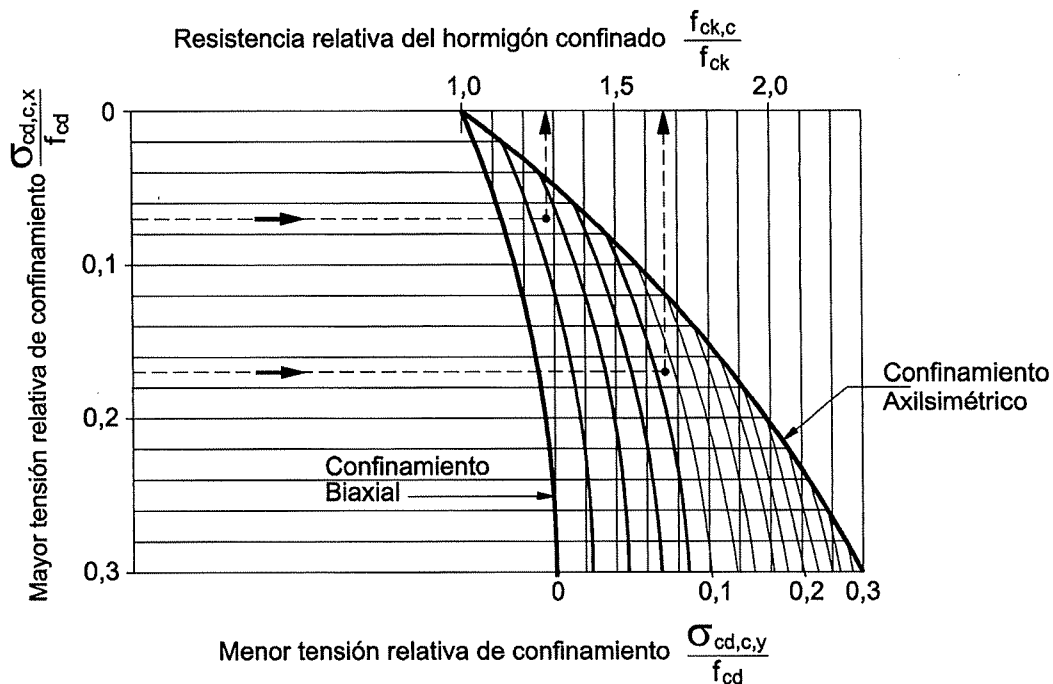


Figura 21

Por ejemplo, para el pilar indicado en la Figura 22, con hormigón H-30 y acero B400 S, con $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_s = 1,15$.

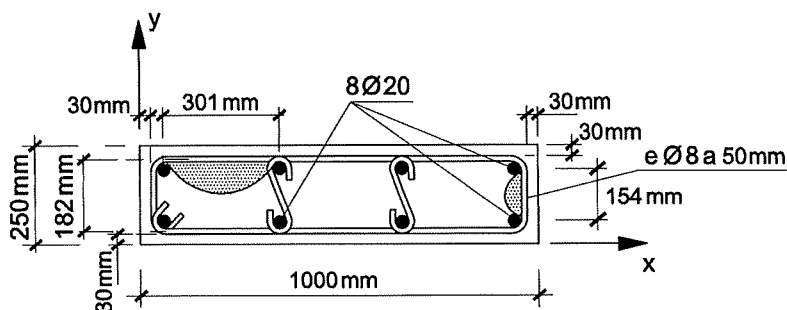


Figura 22

$$\sigma_{cd,x} \cdot 182 \cdot 50 = 2 \cdot 50,3 \cdot \frac{400}{1,15} = 3,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd,y} \cdot 932 \cdot 50 = 4 \cdot 50,3 \cdot \frac{400}{1,15} = 1,50 \text{ N/mm}^2$$

y con ello

$$\frac{\sigma_{cd,x}}{f_{cd}} = 0,19$$

$$\frac{\sigma_{cd,y}}{f_{cd}} = 0,08$$

The coefficients described above, α_e and α_s , (formulas [15] and 20]) must be applied to the values found,

$$\alpha_e = \frac{932 \cdot 182 \left(6 \cdot \frac{301^2}{6} + 2 \cdot \frac{154^2}{6} \right)}{932 \cdot 182} = 0.42$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{50}{2 \cdot 932} \right) \left(1 - \frac{50}{2 \cdot 182} \right) = 0.84$$

yielding:

$$\frac{\sigma_{cd,x}}{f_{cd}} = 0.19 \cdot 0.42 \cdot 0.84 = 0.07$$

$$\frac{\sigma_{cd,y}}{f_{cd}} = 0.08 \cdot 0.42 \cdot 0.84 = 0.03$$

and in the abacus in Figure 22:

$$\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} = 1.28 \quad f_{ck,c} = 1.28 \cdot 30 = 38.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} = 1.28 \quad \sigma_{cd} = 1.28 \cdot 20 = 25.6 \text{ N/mm}^2$$

2.4. CONFINED CONCRETE DIAGRAMS

A simplified stress-strain curve for the confined concrete is required to accurately calculate confined members.

This information is not included in Code EHE-07, for either confined columns or confined compression struts.

EC-2 adopts the diagram shown in Figure 23, taken from MODEL CODE 90.

