

CUADERNOS INTEMAC

Transferencia de carga en pilares de hormigón con encamisados del mismo material. Un estudio experimental

**Load transfer in concrete-encased RC columns.
An experimental study**

Benjamín Navarrete

Docente Escuela de Construcción Civil. Pontificia Universidad de Chile
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid



INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 50

2º TRIMESTRE '03



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

(D.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

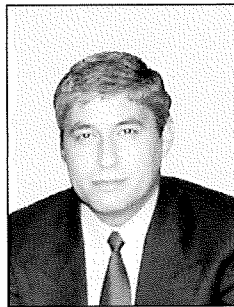
Aire
Agua
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**“TRANSFERENCIA DE CARGA EN PILARES
DE HORMIGÓN CON ENCAMISADOS DEL MISMO
MATERIAL. UN ESTUDIO EXPERIMENTAL”¹**

**“LOAD TRANSFER IN CONCRETE-ENCASED RC
COLUMNS. AN EXPERIMENTAL STUDY”¹**



Benjamín Navarrete

Docente Escuela de Construcción Civil
Pontificia Univesidad Católica de Chile
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

Profesor, School of Civil Construction
Catholic Pontifical University of Chile
PhD Civil Engineering
Polytechnic University of Madrid

¹ El trabajo que aquí se presenta corresponde a un resumen de la tesis doctoral “Estudio experimental de la transferencia de carga en pilares de hormigón reforzados con encamisado del mismo material, para distintos grados de confinamiento otorgados por la armadura transversal del refuerzo y diferentes longitudes de contacto”, dirigida por el Prof. D. José Calavera Ruiz, y leída en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

¹ The present paper is a summarised version of the doctoral thesis: “Experimental study of load transfer in concrete-encased concrete columns for various degrees of restraint imposed by transverse reinforcing steel and different contact lengths”, supervised by Prof. D. José Calavera Ruiz and defended at the School of Civil Engineering of the Polytechnic University of Madrid.

Copyright © 2003, 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-28518-2004
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

CONTENTS

- 1. THE PROBLEM ADDRESSED**
 - 2. STATE OF THE ART**
 - 3. OBJECTIVES**
 - 4. METHODOLOGY**
 - 5. EXPERIMENTAL**
 - 6. RESULTS**
 - 7. ANALYSIS OF RESULTS**
 - 8. CONCLUSIONS**
 - 9. CALCULATION MODE PROPOSED**
 - 10. OBSERVATIONS ABOUT THE MODEL**
- ACKNOWLEDGEMENTS**
- REFERENCES**

ÍNDICE

- 1. EL PROBLEMA INVESTIGADO**
 - 2. ESTADO DEL ARTE**
 - 3. OBJETIVOS**
 - 4. METODOLOGÍA**
 - 5. DESARROLLO EXPERIMENTAL**
 - 6. RESULTADOS EXPERIMENTALES**
 - 7. ANÁLISIS DE RESULTADOS**
 - 8. CONCLUSIONES**
 - 9. MODELO DE CÁLCULO PROPUESTO**
 - 10. OBSERVACIONES AL MODELO**
- AGRADECIMIENTOS**
- BIBLIOGRAFÍA**

ABSTRACT

The increasingly frequent need to rehabilitate or reinforced structures, clearly justifies research into the effectiveness of the repair techniques presently in use.

This area has been scantily explored and little is known about the performance of such repair techniques, in particular as far as vertical members are concerned.

In column repair systems based on increasing the initial section, one of the key targets for study is load transfer across the column-encasement interface and the factors on which it depends. With a fuller understanding of the resistance mechanisms involved, calculation models could be built for the design of such encasements or jackets and recommendations could be formulated to ensure that, after the solution is in place, the structure as a whole attains the mechanical strength specified.

The present study addresses this question. Two variables were selected for research: first, the effect of the area of the transverse reinforcement in the encasement on the capacity to develop normal stresses and second, the effect of the transfer length on the capacity to redistribute the resistance mechanisms developing along the interface.

The results obtained show that mean ultimate strength decreases with transfer length. There is, however, a limit to this length, which ranges from 80 to 100 cm. Laboratory shear stress values proved to be much greater than the values calculated with the formulas proposed by the Spanish concrete code, EHE, and in general by European or American codes. The bonding resistance mechanism developing at the interface between the two concretes during the tests was so high that no conclusion could be reached about the effect of the transverse reinforcing steel in the encasement. Ductile failure was observed in all specimens, i.e., the system gave great warning before it collapsed. The specimens underwent substantial cracking, clear evidence that the jacket expands with inside column slippage.

Finally, in keeping with the aims of the study, a theoretical model was formulated to quantify the transfer length required in rectangular columns retrofitted with a rectangular jacket, on the basis of the load exerted on the member to be reinforced, the area of transverse reinforcing steel in the encasement, the compression strength of the weaker of the two concretes to be joined and the coefficient of friction, which in this case depends on the roughness of the column surface. The result is a readily applied physical model.

1. THE PROBLEM ADDRESSED

Columns are the members of a structure that transmit vertical loads to the foundations, where they are ultimately transferred to the supporting terrain. It may be immediately and intuitively concluded from a mental depiction of any such structure that the failure of one vertical member affects the stability of the structure as a whole. Hence the importance of the control of column design and construction to guarantee that the mechanical strength and durability of these members are suited to the expected service life of the structures they support. If, however, a column needs to be reinforced due to loss of strength or for whatever other reason, it can be braced by one of a number of specific techniques to restore or increase the original capacity.

The primary problem that arises in systems based on jacketing the column with additional concrete to enlarge its section is how to transfer the loads to the new outer layers. This problem is illustrated in the figures below:

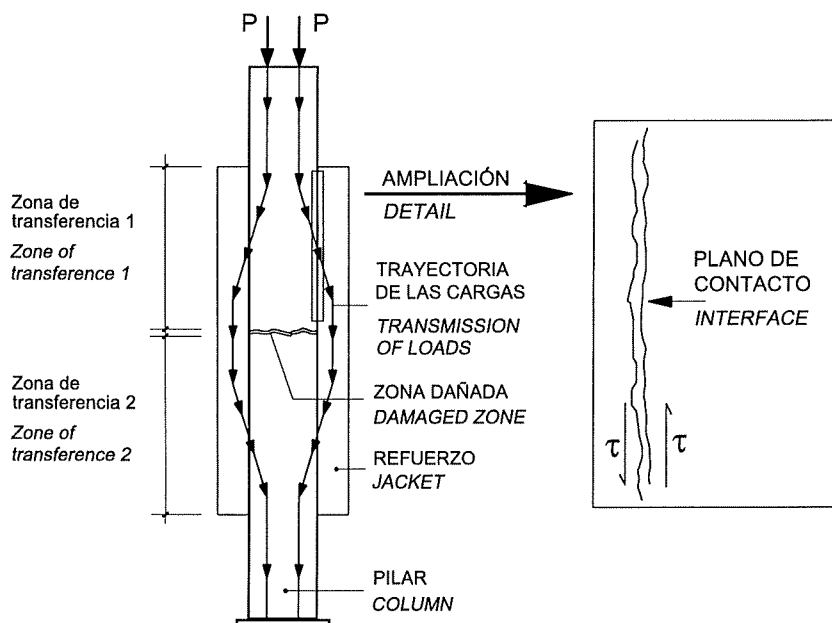


Fig. 1
Esquema de transferencia de carga. Daño localizado
Load transfer diagram. Localised damage

RESUMEN

La necesidad cada vez más frecuente de rehabilitar o bien reforzar estructuras, justifica claramente que se investigue sobre el comportamiento de las distintas técnicas de reparación existentes con el objeto de analizar su eficacia.

Las investigaciones llevadas a cabo han sido escasas y poco se conoce sobre el comportamiento de este tipo de técnicas, en especial el de aquellas aplicadas en la reparación de elementos verticales.

Si centramos la atención en los sistemas de reparación de pilares mediante recrecido de la sección, uno de los aspectos interesantes y fundamentales a estudiar son los factores de los que depende la transferencia de carga entre el pilar y el refuerzo a través de la superficie de contacto o interfase. Conocer más sobre los mecanismos resistentes que se movilizan permitiría por un lado construir modelos de cálculo para el diseño de este tipo de refuerzos, y por otro redactar una serie de recomendaciones para que la solución adoptada garantice una determinada resistencia mecánica del conjunto.

En la presente investigación se ha querido abordar esta cuestión. Dos fueron las variables seleccionadas para ser estudiadas: primero, la influencia de la cuantía transversal del refuerzo en la capacidad para movilizar tensiones normales y segundo, la influencia de la longitud de transferencia en la capacidad de redistribución de los mecanismos resistentes movilizadas a lo largo de la interfase.

Los resultados obtenidos han demostrado lo siguiente: que la tensión media última decrece a medida que aumenta la longitud de transferencia. Existe una longitud límite que se ubicaría entre 80 y 100 cm. Los valores de tensión rasante alcanzados en laboratorio han sido muy superiores a los que pueden ser calculados con las expresiones propuestas por EHE y en general por los Códigos Europeos y Americanos. El mecanismo resistente de adhesión movilizó en la interfase de las piezas durante los ensayos fue tan elevado que no permitió concluir sobre la influencia de la armadura transversal del refuerzo. Todos los fallos fueron de carácter dúctil, entendiéndose esta ductilidad como una gran capacidad de aviso antes de la rotura. Las piezas presentaron una importante fisuración, poniendo de manifiesto que la camisa efectivamente se expande cuando desliza el pilar por su interior.

Finalmente y dentro de los objetivos propuestos, se elaboró un modelo teórico de cálculo que permite cuantificar la longitud de transferencia necesaria en pilares rectangulares reforzados con una camisa rectangular, función de la carga que solicita el elemento objeto de refuerzo, de la armadura transversal de la camisa, de la resistencia a compresión del peor de los dos hormigones que se están uniendo y del coeficiente de fricción, que depende en este caso de la rugosidad de las caras del pilar. Es un modelo físico muy simple de aplicar.

1. EL PROBLEMA INVESTIGADO

El pilar, en el conjunto de la estructura, es el encargado de transmitir las cargas en sentido vertical hasta la cimentación, donde finalmente se transmiten al terreno de apoyo. Si imaginamos por un momento la estructura en el espacio, podremos inmediatamente concluir de forma intuitiva que el fallo de uno de estos elementos afecta la seguridad de toda la estructura. De ahí la importancia que tiene el control sobre el diseño y ejecución de los pilares, de manera que se garanticen unas determinadas resistencias mecánicas y una durabilidad acorde con la vida útil prevista para el conjunto de la estructura. Ahora bien, si por alguna razón el pilar pierde parte de su capacidad resistente o bien requiere ser reforzado, podrá ser intervenido con alguna técnica específica que restituya o aumente su resistencia original.

Si acotamos el tema al sistema de refuerzo con recrecido de hormigón, el problema fundamental que se presenta es cómo transferir las cargas al refuerzo. Las siguientes figuras aclaran el problema:

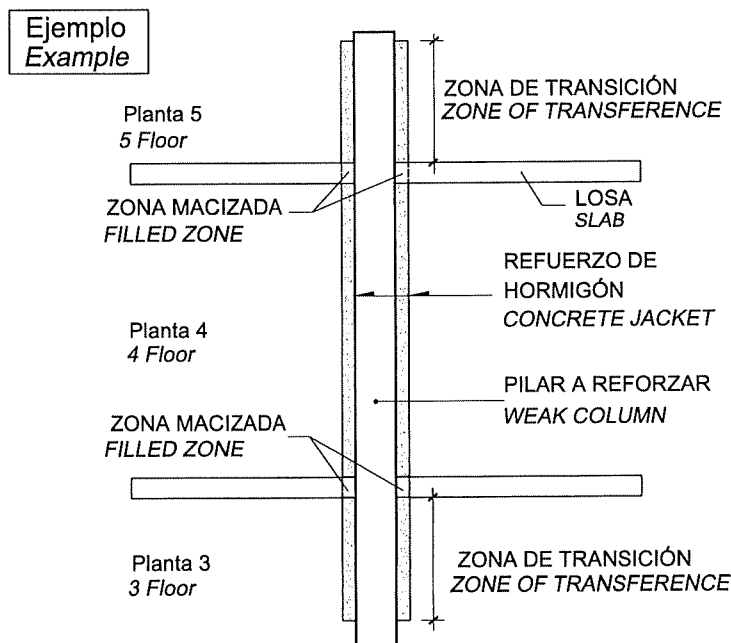


Fig. 2

Esquema de transferencia de carga. Daño en todo el elemento
Load transfer diagram. Damage throughout the member

Figure 1 depicts a column with localised damage. Load P, which descends along the column, must be transferred to the jacket before reaching the area damaged. This entails ensuring a given transfer length, before and after, to guarantee that the load is indeed transferred, which in turn means that the shearing stresses developing along the interface between the original concrete and the encasement must not exceed the ultimate shear strength.

Figure 2 shows a column with a strength problem along the entire height of a given storey. Here also a certain transfer length is required to ensure that the loads are transferred to the encasement before reaching the section of column that needs to be repaired.

The specific questions posed are as follows:

What is the ultimate shear strength on the interface between column and encasement?

What resistance mechanisms are mobilised?

Do the mechanisms mobilised provide for stress redistribution along the whole interface between column and encasement?

The problem addressed in the present study is the determination of the transfer length required to ensure that the shear stress developing at the column-encasement interface does not exceed the ultimate shear strength.

2. STATE OF THE ART

Precast members began to be extensively used in Construction in the early nineteen fifties, in response to the needs arising after World War II. Composite member construction, one of the typologies developed, consisted essentially of combining precast and *in situ* concrete in one and the same structure. This necessitated the formulation of calculation techniques and methods for the design of the joint or interface was needed to guarantee that the composite member would work as a whole.

The design methods or procedures devised can be classified into two main groups:

- Models that predict overall performance as shear stress is increased until failure occurs. These models take account of the surface morphology but have several drawbacks: they are very complex and their solution, which is laborious, involves working with a considerable number of variables that are not readily predictable.
- Failure models, physical models that are both much more convenient to use and time-proven. Foremost among this group are the shear-friction theory-based models, which is the type chosen in the present study to predict shear strength at the interface between the two concretes.

Resistance mechanisms

The resistance mechanisms developing and appearing chronologically as shear stress grows are:

- internal bonding strength between the two concretes.
- shear stresses between rough areas.
- friction in surfaces subjected to shear stress.
- dowel effect.

The referred resistance mechanisms differ in stiffness and their effects along the slippage field are not additive. Figure 3, extracted from Hanson (1960) shows the stress-strain diagram for a composite member with transverse reinforcement between the two concretes.