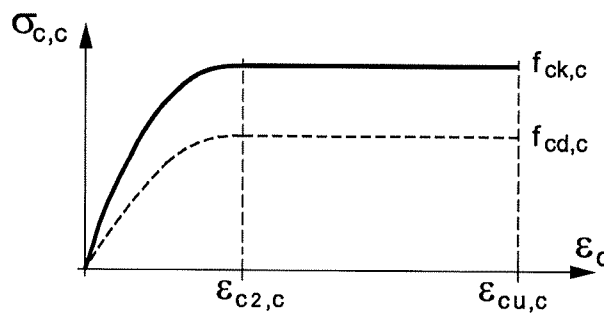


Figure 23

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad [24]$$

$$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu2} + 0.2 \frac{\sigma_{ck}}{f_{ck}} \quad [25]$$

where the values of $\epsilon_{c,2}$ and $\epsilon_{cu,2}$ are given in Table T-1.

A los valores anteriores se les deben aplicar los coeficientes α_e y α_s vistos anteriormente (Fórmulas [15] y [20]).

$$\alpha_e = \frac{932 \cdot 182 \left(6 \cdot \frac{301^2}{6} + 2 \cdot \frac{154^2}{6} \right)}{932 \cdot 182} = 0,42$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{50}{2 \cdot 932} \right) \left(1 - \frac{50}{2 \cdot 182} \right) = 0,84$$

y por tanto

$$\frac{\sigma_{cd,x}}{f_{cd}} = 0,19 \cdot 0,42 \cdot 0,84 = 0,07$$

$$\frac{\sigma_{cd,y}}{f_{cd}} = 0,08 \cdot 0,42 \cdot 0,84 = 0,03$$

y en el ábaco de la Figura 22, resulta

$$\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} = 1,28 \quad f_{ck,c} = 1,28 \cdot 30 = 38,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} = 1,28 \quad \sigma_{cd} = 1,28 \cdot 20 = 25,6 \text{ N/mm}^2$$

2.4. DIAGRAMAS DEL HORMIGÓN CONFINADO

Para cálculos precisos de piezas confinadas es necesario conocer el diagrama tensión deformación simplificado del hormigón confinado.

EHE-07 no incluye esta información al tratar el tema, ni en pilares confinados ni en bielas comprimidas confinadas.

EC-2, adopta el diagrama de la Figura 23, tomado del MODEL CODE 90

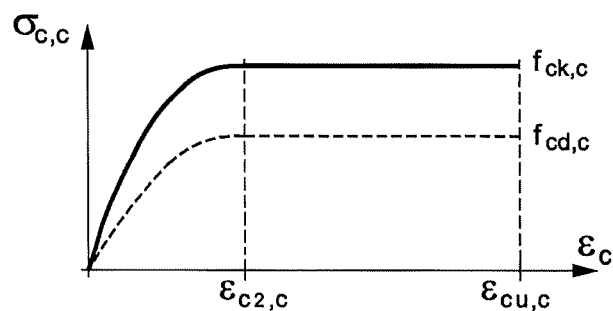


Figura 23

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad [24]$$

$$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_{ck}}{f_{ck}} \quad [25]$$

donde los valores $\epsilon_{c,2}$ y $\epsilon_{cu,2}$ se indican en la Tabla T-1.

TABLE T-1
Concrete strength and strain as per European standard EC-2 and Spanish standard EHE

f_{ck} (MPa)	CONCRETE STRENGTH CLASS										Analytical relationship/ Explanation	EHE adjustment	
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55			60
ε_{c2} (‰)	2.0										For $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} = 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53}$	$\varepsilon_{c2} = 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.50}$	
ε_{cr2} (‰)	3.5										For $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cr2} = 2.6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	$\varepsilon_{cr2} = 2.6 + 14.4 \left[\frac{100 - f_{ck}}{100} \right]^4$	

(*) Pursuant to the EHE standard, for $f_{ck} = 100$ MPa, $\varepsilon_{c2} = 2.68$ and $\varepsilon_{cr2} = 2.6$, which is an anomaly.

TABLA T-1
Características de resistencia y deformación del hormigón según EC-2 y EHE

CLASES DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN												Relación analítica/ Explicación	Variante de EHE	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60			70
ε_{c2} (‰)	2.0											Para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} = 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53}$ $\varepsilon_{c2} = 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.50}$		
ε_{cu2} (‰)	3.5											Para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$ $\varepsilon_{cu2} = 2.6 + 14.4 \left[\frac{100 - f_{ck}}{100} \right]^4$		

(*) De acuerdo con EHE, para $f_{ck} = 100$ MPa, $\varepsilon_{c2} = 2,68$ y $\varepsilon_{cu2} = 2,6$ lo que representa una anomalía.

2.5. MINIMUM ECCENTRICITY

Centred compression members are unlikely to be encountered in practice, however, due to the inevitable eccentricities generated by loading conditions and constructional deviations. Code EHE-7 therefore provides that, pursuant to the C.E.B., the structural design should consider the section to be subject to a force N_d with a minimum eccentricity of e_a in the least favourable direction, equal to the greater of:

$$\frac{h}{20}, \quad 20 \text{ mm}$$

where h is the total depth of the section in the direction considered (*).