La Figura 1 representa el caso de un pilar dañado con un problema de resistencia localizado. La carga P que baja por el pilar debe ser transferida a la camisa antes de alcanzar la zona dañada. Para ello es necesario disponer de una determinada longitud de transición, antes y después, de manera que se garantice que la carga efectivamente sea transferida. Debe cumplirse el que las tensiones tangenciales que se movilizan en el plano de contacto entre el hormigón primitivo y el encamisado de refuerzo no superan la tensión tangencial de agotamiento.

La Figura 2 representa la situación en que tenemos un problema de resistencia en toda la longitud de un pilar de una planta cualquiera. También en este caso debe disponerse de una determinada longitud de transición de manera que las cargas sean transferidas a la camisa antes de alcanzar el tramo del pilar objeto de reparación.

Los interrogantes que aquí surgen son los siguientes:

¿Cuál es el valor de la tensión tangencial de agotamiento en el plano de contacto pilar - refuerzo?

¿Qué mecanismos resistentes se movilizan?

¿Los mecanismos movilizados permiten una redistribución de tensiones a lo largo del plano de contacto pilar - refuerzo?

El problema que hemos abordado en la presente investigación es la determinación de la longitud de transferencia que es necesario disponer de manera que en el plano de contacto pilar – refuerzo no se supere la tensión tangencial de agotamiento.

2. ESTADO DEL ARTE

A comienzos de la década de los años 50 se inicia el auge de los elementos prefabricados en Construcción como respuesta a las necesidades surgidas tras Segunda Guerra Mundial. Entre las diferentes tipologías desarrolladas aparecen las piezas compuestas, caracterizadas básicamente por una parte prefabricada y otra ejecutada in situ. Fue necesario entonces desarrollar técnicas y métodos de cálculo para el diseño de la junta o plano de contacto, para garantizar el comportamiento conjunto de la pieza compuesta.

Los distintos métodos o procedimientos de diseño pueden ser clasificados en dos grandes grupos:

- Los modelos que predicen todo el comportamiento a medida que se incrementa la tensión tangencial hasta rotura. Son modelos que tienen en cuenta la morfología de la superficie. Tienen el inconveniente de que son métodos de cálculo muy complejos, de laboriosa resolución y que requieren para su aplicación de un número importante de variables difíciles de predecir.
- Los modelos de cálculo en rotura, que son modelos físicos, mucho más simples de utilizar y que se han mostrado adecuados a lo largo de los años. Destacan en este grupo los modelos con base en la Teoría de Corte – Fricción. Este es el modelo seleccionado en la presente investigación para predecir la capacidad frente a tensiones tangenciales en la superficie de contacto entre hormigones.

Mecanismos Resistentes

Los mecanismos resistentes que se movilizan y que aparecen de forma cronológica a medida que aumenta la tensión tangencial, son los siguientes:

- Mecanismo de movilización de la cohesión interna entre los dos hormigones.
- Mecanismo de movilización de las fuerzas de corte entre zonas rugosas.
- Mecanismo de movilización de fuerza de rozamiento en superficies solicitadas por esfuerzos tangenciales.
- Mecanismo de movilización del efecto pasador de las armaduras que atraviesan el plano de contacto.

Los mecanismos resistentes que hemos hecho referencia presentan distinta rigidez, no siendo su contribución aditiva en todo el campo de deslizamiento. La Figura 3, debida a Hanson (1960), muestra la relación tensión – deformación de una pieza compuesta con armadura de cosido.

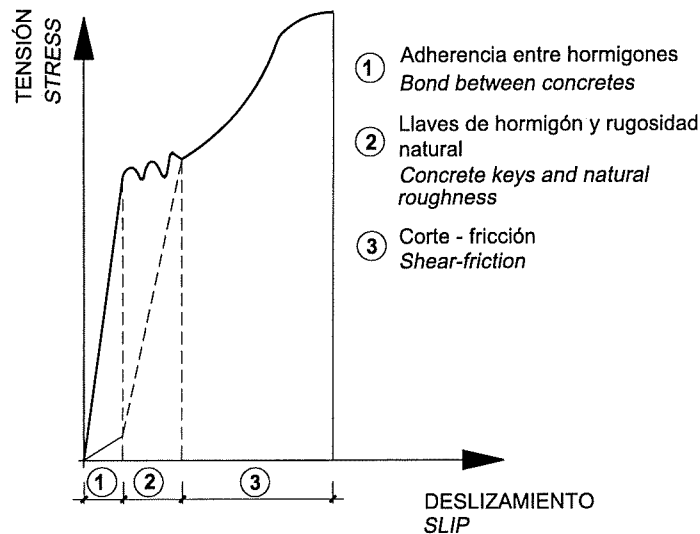


Fig. 3
Gráfico Tensión-Deformación de una pieza compuesta (Hanson)
Stress-strain curve for a composite member (Hanson)

The first leg of the curve corresponds to the bonding mechanism, which exhibits the stiffest behaviour. In this phase and in the absence of any other resistance mechanism, rupture is necessarily brittle.

The second leg of the curve, which initially shows greater plasticity, corresponds to the shear resistance mechanism of the mechanical keys developing along the interface between the two concrete structures. If the surface is very rough, the resulting forces may surpass the bond resistance mechanism, in which case the leg of the curve rises. If the shear strength is smaller than bonding strength, however, failure occurs when the ultimate bonding strength is exceeded.

Finally, the third part of the curve corresponds to the more ductile shear-friction mechanism, which, initially at least is addible to the shear stress transfer mechanism described in the preceding paragraph.

Shear-Friction Theory

The earliest expressions for calculating the strength of composite members subjected to shear at the interface were as set out below (see Figure 4):

In terms of force:
$$V_u = A_s \cdot f_y \cdot \tan\phi$$

In terms of stress:
$$v_u = \rho \cdot f_y \cdot \tan\phi$$

ρ = ratio of area of reinforcement bars to area of contact surface.

f_y = yield strength of transverse reinforcing steel in N/mm².

ϕ = internal angle of friction.

A_s = section of effectively anchored steel bars that bond the joint.

Although certain modifications were gradually introduced in these expressions over the years, in essence they remained unchanged. Some authors developed formulas to address the shear and friction resistance mechanisms separately, disregarding the dowel effect.

Some of the expressions for calculating ultimate shear strength found most prominently in the literature are shown below:

- Mattock, A. (1988).

$$v_n = 0.467 \cdot f_c'^{0.545} + 0.8 \cdot (\rho \cdot f_y + \sigma_n) \leq 0.30 \cdot f_c' \text{ MPa}$$

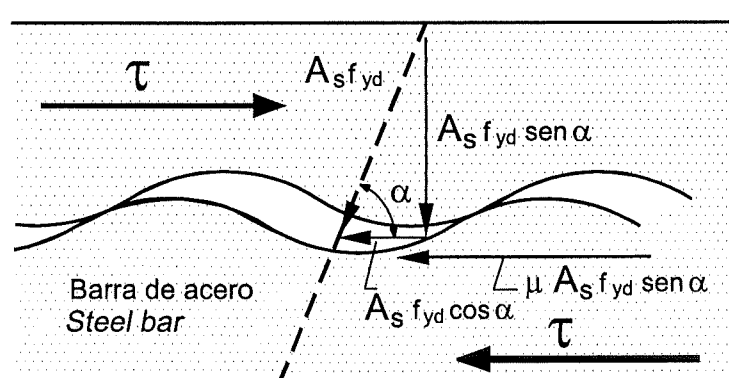


Fig. 4
Esquema mecanismo de corte – fricción (EHE 99)
Shear-friction mechanism diagram (EHE 99)

La primera zona del diagrama se corresponde con el mecanismo de adhesión, siendo la rama más rígida. Presenta un fallo de carácter frágil si no actúa a continuación algún otro mecanismo resistente.

La segunda parte del diagrama, que presenta en principio una mayor plasticidad, se corresponde con el mecanismo resistente a cortante de las llaves que se movilizan en la superficie de contacto entre hormigones. Si la rugosidad es alta se puede superar el mecanismo resistente de adhesión, con lo cual la rama de la curva sube. Si la resistencia a corte de las llaves es menor, el fallo se produce una vez rota la adhesión.

Finalmente, la tercera zona del diagrama se corresponde con el mecanismo resistente de corte – fricción, cuya ductilidad es mucho mayor, pudiendo ser en un primer tramo aditivo al mecanismo de transferencia por esfuerzos de corte descrito en el párrafo anterior.

La Teoría de Corte – Fricción

En sus inicios las expresiones para el cálculo de la capacidad en el plano de contacto de piezas compuestas solicitadas tangencialmente eran las siguientes (ver Figura 4):

En términos de fuerza:
$$V_u = A_s \cdot f_y \cdot \tan \phi$$

En términos de tensión:
$$v_u = \rho \cdot f_y \cdot \tan \phi$$

ρ = razón entre el área de amarrias y el área de la superficie de contacto.

f_y = límite elástico de las armaduras transversales en N/mm².

ϕ = ángulo interno de fricción.

A_s = sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta.

A través de los años estas expresiones fueron sufriendo una serie de modificaciones pero su esencia ha seguido siendo la misma. Básicamente algunos autores han desarrollado formulaciones que recogen de forma separada los mecanismos resistentes de corte y de los de fricción, no contando con el mecanismo de efecto pasador de la armadura.

De acuerdo a la revisión bibliográfica, destacamos las siguientes expresiones para el cálculo de la tensión tangencial de agotamiento:

- Mattock, A. (1988).

$$v_n = 0,467 \cdot f_c'^{0,545} + 0,8 \cdot (\rho \cdot f_y + \sigma_n) \leq 0,30 \cdot f_c' \text{ MPa}$$

σ_n = External compression stress normal to the plane of the joint.
 f'_c = Compression strength of the weaker of the concretes in the joint.

- Mau, S. y Hsu, T. (1988).

$$\frac{v_u}{f'_c} = 0,66\sqrt{w} < 0,3 \qquad w = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c}$$

- Walraven, J. (1987).

$$v_{u,th} = C_1 \cdot (\rho \cdot f_y)^{C_2} \qquad C_1 = 0,822 \cdot f'_{cc}{}^{0,406} \qquad C_2 = 0,159 \cdot f'_{cc}{}^{0,303}$$

f'_{cc} = compression strength of a cube-shaped concrete specimen

$$f'_c = 0,85 \cdot f'_{cc}$$

Codes

The Spanish Structural Concrete Code recommends the following equation for calculating the ultimate shear strength (a similar expression is to be found in the Model Code, 1990):

$$\tau_{md} \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s \cdot p} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd}$$

$$\frac{A_{st}}{s \cdot p} \geq \frac{0,38}{f_{y\alpha,d}}$$

- τ_{md} = Mean value of joint design shear in the section considered, $\leq 0,25 f_{cd}$
- A_{st} = Section of effectively anchored reinforcing bars that bond the joint.
- s = Spacing between ties along the plane of the joint.
- p = Interface area per unit of length
- $f_{y\alpha,d}$ = Design strength of ties in N/mm², less than or equal to 400 N/mm².
- α = Angle between the continuity bars and the plane of the joint. Bars with α greater 135° or than 45° may not be used.
- μ = Coefficient of friction.
- σ_{cd} = External design stress normal to plane of joint.
Compression for stress greater than zero. If σ_{cd} is less than zero, β is zero.
- $f_{ct,d}$ = Design tensile strength of the weaker concrete in the joint.

Code ACI-318 gives some equations for horizontal shear depending on the degree of stress and whether or not the interface has continuity steel.

- a.- When the interface is intentionally roughened or smooth but when minimum ties are provided:

$$V_{nh} = 0,6 \cdot b_v \cdot d$$

- b_v = width of cross-section at the interface for horizontal shear, in mm.
- d = distance from extreme compression fibre to centroid of longitudinal tension reinforcement for the whole composite section, in mm.

- b.- When the interface is intentionally roughened and minimum ties are also provided:

$$V_{nh} = (1,8 + 0,6 \cdot \rho_v \cdot f_y) \cdot \lambda \cdot b_v \cdot d \geq 3,5 \cdot b_v \cdot d$$

- ρ_v = ratio of reinforcement area to the interface area.
- λ = correction factor relating to unit weight of concrete

σ_n = Tensión externa de compresión normal al plano de la junta.
 f'_c = Resistencia a compresión del hormigón más débil de la junta.

- Mau, S. y Hsu, T. (1988).

$$\frac{v_u}{f'_c} = 0,66\sqrt{w} < 0,3 \qquad w = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c}$$

- Walraven, J. (1987).

$$v_{u,th} = C_1 \cdot (\rho \cdot f_y)^{C_2} \qquad C_1 = 0,822 \cdot f'_{cc}{}^{0,406} \qquad C_2 = 0,159 \cdot f'_{cc}{}^{0,303}$$

f'_{cc} = resistencia a compresión de hormigón en probeta cúbica

$$f'_c = 0,85 \cdot f'_{cc}$$

Normativa

La Norma de Hormigón Estructural Española presenta la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia tangencial de agotamiento (similar expresión presenta el Código Modelo 1990):

$$\tau_{md} \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s \cdot p} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd}$$

$$\frac{A_{st}}{s \cdot p} \geq \frac{0,38}{f_{y\alpha,d}}$$

- τ_{md} = Valor medio de la tensión rasante de cálculo de la junta en la sección considerada, $\leq 0,25 f_{cd}$
- A_{st} = Sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta.
- s = Separación de las barras de cosido según el plano de la junta.
- p = Superficie de contacto por unidad de longitud.
- $f_{y\alpha,d}$ = Resistencia de cálculo de las armaduras transversales en N/mm², menor o igual que 400 N/mm².
- α = Ángulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta. No se dispondrán armaduras con α mayor a 135° ó α menor a 45°.
- μ = Coeficiente de rozamiento.
- σ_{cd} = Tensión externa de cálculo normal al plano de la junta.
Compresión para tensiones mayores a cero. Si σ_{cd} es menor que cero, β será igual a cero.
- $f_{ct,d}$ = Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.

El Código ACI-318 presenta distintas formulaciones en fenómenos de corte horizontal según sea el grado de sollicitación tangencial y si el plano de contacto tiene o no armadura de cosido:

- a.- Cuando la superficie de contacto es intencionalmente rugosa o bien es lisa pero posee una cuantía mínima:

$$V_{nh} = 0,6 \cdot b_v \cdot d$$

- b_v = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por corte horizontal, en mm.
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción para la sección compuesta completa, en mm.

- b.- Cuando la superficie de contacto es intencionalmente rugosa y además posee cuantía mínima:

$$V_{nh} = (1,8 + 0,6 \cdot \rho_v \cdot f_y) \cdot \lambda \cdot b_v \cdot d \geq 3,5 \cdot b_v \cdot d$$

- ρ_v = razón entre el área de las armaduras y el área de la superficie de contacto.
- λ = factor de corrección por densidad del hormigón.

c.- When V_u or the factored shear force at the section considered is greater than the following value:

$$\phi \cdot (3.5 \cdot b_v \cdot d)$$

(in which ϕ is the strength reduction factor), the design for horizontal shear strength should be based on the shear-friction model proposed in section 11.7 of the Code.

The minimum area of shear reinforcement is computed as:

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

A_v = area of reinforcement within a distance s , in mm^2 .

b_w = web width in mm.

s = spacing of shear reinforcement in direction parallel to longitudinal reinforcement, in mm.

The expression proposed by ACI 318-99 for the Shear-Friction Model is as follows:

$$V_n = A_v \cdot f_y \cdot \mu$$

A_v = area of reinforcement within a distance s , in mm^2 .

μ = coefficient of friction.

f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement, in MPa.

The various formulations referred above are compared on the following Graph.

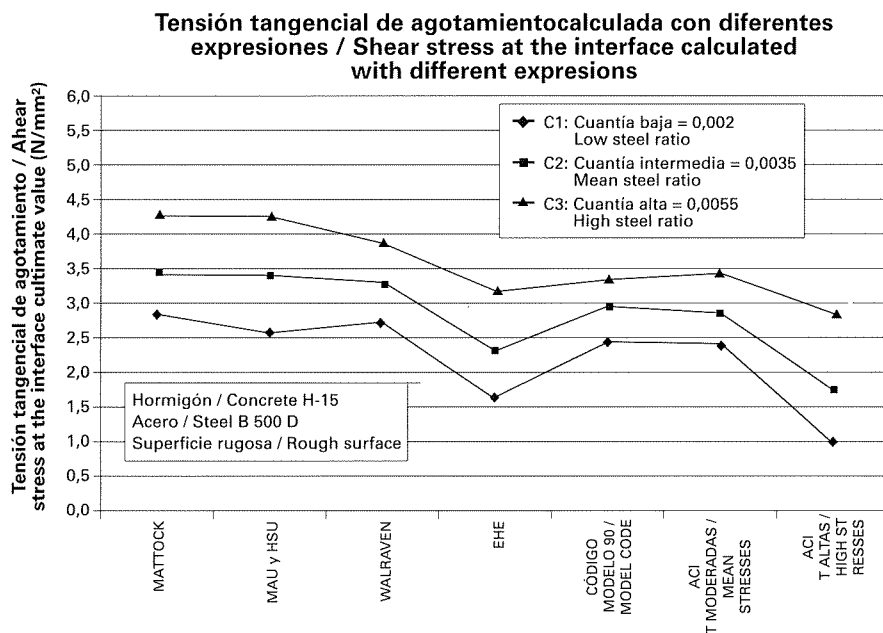


Fig. 5

Cálculo de la tensión tangencial de agotamiento. Comparación de diferentes expresiones
Ultimate shear strength calculations. Comparison of different methods

3. OBJECTIVES

According to the issues addressed and the review of the literature on the subject, the following specific objectives were pursued in this study:

- I. Study the performance of concrete-encased RC columns and analyse the effectiveness of this repair system. In particular:

c.- Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada excede el valor:

$$\phi \cdot (3,5 \cdot b_v \cdot d)$$

siendo ϕ el coeficiente de minoración de resistencia, el diseño por corte horizontal debe hacerse de acuerdo al modelo de "shear friction" propuesto en el Código en la sección 11.7.

El valor de la cuantía mínima que rige en los casos señalados anteriormente es la siguiente:

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

A_v = área de armadura de corte en una distancia s , en mm^2 .

b_w = ancho del alma en mm.

s = separación de la armadura de corte medida en dirección paralela a la armadura longitudinal, en mm.

La expresión propuesta por ACI 318-99 para el Modelo de Corte-Fricción es la siguiente:

$$V_n = A_v \cdot f_y \cdot \mu$$

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s , en mm^2 .

μ = coeficiente de fricción.

f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, en MPa.

El siguiente Gráfico representa la comparación de las diferentes formulaciones presentadas.

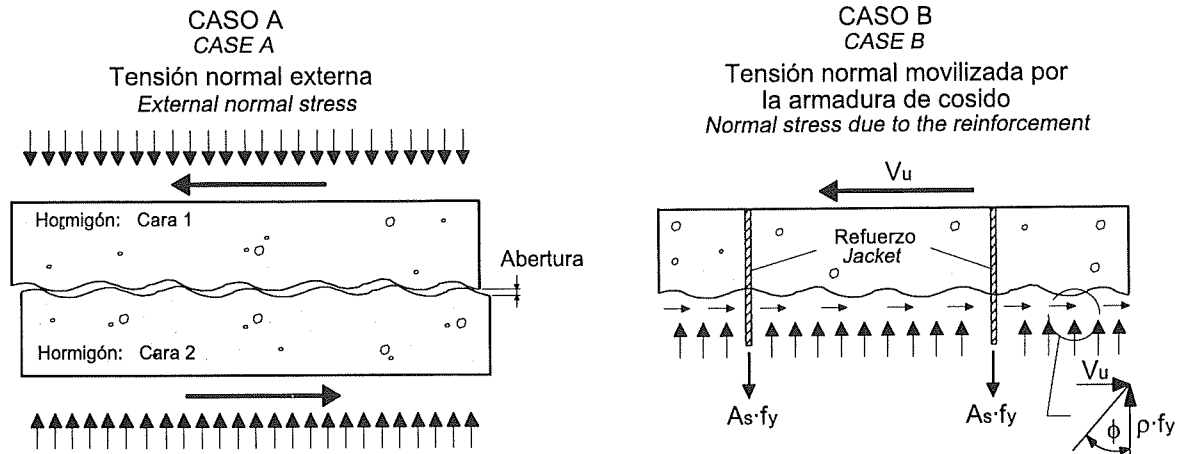


Fig. 6
Mecanismo de Corte - Fricción
Shear-friction mechanism

3. OBJETIVOS

De acuerdo a la problemática planteada y a la revisión bibliográfica efectuada, en la Investigación se han planteado los siguientes objetivos específicos:

- I. Estudiar el comportamiento de pilares reforzados con una camisa de hormigón y concluir sobre la eficacia de este sistema de reparación. En particular:

- Effect of the area of transverse reinforcement in the encasement on load transferability between members.
- Effect of the contact length on load transferability between members.

II. Formulate a theoretical model for calculating the transfer length needed to guarantee load transfer from the column to the encasement or jacket.

4. METHODOLOGY

Theoretical model used

The expression proposed by Mattock (18) in 1988 and shown below (MPa) was chosen to develop the theoretical model referred.

$$u_n = 0.467 \cdot f_c'^{0.545} + 0.8 \cdot (\rho \cdot f_y + \sigma_N) \geq 0.30 \cdot f_c'$$

The first term corresponds to the concrete bonding mechanism and the second to the contribution made by the friction mechanism.

In accordance with the expression adopted to build the model, for the friction mechanism to develop there must either be ties or external compression stress normal to the plane of contact. It may intuitively be thought that neither of these conditions is met in the case analysed. And yet normal compression stresses can develop, as shown in the model proposed below.

Model description

When the bond between the column and the retrofitted jacket is severed, the central core slips inside the encasement. If the surfaces of both concretes are rough, this slippage causes the jacket to expand due to the "heaving" of one surface with respect to the other. This transverse deformation in the jacket creates tensile forces in its likewise transverse reinforcement bars, which are offset by compression forces developing along a plane normal to the interface (see Figure 7). This, in essence, is how the shear-friction mechanism develops.

If "w" is the width of the crack formed by the "heaving" of one surface with respect to the other, the transverse reinforcement is elongated by a magnitude of 2w and consequently stressed. The force, F, acting on this reinforcement depends on w, the area of the reinforcement and the quality of the steel used (yield strength and modulus of elasticity).

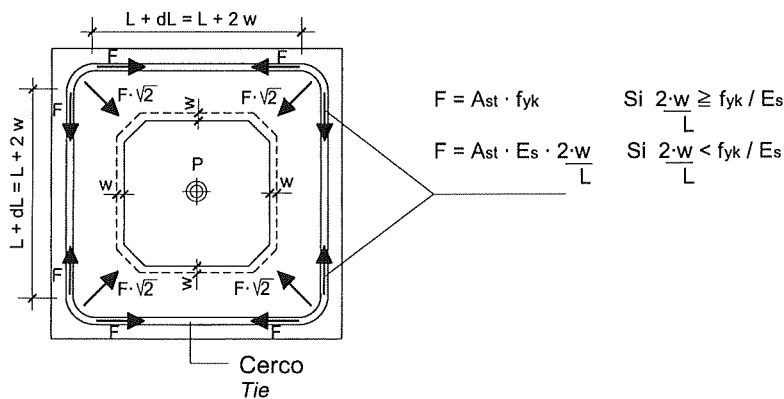


Fig. 7
Esquema de funcionamiento Corte – Fricción
Shear-Friction Diagram

If these forces are centred on each of the four vertices of the jacket, the total force per stirrup placed at the column-encasement interface is:

$$F_T = 4 \cdot F \cdot \sqrt{2}$$

- Influencia de la cuantía de armadura transversal del refuerzo en la capacidad para transferir carga de un elemento a otro.
- Influencia de la longitud de contacto en la capacidad para transferir carga de un elemento a otro.

II. Elaborar un modelo teórico que permita calcular la longitud de transición necesaria para garantizar la transferencia de la carga desde el pilar al refuerzo.

4. METODOLOGÍA

Modelo teórico empleado

La expresión seleccionada para el desarrollo del modelo teórico de cálculo corresponde a la propuesta por Mattock (18) en el año 1988.

Dicha expresión es la siguiente (MPa):

$$v_n = 0,467 \cdot f_c'^{0,545} + 0,8 \cdot (\rho \cdot f_y + \sigma_N) \leq 0,30 \cdot f_c'$$

El primer término corresponde al mecanismo de cohesión entre hormigones y el segundo término a la contribución del mecanismo de fricción.

De acuerdo a la expresión adoptada para la construcción del modelo, para movilizar el mecanismo de fricción es necesario, bien que exista armadura de cosido, o bien que exista una tensión normal externa de compresión actuando en el plano de contacto. Intuitivamente se puede pensar que ninguna de las dos condiciones se presenta en el caso analizado. Sin embargo, sí es posible movilizar una tensión normal de compresión de acuerdo al siguiente modelo propuesto.

Descripción del modelo

Al producirse la pérdida de adhesión en el contacto pilar - refuerzo, el núcleo central deslizará por el interior de la camisa. Si las superficies de ambos hormigones son rugosas, dicho corrimiento inducirá una dilatación del refuerzo debido al "cabalgamiento" de una superficie sobre la otra. Esta deformación transversal en la camisa provocará tracciones en la armadura transversal del refuerzo, las cuales serán equilibradas mediante fuerzas de compresión que aparecerán normales al plano de contacto (ver Figura 7). Se moviliza así el mecanismo de "shear friction".

Si llamamos "w" a la apertura de la fisura producida por el "cabalgamiento" de una superficie respecto de la otra, la armadura transversal se alargará 2·w y por consiguiente entrará en carga. En dicha armadura aparecerá una fuerza F que será función de w, del área de la barra y la calidad del acero utilizado (límite elástico y módulo de elasticidad).

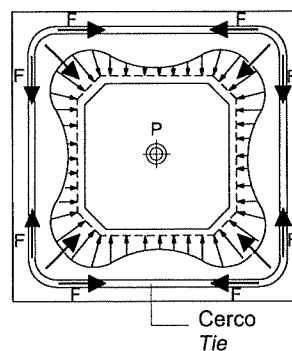


Fig. 8

Distribución de tensiones en el perímetro de contacto
Distribution of stresses around the perimeter of the contact surface

Si concentramos dichas fuerzas en cada uno de los cuatro vértices del refuerzo tendremos que la fuerza total, por cada estribo dispuesto en la zona de contacto pilar - refuerzo, será:

$$F_T = 4 \cdot F \cdot \sqrt{2}$$

This force is normal to the column-encasement interface.

The force transmitted from the column to the reinforcing jacket depends on the degree of friction between the two surfaces. The total force parallel to the interface developed by this mechanism is, therefore:

$$P_f = 4 \cdot F \cdot \sqrt{2} \cdot \mu \cdot n$$

Where "n" is the number of ties in the encasement along the entire height of the interface and μ the coefficient of friction between the two concretes.

If the reinforcing steel yields (rough surfaces), F acquires the following value:

$$F = A_{st} \cdot f_{yk}$$

Therefore:

$$P_{fy} = 4 \cdot A_{st} \cdot f_{yk} \cdot \sqrt{2} \cdot \mu \cdot n$$

According to the FIB Guide to good practice of February 2001 (11), a relationship can be defined between the width of the crack normal to the interface and the parallel slippage taking place as a result of the increasing load that develops between the two surfaces.

For rough surfaces this relationship can be expressed as follows:

$$w = 0.6 \cdot s^{2/3} \text{ in mm.}$$

The column must shift in relation to the encasement in order for the transverse reinforcement in the jacket to yield, i.e.:

$$\sigma_s \geq f_{yk}$$

Whereby:

$$s \geq \left(\frac{L \cdot f_{yk}}{E_s \cdot 1.2} \right)^{3/2} \quad (*) \quad \text{units in N, mm}^2$$

(*) formula derived disregarding the member tension – stiffening effect.

In summary, the total force that can be transferred from a square column of side "a" to the encasement, along contact length "h", is as follows:

$$P_T = P_a + P_f \geq 0.3 \cdot f'_c \cdot 4 \cdot a \cdot h$$

Assuming that the transverse reinforcement placed in the jacket yields and the whole interface is involved in the bonding mechanism, the following expression holds:

$$P_T = \tau_{ra,a} \cdot 4 \cdot a \cdot h + 4 \cdot A_{st} \cdot f_{yk} \cdot \sqrt{2} \cdot \mu \cdot n \geq 0.3 \cdot f'_c \cdot 4 \cdot a \cdot h$$

This expression was applied in the design of the laboratory-tested specimens to study load transfer between the column and the encasement.

Experimental testing scheme

The standard specimen manufactured to study load transfer is shown in Figure 9. The area of reinforcing steel and length of contact were varied to reach the objectives sought.

Esta fuerza es normal a la superficie de contacto pilar – refuerzo.

La fuerza que se trasmite desde el pilar al refuerzo dependerá del grado de fricción existente entre ambas superficies. La fuerza total paralela a la superficie de contacto que moviliza este mecanismo es por tanto la siguiente:

$$P_f = 4 \cdot F \cdot \sqrt{2} \cdot \mu \cdot n$$

Siendo "n" el número de cercos del refuerzo dispuestos en toda la altura del plano de contacto y μ el coeficiente de rozamiento entre hormigones.