In rectangular sections, the foregoing is practically paramount to calculating the centred compression section, but defining the partial safety coefficient to be not the values γ_{fg} and γ_{fq} mentioned above, but the following:

$$\gamma'_f = \gamma_f \frac{h + 50}{h} \geq \frac{9}{8} \gamma_f \quad [26]$$

where h is the smaller of the two section dimensions, in millimetres.

EC-2 prescribes the higher of the two values: $\frac{h}{30}$, 20 mm. Expression [26] is also deemed to be reasonably accurate.

2.6 MINIMUM RATIO

Code EHE-07 provides that in the event of simple or compound compression, the longitudinal reinforcement ratio for each side, A_{s1} , A_{s2} , must be:

$$A_{s1} f_{yd} \geq 0.05 N_d \quad [27]$$

$$A_{s2} f_{yd} \geq 0.05 N_d \quad [28]$$

In general, in members with symmetrical reinforcement with an area A_s :

$$A_s f_{yd} \geq 0.1 N_d \quad [29]$$

The limits established are conventional, naturally, but respond to the obvious need to ensure minimum member ductility and load capacity to accommodate unforeseen flexural stress.

The Spanish code also lays down a total geometric ratio of 4‰ for both B400 S and B500 S steel.

EUROCODE-2 establishes the following requirement:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 N_d}{f_{yd}} \geq 0.002 A_c \quad [30]$$

(*) In sections subjected to compound compression or compound bending, verification is conducted by considering eccentricity, e_a , successively but *not simultaneously* on the two main planes.

2.5. EXCENRICIDAD MÍNIMA

De hecho, el caso de compresión centrada es de improbable presentación en la práctica, ya que se producen excentricidades inevitables debidas a la aplicación de la carga o a desviaciones constructivas. Por todo ello, la Instrucción EHE-07 establece, de acuerdo con el C.E.B., que la sección debe calcularse considerando que el esfuerzo N_d presenta una excentricidad mínima e_a en la dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores

$$\frac{h}{20} , 20 \text{ mm}$$

donde h es el canto total de la sección en la dirección considerada (*).

En el caso de secciones rectangulares, lo anterior es prácticamente equivalente a calcular la sección en compresión centrada, pero empleando, como coeficiente parcial de seguridad de las acciones, en lugar de los valores γ_{fg} , γ_{fg} , anteriormente vistos, los dados por la expresión

$$\gamma'_f = \gamma_f \frac{h + 50}{h} \geq \frac{9}{8} \gamma_f \quad [26]$$

donde h es la menor dimensión de la sección, expresada en milímetros.

EC-2 adopta el valor mayor de $\frac{h}{30}$, 20 mm . Estimamos que [26] tiene una precisión razonable también para este caso.

2.6. CUANTÍA MÍNIMA

La Instrucción EHE-07 establece que, en los casos de compresión simple o compuesta, habrá de respetarse una cuantía para las armaduras longitudinales de cada cara A_{s1} , A_{s2} , tales que

$$A_{s1} f_{yd} \geq 0,05 N_d \quad [27]$$

$$A_{s2} f_{yd} \geq 0,05 N_d \quad [28]$$

En general, en piezas con armadura simétrica de área A_s

$$A_s f_{yd} \geq 0,1 N_d \quad [29]$$

Los límites establecidos son por supuesto convencionales, pero responden a la necesidad evidente de asegurar a la pieza un mínimo de ductilidad y de capacidad frente a flexiones imprevistas.

La Instrucción establece también una cuantía geométrica total mínima del 4‰ tanto para aceros B400 S como B500 S.

El EUROCÓDIGO EC-2 establece la condición

$$A_{s,min} = \frac{0,1 N_d}{f_{yd}} \geq 0,002 A_c \quad [30]$$

(*) En el caso de secciones sometidas a compresión compuesta o flexión compuesta, la comprobación se realiza considerando, sucesivamente, la excentricidad e_a en cada uno de los planos principales, pero *no simultáneamente* en ambos.

2.7. MAXIMUM RATIO

Analogously, EHE-07 stipulates a maximum ratio, defined by the following expressions:

$$A_{s1} f_{yd} \leq 0.5 f_{cd} A_c \quad [31]$$

$$A_{s2} f_{yd} \leq 0.5 f_{cd} A_c \quad [32]$$

which for a symmetrical member translate to:

$$A_s f_{yd} \leq f_{cd} A_c \quad [33]$$

Substituting $A_s f_{yd} = f_{cd} A_c$ in formulas [1] and [2] yields:

$$N_u = f_{cd} A_c + f_{cd} A_c = 2 f_{cd} A_c$$

In other words, under maximum ratio conditions, the reinforcement accounts for 50% of the member's load capacity.

EUROCODE EC-2 prescribes a maximum geometric ratio of 0.04, and 0.08 in lapping.

The reasons for establishing a maximum ratio are as follows:

- Very high ratios render concrete placement difficult, in particular around lapping and nodes.
- Members with high ratios are more sensitive to fire.
- The higher the ratio, the higher the cost.