En el supuesto de que la armadura ha plastificado (superficies rugosas), F tiene el valor:

$$F = A_{st} \cdot f_{yk}$$

Luego:

$$P_{fy} = 4 \cdot A_{st} \cdot f_{yk} \cdot \sqrt{2} \cdot \mu \cdot n$$

Según lo indicado por la Guía de Buena Práctica de la FIB, de febrero de 2001 (11), podemos relacionar la apertura de fisura normal al plano de contacto, con el corrimiento paralelo que se produce bajo carga creciente entre ambas superficies.

La expresión para superficies rugosas es la siguiente:

$$w = 0,6 \cdot s^{2/3} \quad \text{en mm.}$$

Para que la armadura transversal dispuesta en el refuerzo plastifique, es necesario se produzca un desplazamiento relativo pilar – refuerzo según:

$$\sigma_s \geq f_{yk}$$

Con lo cual:

$$s \geq \left(\frac{L \cdot f_{yk}}{E_s \cdot 1,2} \right)^{3/2} \quad (*) \quad \text{unidades en N, mm}^2$$

(*) fórmula deducida sin considerar el efecto de la tenso rigidez (tension – stiffening) de la pieza.

Resumiendo, la fuerza total que puede transferirse desde un pilar cuadrado de lado "a" al refuerzo, en una longitud de contacto "h" es la siguiente:

$$P_T = P_a + P_f \geq 0,3 \cdot f'_c \cdot 4 \cdot a \cdot h$$

Asumiendo que la armadura transversal dispuesta en el refuerzo ha plastificado y que toda la superficie de contacto colabora por cohesión, tenemos:

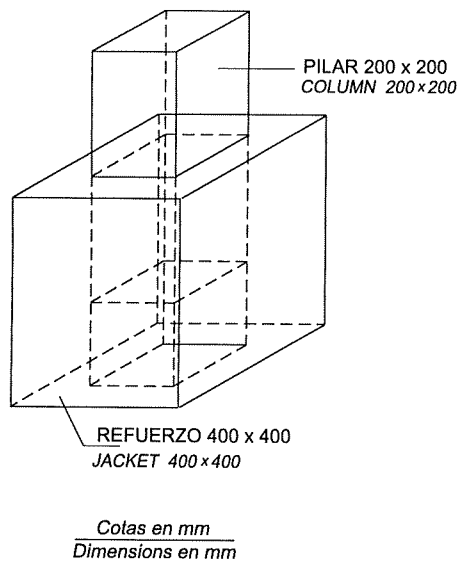
$$P_T = \tau_{ra,a} \cdot 4 \cdot a \cdot h + 4 \cdot A_{st} \cdot f_{yk} \cdot \sqrt{2} \cdot \mu \cdot n \geq 0,3 \cdot f'_c \cdot 4 \cdot a \cdot h$$

Esta expresión fue aplicada en el diseño de las piezas ensayadas en laboratorio para el estudio de la transferencia de carga entre el pilar y el refuerzo.

Plan de ensayo experimental

En la Figura 9 se puede observar la probeta tipo fabricada para el estudio de la transferencia de carga. De acuerdo a los objetivos propuestos se variaba la cuantía de la armadura de confinamiento y la longitud de contacto.

PROBETA TIPO EN TRES DIMENSIONES
SPECIMEN IN THREE DIMENSIONS



CORTE TRANSVERSAL
TRANSVERSAL SECTION
CARGA (P)
LOAD

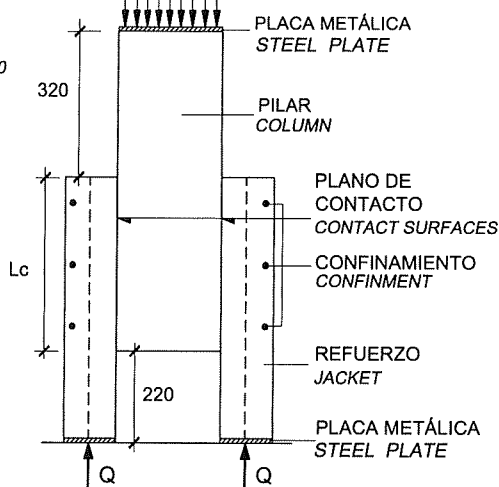


Fig. 9
Probeta tipo utilizada
Standard specimen used

Initially, three columns were made, with a contact length of 30 cm; the results obtained are shown in Table 1.

TABLE 1
Ultimate strength values for columns with a contact length of 300 mm

Standard restraint	Bonding (MPa)	Friction (MPa)	Total (MPa)	Shear stress developing in specimen
C1 ϕ from 6 to 100	1.77	0.80	2.57	4.74 Mpa
C2 ϕ from 8 to 100	1.77	1.42	3.19	
C3 ϕ from 10 to 100	1.77	2.21	3.98	

The results obtained for the four further columns made in a second stage were:

TABLE 2
Parameters adopted for manufacture of members in the second stage

Standard restraint	Transfer length	Bonding (MPa)	Friction (MPa)	Total (MPa)	Shear stress developing in specimen
AUX ϕ from 6 to 100	30 (*)	1.77	0.80	2.57	4.74 MPa
C1 ϕ from 6 to 100	70	1.77	0.80	2.57	3.57 MPa
C2 ϕ from 8 to 100	70	1.77	1.42	3.19	
C1 ϕ from 6 to 100	120	1.77	0.80	2.57	2.10 MPa

(*) Specimen manufactured to ascertain whether the shear strength depends on the weaker of the two concretes joined.

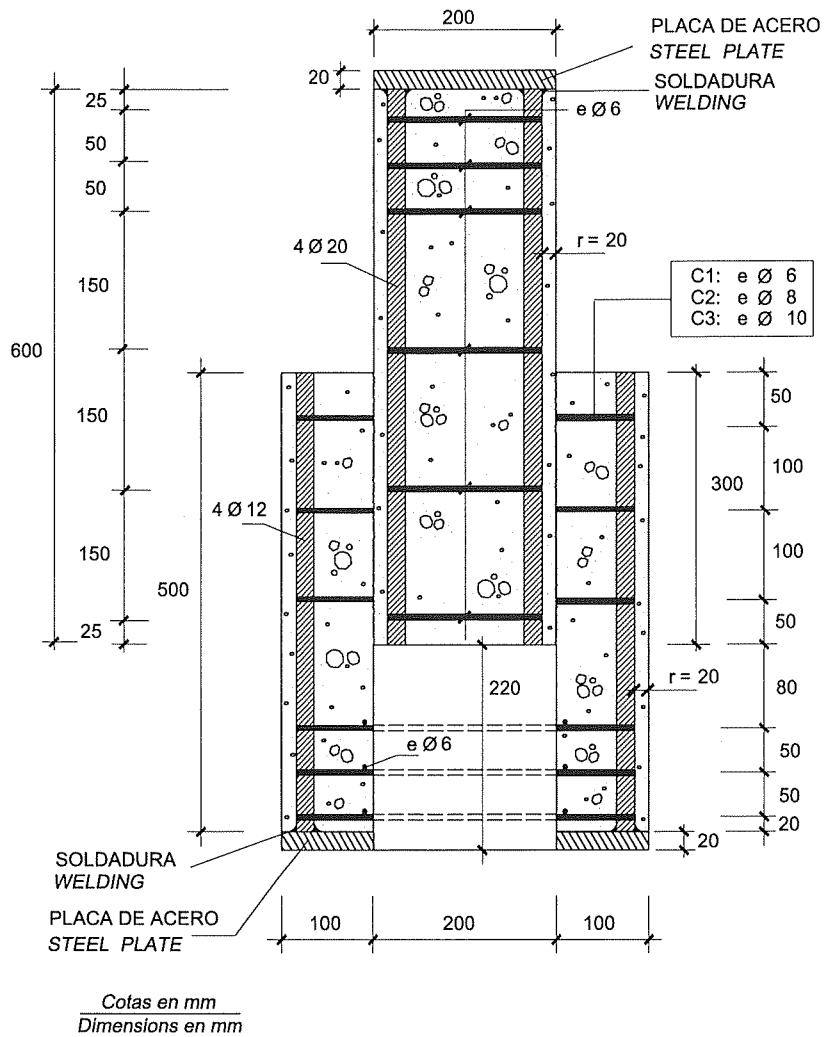


Fig. 10
Corte longitudinal de la probeta
Longitudinal section of specimen

En una primera etapa se fabricaron 3 pilares de 30 cm de longitud de contacto, obteniéndose los siguientes resultados:

TABLA 1
Tensiones de agotamiento para una longitud de contacto de 300 mm

Confinamiento tipo	Cohesión (MPa)	Fricción (MPa)	Total (MPa)	Tensión Tangencial Movilizada
C1 ϕ de 6 a 100	1,77	0,80	2,57	4,74 Mpa
C2 ϕ de 8 a 100	1,77	1,42	3,19	
C3 ϕ de 10 a 100	1,77	2,21	3,98	

In this second stage, involving specimens with 70- and 120-cm contact lengths, the column heads had to be protected to ensure that the rupture was caused by shear and not compression stresses in the non-restrained part of the column.

Encasements were retrofitted 21 days after the columns were concreted, and testing was conducted 21 days after retrofitting.

Before the encasements were poured, column surfaces were mechanically roughened. The roughness attained was measured following the procedure established in Swedish standard SIS812005 and cross-sections were taken of all four sides of all the columns.

The specimens were instrumented as shown in figures 11 and 12.

Extensometric bands were placed on two parallel sides to measure deformation and displacement sensors were attached to the other two sides to measure slippage.

All these instruments were connected to a computer to keep a continual record of all data. The load cycles were designed for tests to last approximately two hours.

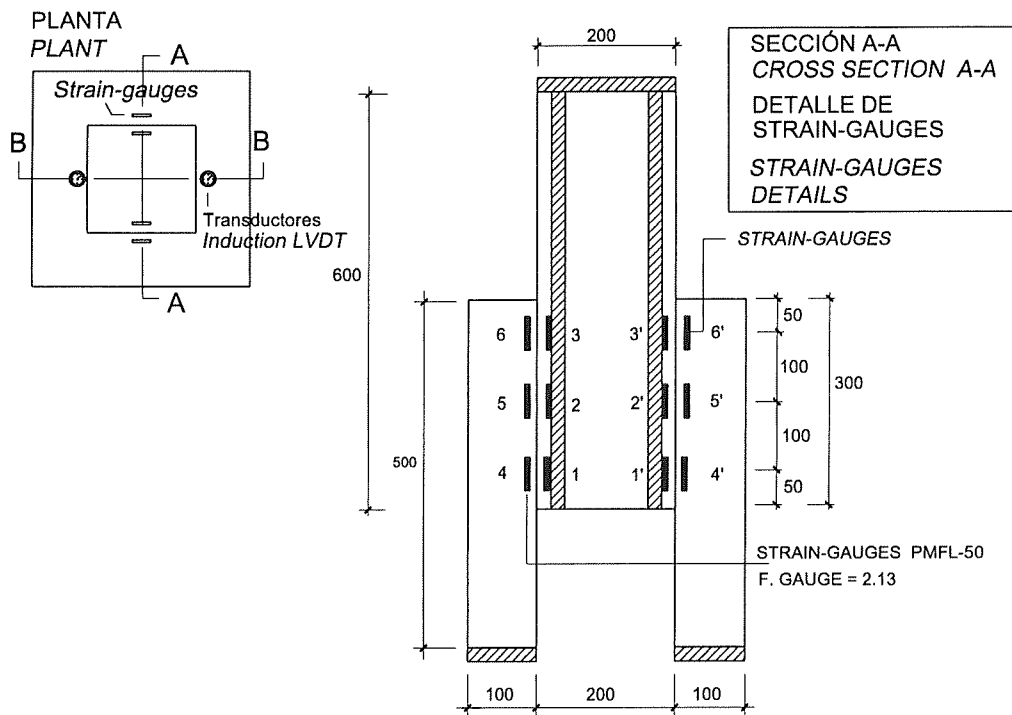


Fig. 11
Bandas extensométricas
Extensometric bands

A 600-t press with a test span of 1.9 m was used.

En la segunda etapa se fabricaron 4 pilares, obteniéndose los siguientes resultados:

TABLA 2
Parámetros adoptados para la fabricación de las piezas en la segunda etapa

Confinamiento tipo	Longitud de transferencia	Cohesión (MPa)	Fricción (MPa)	Total (MPa)	Tensión tangencial movilizada
AUX ϕ de 6 a 100	30 (*)	1,77	0,80	2,57	4,74 Mpa
C1 ϕ de 6 a 100	70	1,77	0,80	2,57	3,57 MPa
C2 ϕ de 8 a 100	70	1,77	1,42	3,19	
C1 ϕ de 6 a 100	120	1,77	0,80	2,57	2,10 MPa

(*) Pieza fabricada para observar si la resistencia tangencial depende del peor de los dos hormigones que se están uniendo.

En esta segunda etapa, en las piezas de 70 y 120 cm de longitud de contacto, fue necesario reforzar la cabeza de los pilares de manera de asegurar que la rotura se produjese por rasante y no por compresión de la zona del pilar que no se encontraba confinada.

El refuerzo se hormigonó a los 21 días de fabricado el pilar. El ensayo se realizó a los 21 días de hormigonado el refuerzo.

Antes de hormigonar el refuerzo, la superficie del pilar era tratada mecánicamente para conseguir una adecuada rugosidad. La rugosidad alcanzada fue medida según el procedimiento establecido por la Norma Sueca SIS812005. Además, de cada uno de los pilares se dibujó el perfil de la rugosidad de sus cuatro caras.

En las piezas se dispuso el instrumental que se detalla en las figuras 11 y 12.

En dos caras paralelas se dispusieron bandas extensométricas para medir la deformación y en las otras dos caras se colocaron transductores de desplazamiento para medir corrimientos.

Todos estos instrumentos fueron conectados a un ordenador, con lo que se tenía un registro continuo de datos. Los ciclos de carga se establecieron de manera que el ensayo durara aproximadamente 2 horas.