2.8. CONSTRUCTION PROVISIONS

EHE-07 stipulates that compressed member design must conform to the following provisions:

- The minimum cross-sectional dimension of columns built in situ is 250 mm.
- The minimum diameter of longitudinal reinforcements is 12 mm.
- The maximum spacing between consecutive longitudinal bars is 300 mm. This also applies to skin reinforcement. Spacing may not be more than triple the gross thickness of the part of the section housing the bars.
- Circular columns must bear at least six longitudinal bars.
- Tie bars must be placed at intervals, s_t , that may not exceed: fifteen times the diameter, ϕ_{min} , of the thinnest longitudinal bar; 300 mm; or the smaller of the cross-sectional dimensions of the member.
- The diameter, ϕ_t , of the tie bars must be greater than or equal to $\frac{1}{4} \phi_{max}$ (where ϕ_{max} is the diameter of the thickest longitudinal bar) and never less than 6 mm.
- If the spacing, s_t , between tie bars is smaller than $15 \phi_{min}$, their diameter, ϕ_t , may be reduced so that the ratio between the tie bar section and the spacing is the same as when the following conditions are met:

$$\phi_t = \frac{1}{4} \phi_{max} \quad y \quad s_t = 15 \phi_{min}$$

2.7. CUANTÍA MÁXIMA

Análogamente al caso anterior, EHE-07 establece una cuantía máxima que viene dada por las fórmulas

$$A_{s1} f_{yd} \leq 0,5 f_{cd} A_c \quad [31]$$

$$A_{s2} f_{yd} \leq 0,5 f_{cd} A_c \quad [32]$$

que para una pieza simétrica se transforma en

$$A_s f_{yd} \leq f_{cd} A_c \quad [33]$$

Sustituyendo $A_s f_{yd} = f_{cd} A_c$ en las fórmulas [1] y [2]

$$N_u = f_{cd} A_c + f_{cd} A_c = 2 f_{cd} A_c$$

Es decir que, en el caso de cuantía máxima, la armadura proporciona el 50% de la capacidad resistente de la pieza.

El EUROCÓDIGO EC-2 establece una cuantía geométrica máxima de 0,04 que se eleva a 0,08 en zona de solapes.

Las razones para establecer una cuantía máxima vienen impuestas por las consideraciones siguientes:

- Las cuantías muy altas suponen dificultad de hormigonado, en especial en las zonas de solapes y en los nudos.
- Las piezas con cuantías muy altas son muy sensibles a los incendios.
- Cuanto más elevada es la cuantía de una pieza comprimida, mayor es su coste.

2.8. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

EHE-07 establece que en el proyecto de piezas comprimidas deben adoptarse las disposiciones siguientes:

- La dimensión mínima de la sección transversal de pilares ejecutados "in situ" será de 250 mm.
- El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 12 mm.
- La separación máxima entre armaduras longitudinales consecutivas será de 300 mm. Esto rige también para la armadura de piel. La separación no será superior al triple del espesor bruto de la parte de sección donde van alojadas.
- En pilares circulares, el número mínimo de barras longitudinales será de seis.
- Se dispondrán cercos a separación s_t no superior a quince veces el diámetro ϕ_{min} de la barra longitudinal más delgada ni a 300 mm, sin superar la menor dimensión transversal de la sección de la pieza.
- El diámetro ϕ_t de los cercos será igual o superior a $\frac{1}{4} \phi_{máx}$ siendo $\phi_{máx}$ el diámetro de la barra longitudinal más gruesa y no inferior a 6 mm.
- Está claro que si la separación s_t entre cercos es inferior a $15 \phi_{min}$ su diámetro ϕ_t podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación s_t sea la misma que cuando se cumple

$$\phi_t = \frac{1}{4} \phi_{máx} \quad \text{y} \quad s_t = 15 \phi_{min}$$

- EUROCODE EC-2 recommends a minimum diameter of 8 mm for longitudinal reinforcement, and stirrup spacing equal either to 20 times the minimum diameter of the longitudinal reinforcement or to the smaller cross-sectional dimension, but in any event never over 400 mm.

In areas of the column located at a distance from the beam or slab that is less than the larger cross-sectional dimension of the column, the above distances must be multiplied by 0.6.

The same provision applies to reinforcement lapping where the bar diameter is greater than 14 mm; and the lapping must, moreover, be tied by at least three equally spaced tie bars.

For circular columns, EC-2 establishes a minimum of four longitudinal bars. In all columns in general bearing welded-wire transverse reinforcement, it sets a minimum stirrup diameter of 5 mm.

- Each bar must be secured in both directions by hooks with angles of no greater than 135° (Figure 24).
- When a series of simple stirrups form a compound stirrup (such as in Figure 24a)), the simple stirrups must physically touch.
- Exceptionally, when bars are spaced at less than or equal to 150 mm, only every second consecutive bar need be braced (Figure 24c)).