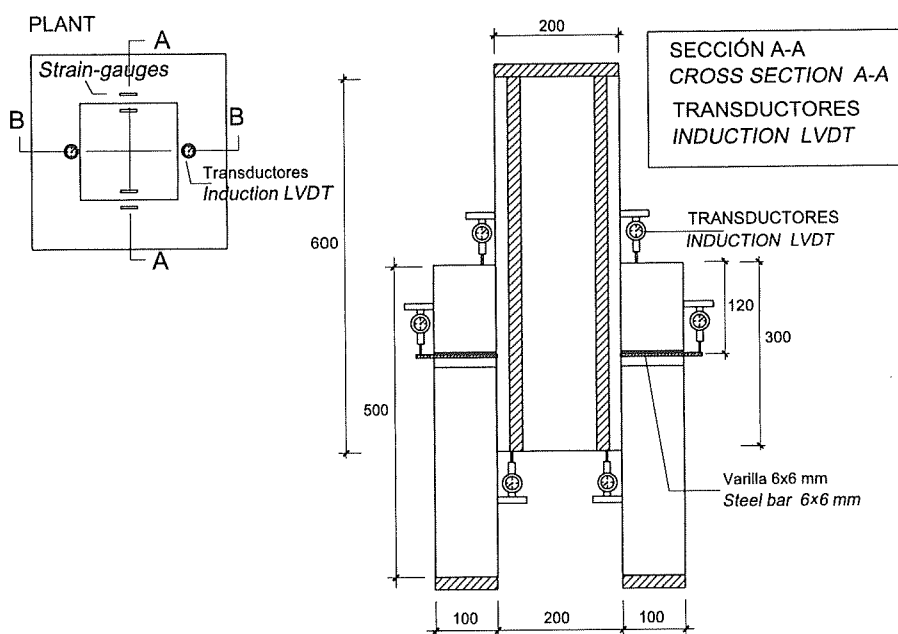
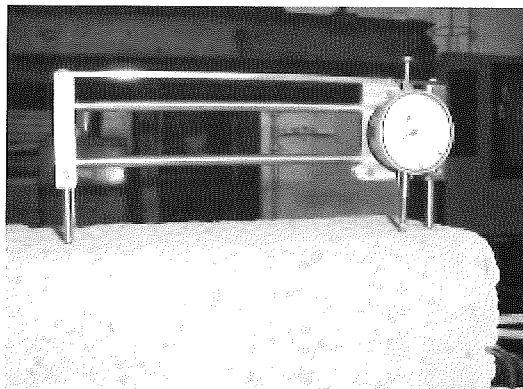


Fig. 12
Transductores de desplazamiento
Displacement sensors

La prensa utilizada tiene una capacidad de 600 ton y una luz de ensayo de 1,9 m.

5. EXPERIMENTAL

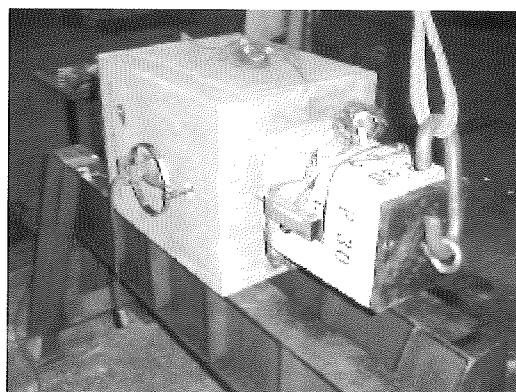
Experiments were conducted at the INTEMAC Central Laboratory between September 2001 and June 2002. Specimen manufacture, instrumenting, press-mounting and testing are depicted in the photographs below.



Fotografía 1. Instrumento para medir la rugosidad
Photograph 1. Roughness measurement



Fotografía 2. Detalle del pilar en molde y de la ferralla del refuerzo
Photograph 2. Detail of column in mould and reinforcing steel



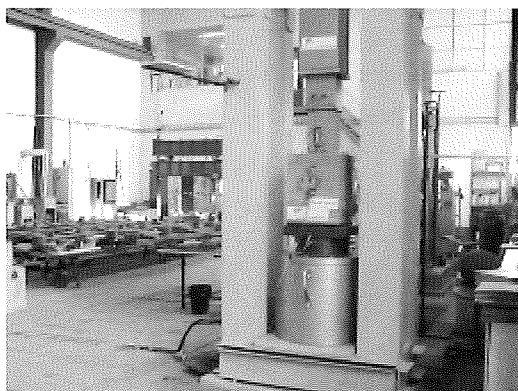
Fotografía 3. Detalle de la colocación del instrumental en las piezas
Photograph 3. Detail of specimen instrumenting

5. DESARROLLO EXPERIMENTAL

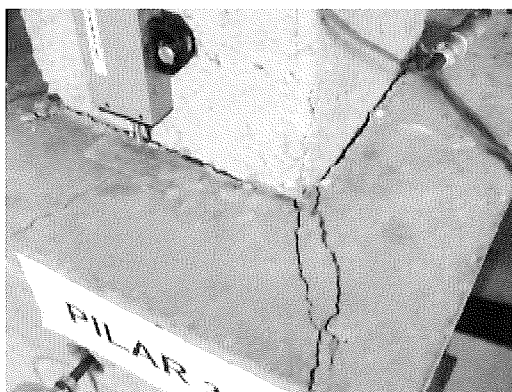
La etapa experimental se desarrolló en el Laboratorio Central de INTEMAC, entre septiembre de 2001 y junio de 2002. Las siguientes fotografías se corresponden con el proceso de fabricación, colocación de instrumental, disposición en prensa y ensayo de las probetas utilizadas en el estudio de la transferencia de carga.



Fotografía 4. Vista general del Laboratorio. Pilar de 120 cm de longitud de contacto
Photograph 4. Overview of laboratory. Column with 120-cm contact length



Fotografía 5. Vista general del Laboratorio. Pilar de 30 cm de longitud de contacto
Photograph 5. Overview of laboratory. Column with 30-cm contact length



Fotografía 6. Detalle del agrietamiento de las piezas tras el ensayo
Photograph 6. Detail of specimen elongation after testing

6. RESULTS

The test findings are summarised on the graphs below.

Graph No. 1 shows the maximum load reached by length of the column-jacket bonding zone in the columns with minimum restraint. The curve in Graph No. 2 represents maximum shear strength per length of column-jacket bonding zone for columns with minimum restraint.

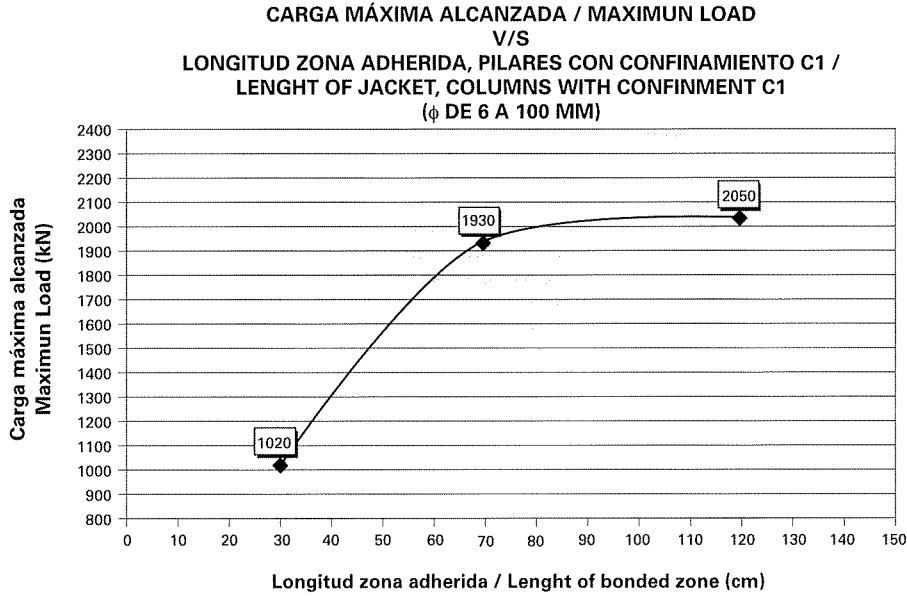


Gráfico N° 1 / Graph No. 1

Graph No. 3 plots, by way of example, the load values reached vs column - encasement slippage, for a column with a 30-cm contact length and C1 restraint. Graph No. 4 summarises the stress vs slippage results obtained in the tests run on all seven columns.

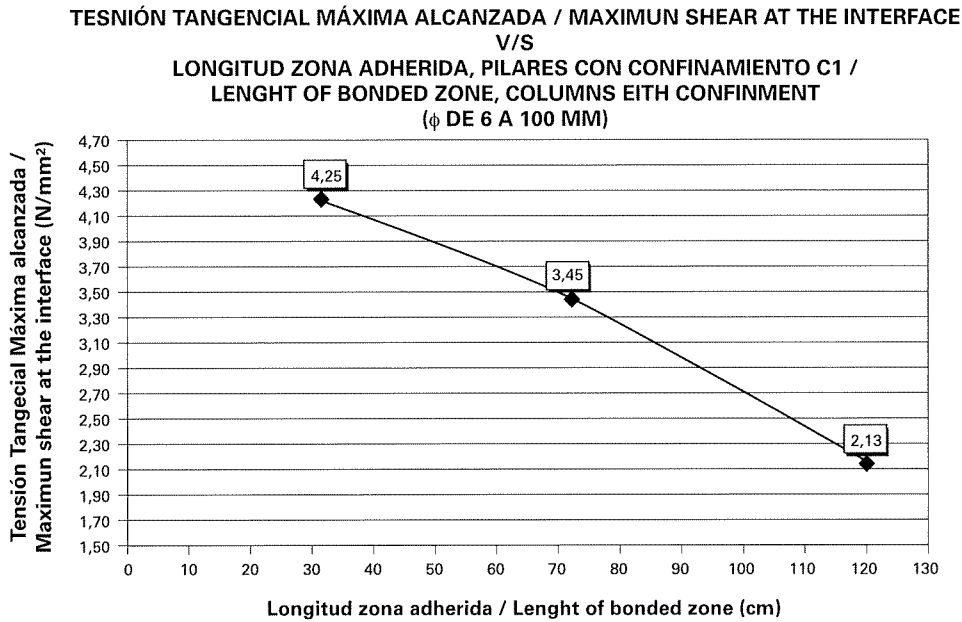


Gráfico N° 2 / Graph No. 2

6. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En los gráficos siguientes se resumen los resultados obtenidos en la investigación.

En el Gráfico N° 1 podemos observar la carga máxima alcanzada frente a la longitud de la zona adherida entre el pilar y el refuerzo, en los pilares con confinamiento mínimo. El Gráfico N° 2 se corresponde con la curva tensión tangencial máxima alcanzada frente a la longitud de la zona adherida entre el pilar y el refuerzo, en los pilares con confinamiento mínimo.

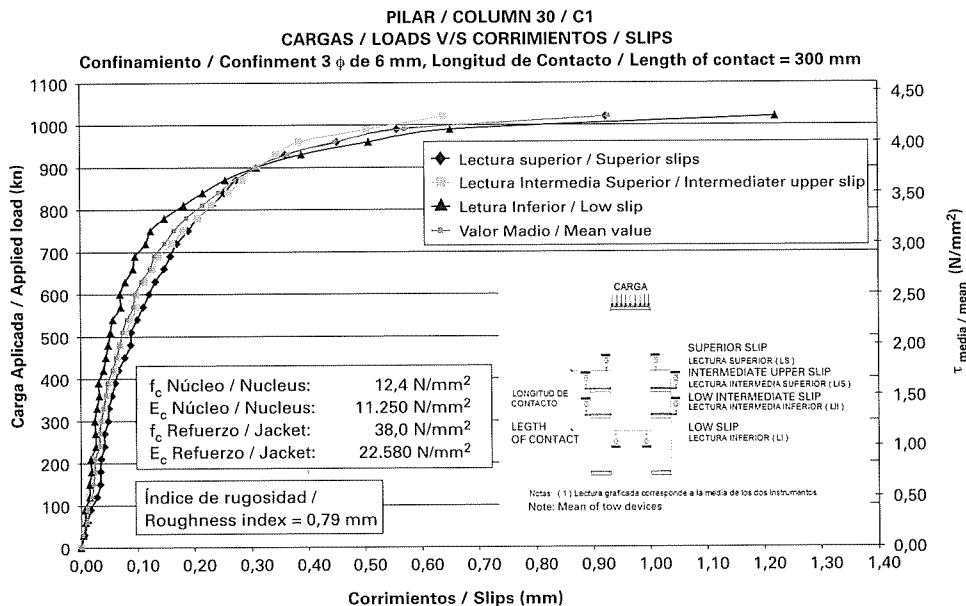


Gráfico N° 3 / Graph No. 3

En el Gráfico N° 3 podemos observar, a modo de ejemplo, para el Pilar con confinamiento C1 y longitud de contacto de 30 cm, las cargas frente a los corrimientos de las superficies en el contacto pilar – refuerzo. Cada curva corresponde al promedio de dos instrumentos colocados a la misma altura en caras paralelas. En el Gráfico N° 4 se recoge como resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de los siete pilares, las tensiones frente a los corrimientos.

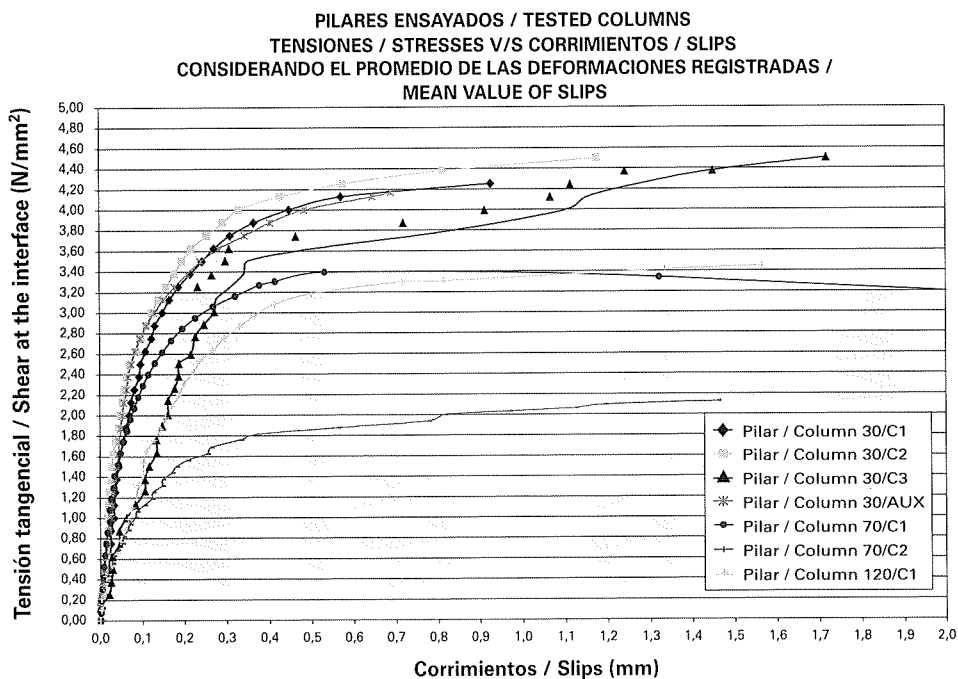
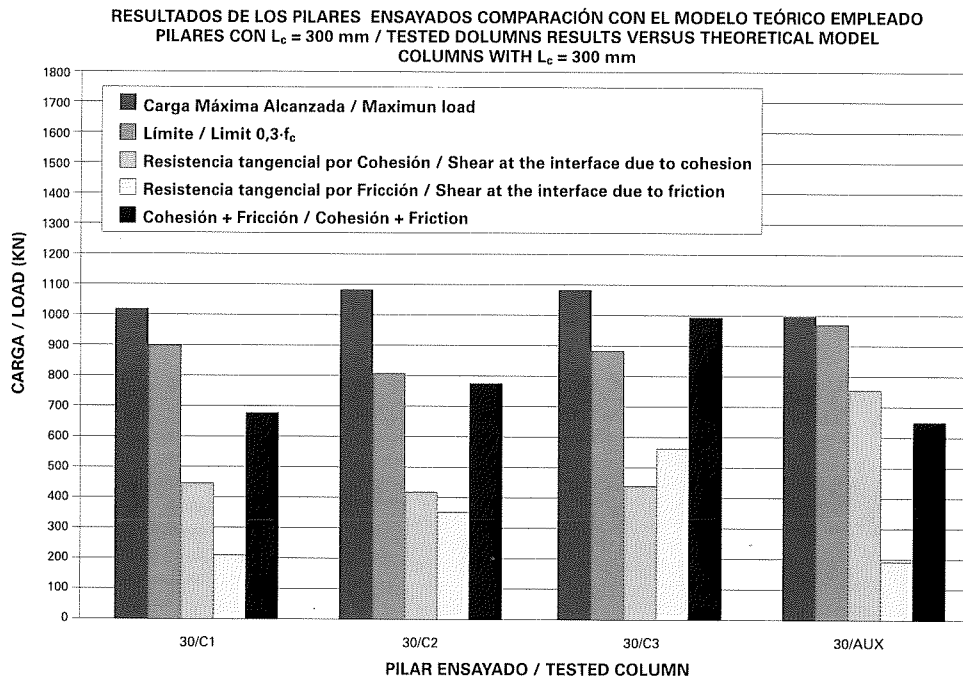
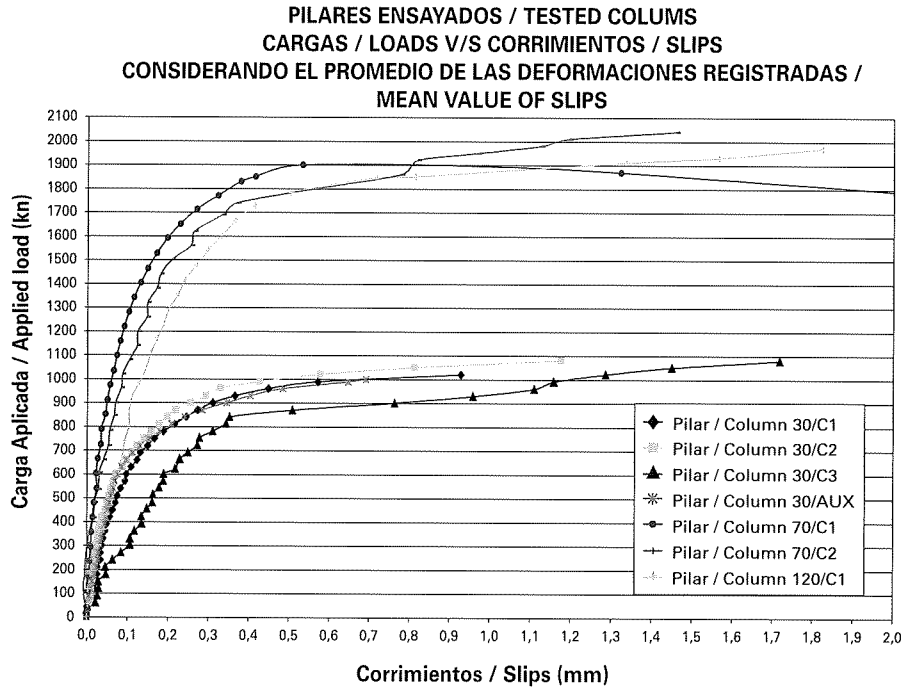


Gráfico N° 4 / Graph No. 4

Graph No. 5 gives the maximum loads reached by amount of slippage along the column - jacket interface. Graphs Nos 6 and 7 compare the empirical results of the columns tested to the theoretical model findings. Graph No. 6 shows the results for 30-cm contact length columns and Graph No. 7 for 70- and 120-cm contact length columns. Finally, Graph No. 8 gives the shear stress distribution along the entire interface between concretes.



En el Gráfico N° 5 podemos observar las cargas máximas alcanzadas frente a los corrimientos de las superficies en contacto pilar – refuerzo. Los Gráficos N°s 6 y 7 recogen los resultados de los pilares ensayados comparados con el modelo teórico empleado. En el Gráfico N° 6 tenemos los resultados de los pilares de 30 cm de longitud de contacto y en el Gráfico N° 7 los resultados de los pilares de 70 y 120 cm de longitud de contacto. Por último, en el Gráfico N° 8 recogemos la distribución de las tensiones tangenciales en el contacto entre hormigones a lo largo de la longitud de contacto.

RESULTADOS DE LOS PILARES ENSAYADOS COMPARACIÓN CON EL MODELO TEÓRICO EMPLEADO
 PILARES CON $L_c = 700$ mm y $L_c = 1200$ mm / TESTED DOLUMNS RESULTS VERSUS THEORETICAL MODEL
 COLUMNS WITH $L_c = 700$ mm; $L_c = 1200$ mm

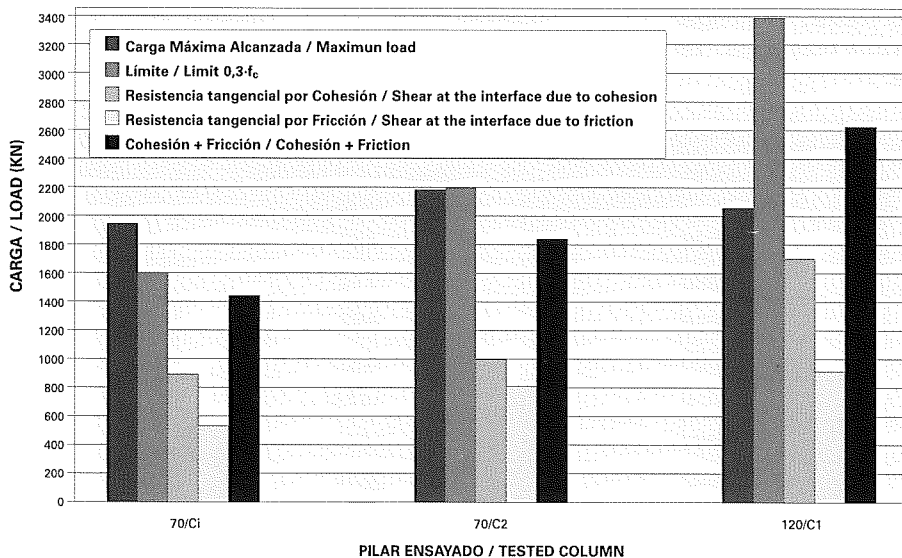


Gráfico N° 7 / Graph No. 7

Distribución de tensiones tangenciales para diferentes longitudes de zona de contacto / Distribution of shear at the interface stresses for different lengths of contact o jacket

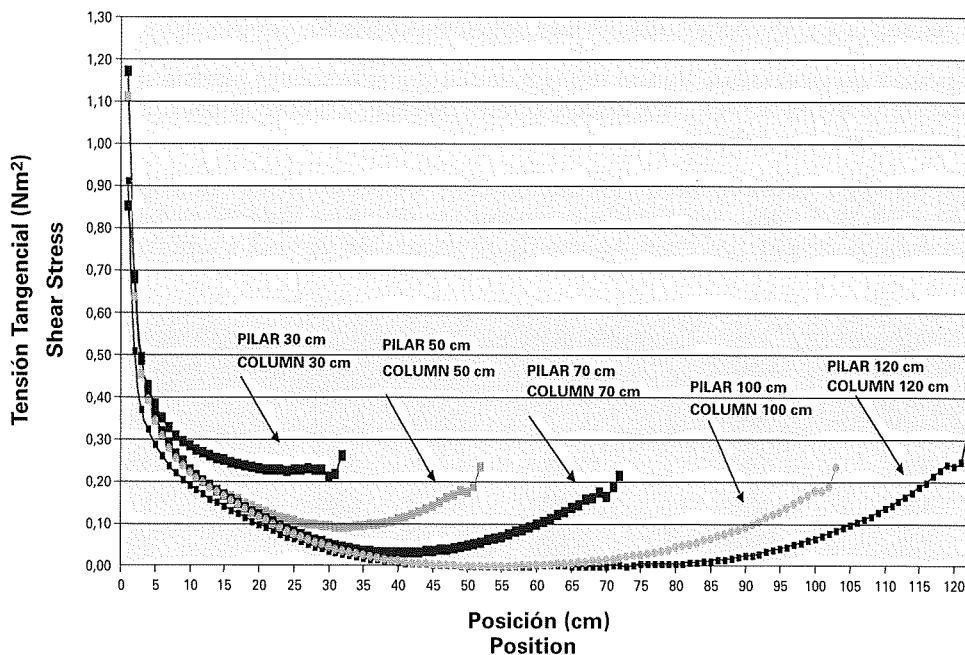


Gráfico N° 8 / Graph No. 8

7. ANALYSIS OF RESULTS

The results obtained and laboratory observations provide evidence that:

- The columns with 30- and 70-cm contact lengths performed to higher loads than predicted by the theoretical model. Table 3 summarises the differences between the empirical and anticipated values.
- Ductile rupture was preceded in all specimens by substantial encasement cracking, certain proof that the jacket expands when the inside core slips. This ductility must be understood to constitute ample system warning of stress prior to rupture.

Standard column	Maximum load reached (kN)	Load predicted by theoretical model (kN)	Predicted load: observed load ratio
30/C1	1020	667	1.53
30/C2	1080	774	1.40
30/C3	1080	997	1.08
30/AUX	1000	655	1.53
70/C1	1920	1418	1.35
70/C2	1980	1841	1.08
120/C1	2050	2614	0.78

- The jacket begins to crack at applied load values on the order of 70% of the ultimate load.
- The expression proposed by Tassios and Vintzeleou (22), relating slippage to crack width, provides a very good fit to the data on slippage at ultimate load values.
- The limit established for ultimate shear strength, $0.3f_c$, proved to be conservative in four of the seven results obtained, and in general (six of the seven trials) it was below the specimen rupture value.
- Column 120/C1 showed gradual failure during the test and in the subsequent reading of the instruments placed on the top and bottom of the specimen. This supports the existence of a limit to the transfer length above which stresses do not develop between members.
- The ultimate shear strength values found during testing differ from the values calculated using the expressions proposed in the Spanish EHE Code. The Table 4 compares the results to the EHE-calculated findings, as well as the bonding value determined EHE procedures to the figure found with Mattock's expressions.

Standard column	τ_m laboratory values (N/mm ²)	τ_m EHE values (N/mm ²)	Laboratory τ_m v/s EHE τ_m	Bonding according to EHE (N/mm ²)	Bonding according to Mattock (N/mm ²)	Bonding, Mattock: EHE ratio
30/C1	4.3	1.92	2.21	0.43	1.84	0.23
30/C2	4.5	2.76	1.63	0.40	1.74	0.23
30/C3	4.5	4.13	1.09	0.42	1.83	0.23
30/AUX	4.2	1.73	2.43	0.45	1.93	0.24
70/C1	3.4	1.85	1.83	0.36	1.59	0.23
70/C2	3.5	2.78	1.26	0.42	1.80	0.23
120/C1	2.1	1.91	1.10	0.41	1.78	0.23

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

De acuerdo con los resultados obtenidos y con los aspectos observados en el laboratorio durante los ensayos, podemos afirmar lo siguiente:

- Los pilares de 30 y 70 cm de longitud de contacto alcanzaron una carga última superior a la prevista por el modelo teórico. La Tabla N° 3 resume la diferencia producida entre el valor alcanzado y el previsto.
- La rotura de todas las piezas fue de carácter dúctil presentando la camisa una importante fisuración, lo que pone de manifiesto que el refuerzo se expande cuando el núcleo desliza por su interior. Esta ductilidad debe ser entendida como una importante capacidad de aviso antes de sobrevenir la rotura.

TABLA 3
Diferencia producida entre el modelo teórico empleado y los resultados obtenidos en laboratorio

Pilar Tipo	Carga máxima alcanzada (kN)	Carga prevista por el modelo teórico (kN)	Carga prevista Vs Carga alcanzada
30/C1	1020	667	1,53
30/C2	1080	774	1,40
30/C3	1080	997	1,08
30/AUX	1000	655	1,53
70/C1	1920	1418	1,35
70/C2	1980	1841	1,08
120/C1	2050	2614	0,78

- La fisuración de la camisa comienza para valores de carga aplicada del orden de un 70% de la carga última.
- El corrimiento producido en el momento que se alcanza la carga última se ajusta muy bien a la expresión propuesta por Tassios y Vintzeleou (22), que relaciona los corrimientos con la apertura de fisura.
- El límite establecido para la tensión rasante de agotamiento, correspondiente a $0,3f_c$ se mostró conservador en 4 de los 7 resultados obtenidos y en general (6 de 7 ensayos) estuvo por debajo del valor de rotura de las piezas.
- El pilar 120/C1 presentó un fallo progresivo que se pudo observar durante el ensayo y posteriormente analizando las lecturas de los instrumentos colocados en la parte superior e inferior de la pieza. Esto permite afirmar que existe por tanto una longitud límite de transferencia a partir de la cual ya no es posible movilizar más carga desde un elemento al otro.
- Los valores de la tensión tangencial última determinados a través de los ensayos realizados difieren de los valores calculados utilizando las expresiones propuestas por EHE. La Tabla 4 resume los resultados obtenidos en laboratorio frente a las expresiones propuestas por EHE. Además se compara el valor de la Cohesión determinada por EHE respecto de la determinada con las expresiones propuestas por Mattock.

TABLA 4
Comparación de los resultados de laboratorio con las expresiones propuestas por EHE.
Comparación de la cohesión EHE v/s Mattock.