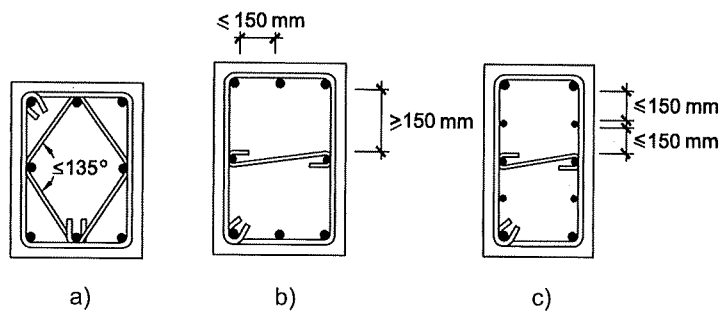


Figure 24

- Design engineers should exercise their very best judgement in stirrup layout. A glance at Figure 17 suffices to see that, along with the beneficial effect of stirrups on the load capacity of the column, when concrete is poured parallel to its vertical axis, which is usually the case, stirrups, particularly of the multiple hook variety, constitute a veritable "sieve" that reduces concrete and therefore member strength.

EXAMPLE 1. Given a column with a section measuring 250 · 250 mm subjected to an axial force of $N_g = 450$ kN and $N_q = 300$ kN, dimension the reinforcement for four rounds. Concrete H-25. Steel B 400. $\gamma_{fg} = 1.35$, $\gamma_{fq} = 1.50$, $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$. Use the simplified method set out in formula [26].

$$N_d = 1.35 \cdot 450 + 1.5 \cdot 300 = 1057.5 \text{ kN}$$

Further to formula [26]:

$$N_d = \frac{250 + 50}{250} \cdot N_d = 1269 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ N/mm}^2$$

- El EUROCÓDIGO EC-2 establece como diámetro mínimo recomendable de la armadura longitudinal el de 8 mm y como separación de estribos 20 veces el diámetro mínimo de la armadura longitudinal o la menor dimensión de la sección transversal sin pasar 400 mm.

En zonas del pilar a menos de una distancia de la viga o losa igual a la mayor dimensión de la sección transversal del pilar las distancias anteriores deben multiplicarse por 0,6.

Esta misma separación debe mantenerse en las zonas de solape de armaduras si el diámetro de las barras es superior a 14 mm, con un mínimo de tres cercos equidistantes distribuidos a lo largo del solape.

EC-2 permite en pilares de sección circular un mínimo de 4 barras longitudinales. También, si en pilares en general, la armadura transversal se dispone con una malla electrosoldada, permite bajar el diámetro de los estribos a 5 mm.

- Cada barra debe quedar arriostrada en dos sentidos por ramas de estribos cuyo ángulo no supere los 135° (Figura 25).
- Cuando un conjunto de estribos simples forma uno compuesto (por ejemplo Figura 24a), los distintos estribos simples deben colocarse en contacto.
- Como excepción, se permite arriostrar con estribos alternativamente una de cada dos barras consecutivas cuando su separación no supere los 150 mm. (Figura 24c)).

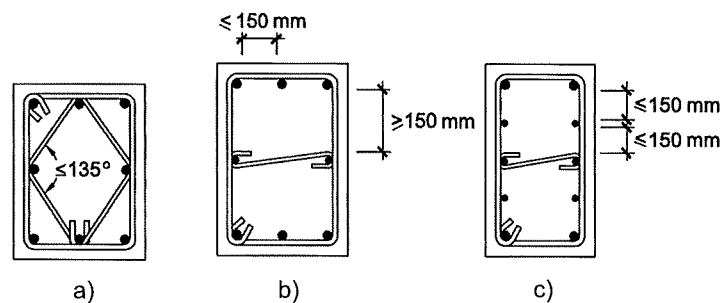


Figura 24

- El proyectista debe ejercer su juicio con especial cuidado en cuanto a la disposición de estribos. Basta observar la Figura 17 para ver que, junto al aspecto positivo que los estribos representan para la contribución de la armadura a la capacidad resistente del pilar, en el caso usual de pilares hormigonados paralelamente a su directriz, los estribos, especialmente si tienen ramas múltiples, producen un auténtico "cribado" del hormigón durante el vertido, reduciendo su resistencia y, por tanto, la de la pieza.

EJEMPLO 1. Dado un pilar de sección 250 · 250 mm, sometido a un esfuerzo axial $N_g = 450 \text{ kN}$ y $N_q = 300 \text{ kN}$, dimensionar la armadura con cuatro redondos. Hormigón H-25. Acero B 400. $\gamma_{fg} = 1,35$, $\gamma_{fq} = 1,50$, $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$. Emplear el método simplificado de la fórmula [26].

$$N_d = 1,35 \cdot 450 + 1,5 \cdot 300 = 1057,5 \text{ kN}$$

De acuerdo con la fórmula [26]

$$N_d = \frac{250 + 50}{250} \cdot N_d = 1269 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ N/mm}^2$$

and to formula [2]:

$$A_s = \frac{1269000 - 16.7 \cdot 250 \cdot 250}{348} = 647.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s < > 4 \phi 16$$

(A_c was taken to be the total section).

According to Section 2.8 and EC-2, the stirrups should have a diameter of 6 mm and be spaced at 250 mm, except on the two ends where, at a distance equal to the depth of the beams, the spacing should be $0.6 \cdot 250 = 150$ mm.