Pilar tipo	τ_m laboratorio (N/mm ²)	τ_m EHE (N/mm ²)	τ_m laboratorio v/s τ_m EHE	Cohesión según EHE (N/mm ²)	Cohesión según Mattock (N/mm ²)	C. Mattock v/s EHE
30/C1	4.3	1.92	2.21	0.43	1.84	0.23
30/C2	4.5	2.76	1.63	0.40	1.74	0.23
30/C3	4.5	4.13	1.09	0.42	1.83	0.23
30/AUX	4.2	1.73	2.43	0.45	1.93	0.24
70/C1	3.4	1.85	1.83	0.36	1.59	0.23
70/C2	3.5	2.78	1.26	0.42	1.80	0.23
120/C1	2.1	1.91	1.10	0.41	1.78	0.23

8. CONCLUSIONS

The following conclusions may be drawn from the test results.

- a. The ultimate shear strength values, τ_{ru} , for small reinforcement areas are substantially higher than the figures calculated from the model recommended in the EHE Code, which concurs in this regard with most other national and international codes (2.2-fold higher for 30-cm transfer lengths and 1.1-fold for 120-cm transfer lengths). The gap between empirical and theoretical values narrows as the area of transverse steel in the jacket rises.

The code models also yield very conservative bonding strength values. A comparison of the findings when applying the EHE procedure to the results determined with Mattock's expressions reveals considerable differences. The EHE strength values are only about one quarter of the Mattock figures for rough surfaces.

- b. The ductile fracture observed in all cases is interpreted to constitute ample system warning of impending rupture (see Figure 13).
- c. The ultimate shear stress value declines with transfer length.
- d. In keeping with paragraph c.- above, load transferability peaks at contact lengths of 1000 cm. Greater lengths prompt a progressive breakdown in the bond between concretes without raising strength.
- e. When the tension-stiffening effect is taken into account, the level of roughness for 35x35-cm columns found to correspond, empirically, to the characteristic tie elongation value comprises crest heights of 0.5 to 1.0 mm, which are readily attained in practice.
- f. The tests provide evidence that, given the high value of bonding and shear strength, the effect of the ties is only perceptible for τ_{ru} values much higher than those tested (see Figure 14).
- g. The results show that with transfer lengths under 1.00 m, columns can usually be effectively reinforced by retrofitting encasements with small reinforcement tie areas.
- h. The specimens failed when slippage between the surfaces in contact reached figures on the order of 0.6 – 0.9 mm. The limit value specified by the FIB Prefabrication Commission, beyond which the specimen is regarded to be broken, is 2.0 mm.

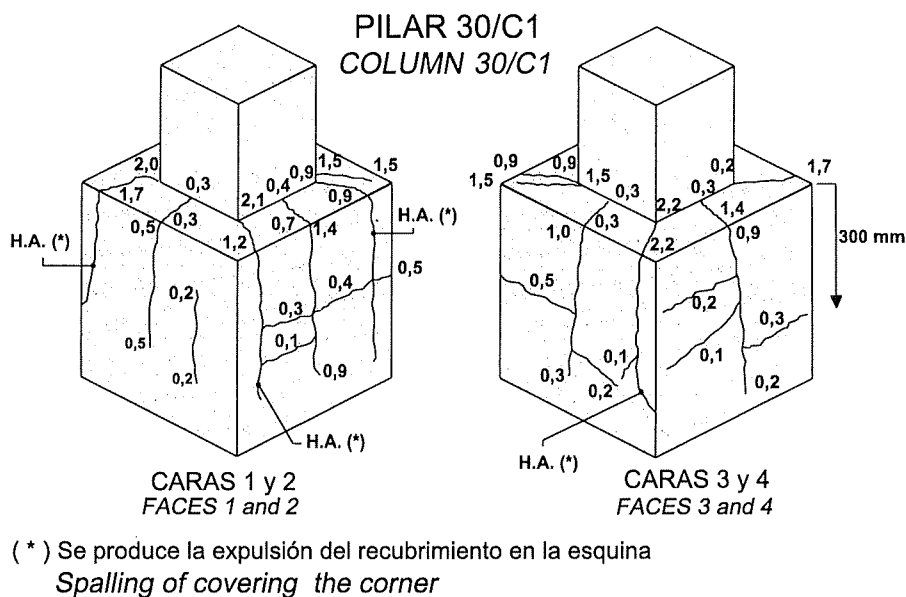


Fig. 13
Levantamiento de fisuras. Pilar 30/C1
Cracking on Column 30/C1

8. CONCLUSIONES

Los ensayos realizados y sus resultados permiten concluir lo siguiente:

- Los valores de agotamiento de las tensiones rasantes τ_{ru} para cuantías bajas son sensiblemente superiores a los calculados con la Instrucción EHE, coincidente en este sentido con la mayor parte de los Códigos nacionales e internacionales (2,2 veces superior para longitudes de transferencia de 30 cm y 1,1 veces superiores para longitudes de transferencia de 120 cm). A medida que se aumenta la cuantía de acero transversal dispuesta en la camisa las diferencias se acortan.

Los Códigos son muy conservadores en la determinación del valor de la Cohesión. Si comparamos los resultados de aplicar EHE con los resultados determinados con las expresiones de Mattock, existen diferencias notables. EHE conduce a valores del orden de un 25 % de los propuestos por Mattock para superficies rugosas.

- Todos los fallos han sido de carácter dúctil, entendiendo esta ductilidad como una importante capacidad de aviso antes del fallo de la pieza (ver Figura 13).
- El valor de agotamiento por tensión rasante es decreciente con la longitud de transferencia.
- De acuerdo con c.-, la capacidad de transferencia de esfuerzos alcanza un máximo para una longitud de contacto de 100 cm. Longitudes mayores conducen a un colapso progresivo de la unión entre hormigones sin incremento de la capacidad de carga.
- El valor característico del alargamiento de los cercos, teniendo en cuenta el fenómeno de la tenso – rigidez conduce en los casos prácticos a rugosidades correspondientes a alturas de cresta de 0,5 a 1,0 mm para pilares de 35 x 35 cm, lo cual es fácilmente alcanzable en la práctica.
- Los ensayos demuestran que dado el elevado valor de las resistencias por adherencia y corte, la influencia de los cercos sólo puede ser apreciable para valores de τ_{ru} mucho mayores que los ensayados (ver Figura 14).
- Con los resultados obtenidos se demuestra que con longitudes de transferencia inferiores a 1.00 m es posible reforzar los pilares de los casos más habituales en la práctica con baja cuantía de cercos.
- Las piezas fallaron con un corrimiento entre las superficies en contacto del orden de 0,6 a 0,9 mm. El valor límite establecido por la Comisión de Prefabricación de la FIB, más allá del cual la pieza se considera rota, es de 2,0 mm.

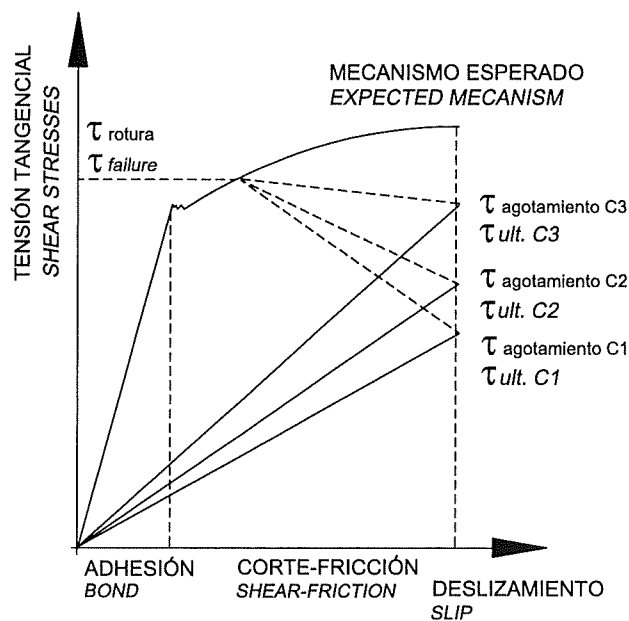


Fig. 14
Situación de fallo de las piezas ensayadas
Specimen failure

9. CALCULATION MODEL PROPOSED

One outcome of the study conducted is the following model, proposed to determine the column – jacket transfer length for a known member geometry and load to be transferred.

This model assumes that the force developed by the shear-friction mechanism is restrained on the vertices, as shown in Figure 15.

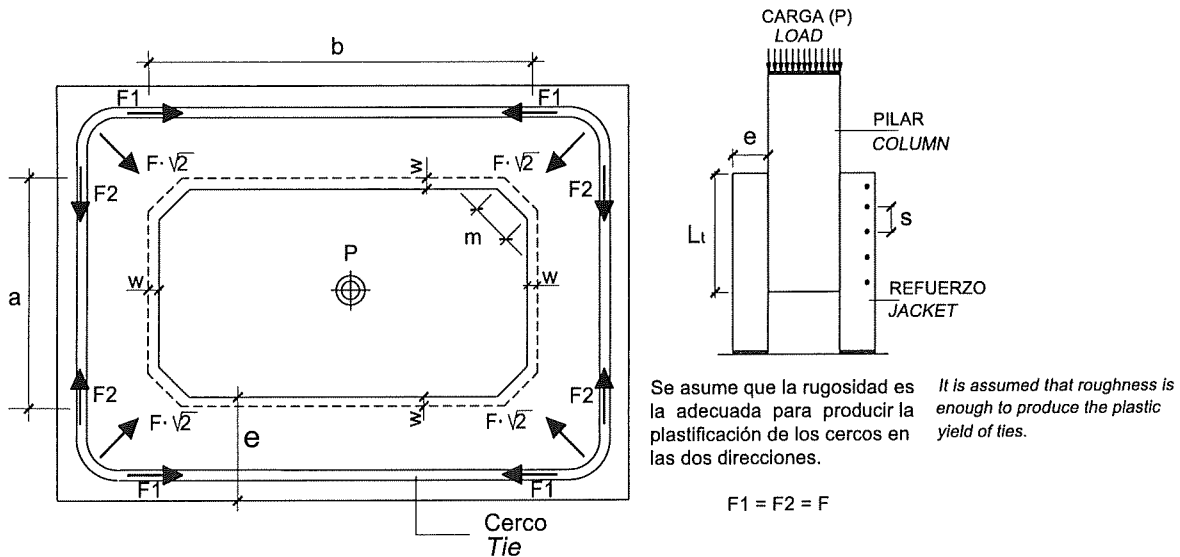


Fig. 15
Esquema de fuerzas movilizadas
Scheme of developing forces

Whilst the friction transfer mechanism is unaffected by the surface considered, the shear transfer mechanism is not. It is suggested that where the ratio of the jacket thickness to the greatest column length is over 0.25, the entire column – jacket interface should be considered, because the risk of detachment at the centre of the faces is small.

According to the scheme described and applying the general formula for computing ultimate shear strength, the following equation can be deduced for calculating transfer length:

Transfer length:

$$L_t = \frac{N_g \cdot \gamma_{fg} + N_q \cdot \gamma_{fq}}{\tau_{ru} \cdot 4 \cdot m} \leq 100 \text{ cm} \quad (1)$$

Where:

- N_g permanent load (Newton)
- N_q live load (Newton)
- γ_{fg} safety factor for permanent load
- γ_{fq} safety factor for live load
- τ_{ru} design shear stress (N/mm²)

Design shear stress:

Further to the model proposed, the design shear stress is determined from the following expression:

$$\tau_{ru} = 0.467 \cdot f_{cd}^{0.545} + 0.8 \cdot \sigma_{nd} \leq 0.30 \cdot f_{cd} \quad (2)$$

$$\sigma_{nd} = \frac{4 \cdot \sqrt{2} \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{4 \cdot m \cdot s} \quad (3)$$

9. MODELO DE CÁLCULO PROPUESTO

De acuerdo a la investigación desarrollada, se propone el siguiente modelo de cálculo para determinar la longitud de transferencia pilar – refuerzo, conocida la geometría de los elementos y la carga que debe ser transferida.

Este modelo considera que la fuerza movilizada por el mecanismo de corte – fricción se concentra en los vértices, tal como puede observarse en la Figura 15.

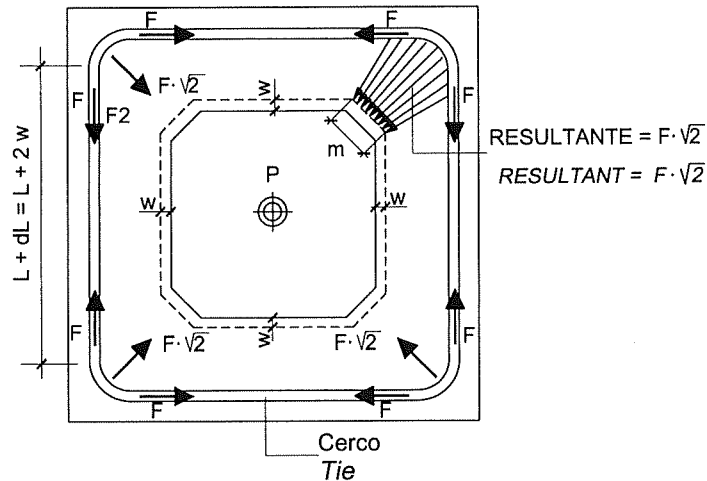


Fig. 16
Esquema aplastamiento de la biela comprimida
Collapse of compressed strut

El mecanismo de transferencia por fricción es independiente de la superficie que consideremos. No es el caso del mecanismo de transferencia por corte. Se sugiere que en aquellos casos en los que la relación entre el espesor de la camisa y la longitud mayor del pilar sea superior a 0,25, se considere toda la superficie de contacto pilar – refuerzo, debido a que el riesgo de despegue del centro de las caras es menor.

Según el esquema de fuerzas expuesto y aplicando la fórmula general para el cálculo de la tensión rasante última, se deduce la siguiente expresión para el cálculo de la longitud de transferencia:

Longitud de transferencia:

$$L_t = \frac{N_g \cdot \gamma_{fg} + N_q \cdot \gamma_{fq}}{\tau_{ru} \cdot 4 \cdot m} \leq 100 \text{ cm} \quad (1)$$

Donde:

- N_g valor de la carga permanente (Newton)
- N_q valor de la sobrecarga (Newton)
- γ_{fg} coeficiente de seguridad aplicado a la carga permanente
- γ_{fq} coeficiente de seguridad aplicado a la sobrecarga
- τ_{ru} tensión tangencial de cálculo (N/mm^2)

Tensión tangencial de cálculo:

De acuerdo al modelo propuesto, la tensión tangencial de cálculo se determina mediante la siguiente expresión:

$$\tau_{ru} = 0,467 \cdot f_{cd}^{0,545} + 0,8 \cdot \sigma_{nd} \leq 0,30 \cdot f_{cd} \quad (2)$$

$$\sigma_{nd} = \frac{4 \cdot \sqrt{2} \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{4 \cdot m \cdot s} \quad (3)$$

Where: σ_{nd} normal compression stress developing in the ties pursuant to the scheme described.
 f_{cd} characteristic design strength of the weaker concrete (column or jacket, as appropriate).
 f_{yd} steel design strength.
 A_{st} section of tie used.