2.9. COMPRESSION IN CONFINED COLUMNS MADE WITH HIGH STRENGTH CONCRETE

A comment in EHE-07 notes that for members made with this type of concrete, inasmuch as the shortening values at failure are greater than the 0.002 accepted for ordinary concretes ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$), the cover may fall away before the member reaches ultimate fatigue. ^{(*) (**)}

It therefore recommends taking the larger of the following values as the ultimate axial force:

$$N_u = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad [34]$$

$$N_u = A_{cc} f_{cd,c} + A_s f_{yd} \quad [35]$$

where:

- A_c net section of the concrete.
- A_{cc} net area of the concrete core confined by tie bars.
- $f_{cd,c}$ design strength of the confined nucleus, as per [22].

In Item 2.3 e) above, this criterion was adopted (see expressions [23]) for all concretes, not just the high strength variety.

REFERENCES

- (1) DVD. *Compresión centrada en hormigón armado*. INTEMAC, 2002.
- (2) EHE-07. *Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento, Madrid.
- (3) EUROCÓDIGO EC-2. *Proyecto de Estructuras de Hormigón - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*, 2004.

^(*) See the discussion in Item 2.1 on shortening at failure, which even in ordinary concrete is much greater than 0.002.

^(**) Since the cover may fall away even in concretes with strengths of lower than 50 MPa, formula [23] is recommended here for standard use.

y de acuerdo con [2]

$$A_s = \frac{1269000 - 16,7 \cdot 250 \cdot 250}{348} = 647,3 \text{ mm}^2$$

$$A_s < > 4 \phi 16$$

(Se ha considerado como A_c la sección total).

De acuerdo con 2.8 y de acuerdo con EC-2 los estribos deben ser de ϕ 6 mm y colocarse a una distancia máxima de 250 mm, excepto en los extremos en los que a una distancia igual al canto de las vigas la separación debe ser $0,6 \cdot 250 = 150 \text{ mm}$.

2.9. COMPRESIÓN EN PILARES CONFINADOS CON HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

EHE-07, en un comentario, describe un fenómeno que consiste en que para piezas con estos hormigones, como el acortamiento de rotura corresponde a valores superiores a 0,002, que es el correspondiente a hormigones ordinarios ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$), puede ocurrir que se produzca la expulsión del recubrimiento, antes de agotarse la pieza. (*) (**)

Por ello recomienda tomar como axil último el mayor de los valores siguientes:

$$N_u = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad [34]$$

$$N_u = A_{cc} f_{cd,c} + A_s f_{yd} \quad [35]$$

donde:

A_c Área neta de la sección de hormigón.

A_{cc} Área neta del núcleo de hormigón confinado por los cercos.

$f_{cd,c}$ Resistencia de cálculo del núcleo confinado, de acuerdo con [22].

Ya en 2.3 e), en las fórmulas [23], adoptamos este criterio, pero para todos los hormigones y no sólo para los de alta resistencia.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) DVD. *Compresión centrada en hormigón armado*. INTEMAC, 2002.
- (2) EHE-07. *Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento, Madrid. (En preparación)
- (3) EUROCÓDIGO EC-2. *Proyecto de Estructuras de Hormigón - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*, 2004.

(*) Véase lo dicho en 2.1 sobre el acortamiento de rotura, muy superior a 0,002, incluso con hormigones ordinarios.

(**) La expulsión del recubrimiento puede presentarse incluso con hormigones de resistencia inferior a 50 MPa. Por eso expusimos la fórmula [23] con carácter general.

-
- (4) CALAVERA, J. *El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2 y de la futura normativa española de hormigón estructural, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares*. INTEMAC, NIT 6-07. Mayo 2007.
 - (5) INTEMAC. *Investigación experimental sobre el comportamiento en rotura de soportes armados con cuantía elevada de armadura*. (1976). Ref. E/LC-76015/EL.
 - (6) INTEMAC. *Plan de Investigación sobre la influencia de la distribución y cuantía de armadura transversal en el comportamiento hasta rotura de soportes de hormigón armado*. (1972), Ref. E/70005/2.
 - (7) MANDER, J.B.; PRIESTLEY, J.N; PARK, R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, August 1988.
 - (8) MANDER, J.B.; PRIESTLEY, J.N; PARK, R. *Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, August 1988.
 - (9) MODEL CODE CEB-FIP. 1990.

-
- (4) CALAVERA, J. *El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2 y de la futura normativa española de hormigón estructural, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares*. INTEMAC, NIT 6-07. Mayo 2007.
 - (5) INTEMAC. *Investigación experimental sobre el comportamiento en rotura de soportes armados con cuantía elevada de armadura*. (1976). Ref. E/LC-76015/EL.
 - (6) INTEMAC. *Plan de Investigación sobre la influencia de la distribución y cuantía de armadura transversal en el comportamiento hasta rotura de soportes de hormigón armado*. (1972), Ref. E/70005/2.
 - (7) MANDER, J.B.; PRIESTLEY, J.N; PARK, R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, August 1988.
 - (8) MANDER, J.B.; PRIESTLEY, J.N; PARK, R. *Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, August 1988.
 - (9) MODEL CODE CEB-FIP. 1990.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Benito Díez, María Pilar
Fernández Sáez, Ana María
Fraile Mora, Serafín
González Balseyro, María José
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio
Luzón Cánovas, José M^a
Sánchez Arroyo, Jesús M^a
Sevilla Bombín, Esther María
Sicilia Mañá, Beatriz

Ingeniero Aeronáutico

* París Loreiro, Angel
Moreno Toriz, Juan José

Ingenieros de Caminos

Baena Alonso, Eva
Barrios Corpa, Jorge
* Barrios Corpa, Roberto
Brandán Gordillo, Rubén
* Calavera Ruiz, José
Calderón Bello, Enrique
Castillo Fernández, Luis Javier
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lozano, Justo
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
Encinar Arroyo, Antonio
Fernández García, Susana
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
Fernández Montes, David Constantino
García de Diego Cano, Eva María
González González, Juan José
González Reyero, Carlos
* González Valle, Enrique
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
* Ley Urzaiz, Jorge
Martínez Hidalgo, José
Munugarren Martínez, Miguel Angel
Penadés Olaso, Sergio
Pérez García, Noemí
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
* Rodríguez Romero, Jesús M^a
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Fuentes, María Josefa
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen

Torres Pérez, Elisa
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Villanueva Ramírez, Santiago

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
Sarabando Diamantino, Francisco José
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingenieros Geólogos

Catalán Navarro, Antonio
Hernández Alvarez, José Luis

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

* Alvarez Cabal, Ramón Amado
Argüelles Galán, Manuel
Arroyo Arroyo, José Ramón
Armengou Lacalle, María Teresa
Bayonne Sopo, Enrique
De la Cruz Morón, Diego
De la Iglesia Rodríguez, Beatriz Marta
Estrada Gómez, Rafael
García Malpartida, Javier
González Carmona, Manuel
Ibañez Mayayo, Miguel
Liébana Ramos, Miguel Angel
Loriente Otal, Iván
López Bravo, Soraya
Martos Ojanguren, Víctor
Pou Esquiús, Carles
Ramírez de la Pinta, Rubén
Rioja San Martín, Oscar
Suárez Fernández, Antonio
Torruella Martínez, Josep M^a
* Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Materiales

Sáez Comet, Carlos

Ingeniero de Minas

González Feito, Pedro Victorino
Ramos Sánchez, Adelina

Ingeniero de Montes

Pérez Fuentes, María Esther

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con * a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

Licenciados en Ciencias Químicas

Fernández Sendino, Marta

Grandes Velasco, Sylvia María

Iglesias Hernaiz, María Angeles

López Sánchez, Pedro

Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciados en Derecho

González del Olmo, Alfredo

Jarillo Cerrato, Pedro

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto

Casado Chinarro, Alejandro

Catalán Navarro, Antonio

López Velilla, Oscar

Martín López, Jesús Heliodoro

Salado Rodilla, Luis

Usillos Espín, Pablo

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a

Fernández Jiménez, Amelia

Galán Rivera, Sofia

Montejano Jiménez, María del Carmen

Muñoz Mesto, Angel

Muñoz Ortega, Andrés

Sanz Burgueño, Miguel Angel

Suárez Leira, Víctor

Vaquero Navarro, Carlos

Vicente Minguela, Francisco

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén

Alvarez Pascual, Javier

Bernal Romero, Manuel Angel

Campano Pérez, María Josefa

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio

García Campos, María de la Luz

Gil Ginesta, Juan Carlos

Madueño López, Javier

Madueño Moraño, Antonio

Martos Sánchez, Rafael

Muñoz Garijo, Francisco Javier

Pérez Berenguer, José Gil

Piñeiro Herrero, Alberto

Rodríguez Luque, Ana María

Sáez Comet, Carlos

Sánchez Bueno, Juan Jesús

Santos Barrero, Francisco Javier

Villar Riñones, Jesús

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón

Ingeniero Técnico de Minas

Fernández Terán, Francisco Javier

Sillero Arroyo, Andrés

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Carrero Crespo, Rafael

Galán de Cáceres, M^a del Puerto

González Isabel, Germán

González Nuño, Luis

Hernández Velasco, M^a Concepción

Llort Mac Donald, Daniel

Martínez Vicente, Cristina

Mata Soriano, Juan Carlos

Mazuecos Salas, Ildelfonso

Montiel Sánchez, Ernesto

Muñoz Martín, Jesús

Muñoz Mesto, Angel

Ortiz del Campo, Natalia

Ozaetta Cabrera, José Aníbal

Pino Vaquero, José Angel

Prieto Malillos, Raquel

Rivera Jiménez, Marta

Romero García, Daniel

Rosa Moreno, José Andrés

Rozas Hernando, José Juan

Sánchez Tomé, Elena

Sillero Olmedo, Rafael

Soto López, Elena del

Vicente Girón, Susana

Ingeniero Técnico de Telecomunicación

Vicent Cantero, Francisco José

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Barragán Bermejo, M^a Vicenta

Carreras Ruiz, Francisco

Lana Campos, Rebeca

López Jiménez, Luis

Molero Vicente, M^a Isabel

Sánchez Martín, María de la O

Torés Campos, Ana M^a

Técnicos en Administración de Empresas

Cebrián Sobrino, M^a José

González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico en Internet y Correo Electrónico

Calavera Vayá, Rafael

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con * a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2007: 31€



ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno Nº 66

"Patología de los pavimentos cerámicos"

Autor: J. M^o LUZÓN CÁNOVAS
J. SÁNCHEZ ARROYO

Cuaderno Nº 67

"Confinamiento del hormigón y aplicación al cálculo de pilares zunchados"

Autor: José Calavera Ruiz

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno Nº 68

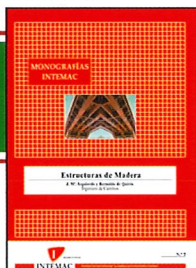
"Análisis sobre el tratamiento normativo de la instrucción EHE y del Eurocódigo 2 en relación con los estados límites últimos en punzonamiento y de esfuerzo cortante en zapatas de hormigón armado"

Autores: J. CALAVERA RUIZ

J. M^o RODRÍGUEZ ROMERO

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC



Publicación de INTEMAC con un carácter eminentemente práctico destinada a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusado en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica correspondientes.

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 5

"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".

Autores: R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M^o. Rodríguez Romero.

Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 6

"Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo".

Autores: P. López Sánchez, J. M^o. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez, A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.

Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 7

"Estructuras de madera".

Autores: J. M^o. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.

Precio de la Monografía 38 €

NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT



Con independencia de la serie Cuadernos de INTEMAC, de la que se publica un número trimestral, bilingüe en español e inglés, en INTEMAC se producen, con acentuada frecuencia, notas de información sobre aspectos concretos que pensamos que no solamente tienen una utilidad interna, sino que pueden resultar interesantes para muchos Técnicos de la Construcción.

Las Notas se envían únicamente por correo (pago por transferencia o tarjeta de crédito).

NIT-5 (06)

Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón

J. Calavera Ruiz; A. Delibes; J. M^o Izquierdo y Bernaldo de Quirós; G. González Isabel

Edición en español, en color. 12 páginas

P.V.P.: 14 euros

NIT-6 (07)

El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares

J. Calavera Ruiz

Edición en español. 10 páginas P.V.P.: 12 euros

VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

Muestreo de hormigón fresco. Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

Nº 2001 (1-1)

Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.

Esta nueva versión del vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.

30 minutos - 25 €



Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

Nº 2002 (1-2)

Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corrugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia.

30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

Nº 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 N/mm² a 100N/mm², las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €

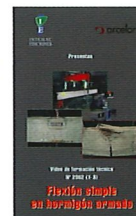


Flexión simple en hormigón armado.

Nº 2002 (1-3)

Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €



Esfuerzo cortante en hormigón armado.

Nº 2002 (1-5)

Muestra el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

25 minutos - 25 €



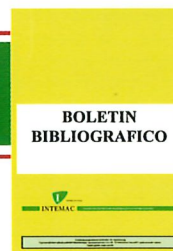
BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

EL BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO incluye:

Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo. Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera. Secciones de Bibliografía y Cursos. Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

Tarifa de suscripción anual (6 números) 200 €



Consulte otras publicaciones

www.intemac.es



Nueva edición

Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado

2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €



Nueva publicación

Fichas de ejecución de obras de hormigón

2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 56 €

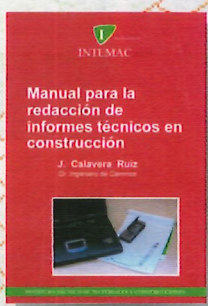


Nueva publicación

Ejecución y control de estructuras de hormigón

J. Calavera, P. Alaejos Gutiérrez,
J. Fernández Gómez, E. González Valle,
F. Rodríguez García

Precio: 113 €



Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Manual de Ferralla

3ª edición

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

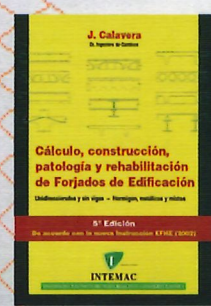
Precio: 45 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

Precio: 50 €

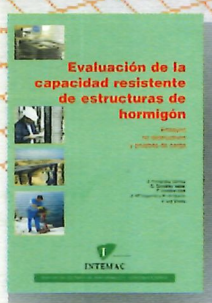


Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación

5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 113 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel,
F. Hostalet Alba, J. Mª Izquierdo, J. Ley Urzaiz

Precio: 64 €

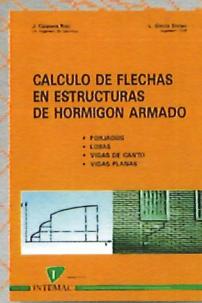


Muros de contención y muros de sótano

3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)
L. García Dutari (Ingeniero Civil)

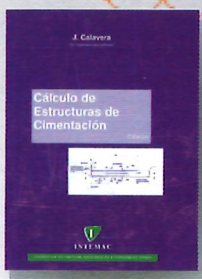
Precio: 53 €



Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 123 € - CD-ROM: 198 €



Cálculo de estructuras de cimentación

4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

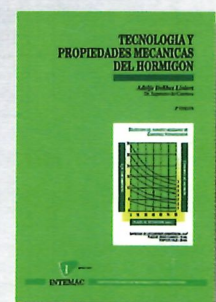
Precio: 80 €



Hormigón de alta resistencia

G. González-Isabel (Ingeniero Técnico de O. P.)

Precio: 47 €



Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €



INTEMAC

Mario Roso de Luna, 29, Ed. 12 - 28022 MADRID
TEL.: 91 327 74 00 • FAX: 91 327 74 20
e-mail: intemac@intemac.es

www.intemac.es