Minimum tie area:

To avoid brittle fracture, the following minimum area of steel is established for the transverse reinforcement placed in the encasement:

$$\frac{A_{st}}{s \cdot e} = \rho_t \geq \frac{f_{ct,k}}{f_{yd}} \quad (4)$$

Where: ρ_t ratio of tie reinforcing steel.
 $f_{ct,k}$ characteristic tensile strength (corresponding to the 5% quantile) of the encasement concrete (N/mm²).
 f_{yd} steel design strength (N/mm²).
 A_{st} area of the ties (N/mm²).

This area should also be regarded to be the minimum amount of reinforcement needed in the jacket for the shear-friction mechanism to develop.

Verification of the compressed strut:

Since the normal stresses are centred on the vertices, it is very important in encasement design to verify the compression stress applied to those areas to prevent failure of the strut under compression stress at the jacket vertex (see Figure 16).

The normal compression stress acting on the vertex is estimated from the following expression:

$$\sigma_{nd} = \frac{F_d \cdot \sqrt{2}}{m \cdot s} \quad (5)$$

where "m" is the edge length and "s" the spacing between ties, subject, moreover, to the following:

$$\sigma_{nd} \leq 0.6 \cdot f_{cd} \quad (6)$$

General recommendations:

The following recommendations should be borne in mind in encasement design:

- If the transfer length found is over 100 cm, the area of transverse reinforcement in the encasement must be increased but without exceeding the established limit for ultimate shear strength, i.e., $0.3 \cdot f_{cd}$.
- The quality of the concrete in the existing column should be analysed using core samples and standard testing procedures to determine its compression strength.
- The whole encasement section should be compression tested to ensure it resists the factored load N. Generally, in most cases an encasement thickness of 7 to 10 cm is ample, providing the jacket can be properly concreted.
- The faces of the member to be reinforced must be roughened to some degree for the steel to develop its yield strength so that transverse deformation takes place in the encasement as the load is increased, resulting in the development of full strength in the respective jacket ties.
- The column surface should be treated on the entire transfer area and not on the vertices only, for additional safety. It is likewise recommended to roughen the entire column surface and not only the area envisaged for load transfer. Manual or mechanical methods may be used, care being taken to prevent detachment of the exposed aggregate from the cement matrix.

Donde:	σ_{nd}	tensión normal de compresión movilizada por los cercos de acuerdo al esquema descrito.
	f_{cd}	resistencia característica de cálculo del hormigón de más baja resistencia (pilar o refuerzo según corresponda).
	f_{yd}	resistencia de cálculo del acero.
	A_{st}	sección del cerco empleado.

Cuantía mínima:

Para evitar que la pieza presente una rotura frágil, se establece para la armadura transversal dispuesta en el refuerzo, la siguiente cuantía mínima.

$$\frac{A_{st}}{s \cdot e} = \rho_t \geq \frac{f_{ct,k}}{f_{yd}} \quad (4)$$

Donde:	ρ_t	cuantía de acero transversal.
	$f_{ct,k}$	resistencia característica inferior a tracción (correspondiente al cuantil del 5%) del hormigón del refuerzo (N/mm ²).
	f_{yd}	resistencia de cálculo del acero (N/mm ²).
	A_{st}	sección del cerco empleado (N/mm ²).

Esta cuantía debe entenderse también como la mínima armadura que debe ser colocada en el refuerzo para movilizar el mecanismo de corte – fricción.

Verificación de la biela comprimida:

Debido a que las tensiones normales se concentran en los vértices, tiene mucha importancia que en el momento de proyectar el refuerzo, se verifiquen las tensiones de compresión que se producen en dichas zonas, de modo que no se produzca un agotamiento de la biela comprimida en el vértice del refuerzo (ver Figura 16).

La tensión de compresión normal que actúa en el vértice se estima mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{nd} = \frac{F_d \cdot \sqrt{2}}{m \cdot s} \quad (5)$$

Siendo "m" la longitud de la arista y "s" la separación entre cercos, debiendo cumplirse:

$$\sigma_{nd} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \quad (6)$$

Recomendaciones generales:

A continuación se describen algunas recomendaciones que con carácter general se deben tener en cuenta a la hora de proyectar el refuerzo:

- Si la longitud de transferencia determinada es superior a 100 cm, se debe aumentar la cuantía de armadura transversal del refuerzo, sin sobrepasar el límite establecido de $0,3 \cdot f_{cd}$ para la tensión tangencial de agotamiento.
- Para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón primitivo del pilar se deberá realizar una campaña de investigación de la calidad del hormigón mediante la extracción de testigos, los cuales serán ensayados según procedimientos estándar.
- La sección total del refuerzo debe ser comprobada a compresión de manera que resista la totalidad de la carga N mayorada. En general, para los casos más comunes, un espesor de 7 a 10 cm de refuerzo es más que suficiente. Estas dimensiones están condicionadas a la posibilidad de hormigonar adecuadamente la camisa.
- Para movilizar el límite elástico del acero es necesario contar con una determinada rugosidad en las aristas del elemento que queremos reforzar, de manera que ante incrementos de carga se induzca la deformación transversal del refuerzo y se movilice así la capacidad total de los cercos dispuestos en la camisa.
- Es preferible que el tratamiento de la superficie del pilar se realice en toda la zona de transferencia y no sólo en los vértices, como una forma de contar con una seguridad adicional. Además es recomendable que el tratamiento de la superficie del pilar se extienda a todo el pilar objeto de refuerzo y no sólo a la región proyectada para la transferencia de carga. Se podrá utilizar un procedimiento manual o mecánico cuidando que los áridos que quedan a la vista no se despeguen de la matriz de cemento.

- The column surface must be duly moistened when the encasement is concreted.

Determining roughness

The column surface must be roughened to ensure that the cracks appearing are wide enough for the stresses in the encasement reinforcing steel to develop to yield strength. This remark is valid for both models described.

Figure 17 lists the various notations used in the expressions deduced to compute the degree of roughness needed for yield strength to develop in the steel.

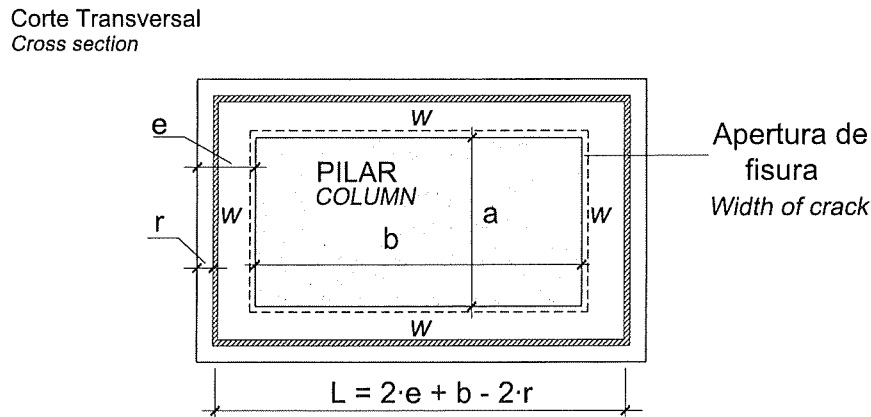


Fig. 17
Esquema para la determinación de la rugosidad
Scheme for determining roughness

Treatment disregarding the tension-stiffening effect

Steel elongation required for yield strength development:

$$\Delta L = \frac{f_{yk}}{E_s} \cdot (2 \cdot e + b - 2 \cdot r) \quad (7)$$

The longest column length and the unfactored characteristic yield strength of the steel, f_{yk} , are entered in the formula.

The following Table shows different elongation values calculated with equation (7), for given geometric and mechanical characteristics of the members and materials involved.

TABLE 5
Steel elongation required, by column dimension
and encasement thickness, for B 500 S steel, r = 20 mm

Column width (cm)	ΔL (mm)	
	e = 7 cm	e = 10 cm
20	0.75	0.90
30	1.00	1.15
40	1.25	1.40
50	1.50	1.65
60	1.75	1.90
70	2.00	2.15

- La superficie del pilar deberá estar convenientemente humedecida en el momento de hormigonar el refuerzo.

Determinación de la rugosidad

Para movilizar el límite elástico del acero, es necesario tratar la superficie del pilar de manera de alcanzar una cierta rugosidad, de forma que la apertura de fisura sea suficiente para movilizar el límite elástico del acero de la armadura transversal dispuesta en el refuerzo. Esta cuestión es válida para los dos modelos descritos.

En la Figura 17 se describen las distintas notaciones usadas en las expresiones deducidas para el cálculo de la amplitud de rugosidad necesaria para movilizar el límite elástico del acero.

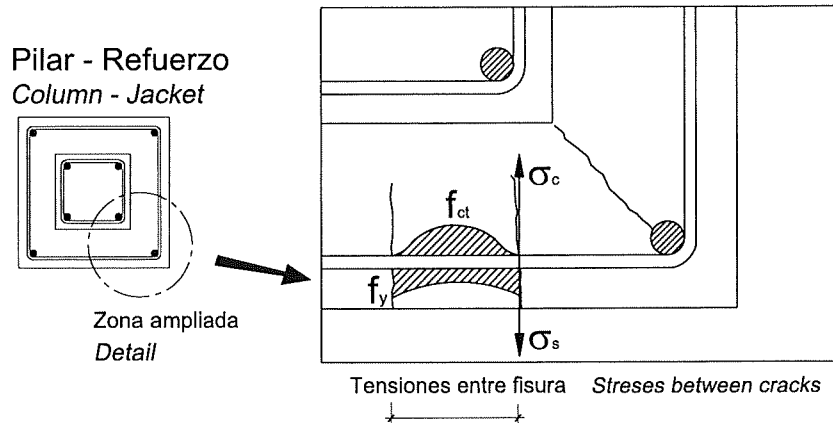


Fig. 18
Rigidización del esfuerzo entre fisuras
Encasement stiffening between cracks

Tratamiento sin considerar el efecto de la tenso - rigidez

Alargamiento necesario del acero para movilizar el límite elástico:

$$\Delta L = \frac{f_{yk}}{E_s} \cdot (2 \cdot e + b - 2 \cdot r)$$

⑦

Se considera en la formulación la longitud mayor del pilar y el límite elástico del acero sin minorar f_{yk} .

En la siguiente Tabla se pueden observar diferentes alargamientos según sean las características geométricas y mecánicas de los diferentes elementos y materiales que intervienen, calculados con la expresión ⑦.

TABLA 5
Alargamiento necesario del acero según
dimensión del pilar y espesor de la camisa, Acero B 500 S, r = 20 mm

Ancho del Pilar (cm)	ΔL (mm)	
	e = 7 cm	e = 10 cm
20	0,75	0,90
30	1,00	1,15
40	1,25	1,40
50	1,50	1,65
60	1,75	1,90
70	2,00	2,15

Further to Figure 17, the characteristic roughness needed for yield strength to develop is, therefore:

$$w_k = \frac{\Delta L}{2} \quad (8)$$

Treatment taking account of the tension-stiffening effect

The tension-stiffening effect is intensified when ties with small diameters are used in the encasement and the jacket is made with 25 MPa or higher strength concrete, because under these conditions the bars anchor very quickly and cracking is not great.

And since the tension-stiffening effect entails lesser steel elongation, the crack width required to develop steel strength is likewise smaller.

Distance between cracks

The distance between cracks can be calculated from the following expression, taken from the Spanish Concrete Code, EHE:

$$S_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot K_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c, \text{effective}}}{A_s} \quad (9)$$

- S_m mean spacing between cracks (mm).
 c minimum concrete cover (mm).
 s distance between ties (mm). Where $s > 15 \cdot \phi$, s is taken to be $= 15 \cdot \phi$.
 K_1 coefficient representing the effect of the tensile stress diagram on the section; $K_1 = 0.250$ simple tensile stress.
 ϕ tie diameter (mm).
 $A_{c, \text{effective}}$ area of concrete cover defined in EHE (Figure 49.2.5.b) where the ties effectively affect the crack width (mm²).
 A_s total section of the reinforcement placed in $A_{c, \text{effective}}$ (mm²).

The results of applying the formula are summarised in the following Table.

TABLE 6
Distance between cracks for different bar diameters and spacing, $c = 20$ mm

Bar diameter (mm)	Tie spacing(mm)			
	50	100	150	200
6	98	156	213	271
8	90	140	189	239
10	82	124	166	207
12	77	113	150	186

Mean steel elongation

Mean steel elongation can be computed from the following expression, taken from the Model Code 1990:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad (10)$$

- Where:
- ϵ_{sm} mean steel elongation
 - ϵ_{s2} mean elongation of reinforcement in crack
 - ϵ_{sr2} elongation of reinforcement in crack under cracking forces equal to the mean tensile strength of the concrete
 - β_t integration factor for steel elongation (0.4 for pure tensile stress)

Si observamos la Figura 17 la amplitud de rugosidad característica necesaria para movilizar el límite elástico es por tanto:

$$w_k = \frac{\Delta L}{2} \quad (8)$$

Tratamiento considerando el efecto de la tenso – rigidez

La fabricación de los cercos de la camisa y el refuerzo se fabrica con un hormigón de 25 MPa o superior, el efecto de la tenso rigidez se acentúa debido a que las barras se anclan muy rápidamente y a que la fisuración es escasa.

El fenómeno de la tenso - rigidez tiene como consecuencia un menor alargamiento del acero, con lo cual la apertura de fisura necesaria para movilizar la capacidad de este último es ahora también menor.

Distancia entre fisuras

La distancia entre fisuras puede ser calculada mediante la aplicación de la siguiente expresión, obtenida de EHE:

$$S_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot K_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (9)$$

- S_m separación media de fisuras (mm).
- c recubrimiento mínimo de hormigón (mm).
- s distancia entre cercos (mm). Si $s > 15 \cdot \phi$ se tomará $s = 15 \cdot \phi$.
- K_1 coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, $K_1 = 0,250$ tracción simple.
- ϕ diámetro de los cercos (mm).
- $A_{c,eficaz}$ área de hormigón de la zona de recubrimiento, definida por EHE (Figura 49.2.5.b) en donde los cercos influyen de forma efectiva en la apertura de fisuras (mm²).
- A_s sección total de la armadura situada en $A_{c,eficaz}$ (mm²).

La siguiente Tabla resume los resultados de aplicar la formulación anterior.

TABLA 6
Distancia entre fisuras para diferentes diámetros y separación entre barras, c = 20 mm

Diámetro de la barra (mm)	Separación entre cercos(mm)			
	50	100	150	200
6	98	156	213	271
8	90	140	189	239
10	82	124	166	207
12	77	113	150	186

Alargamiento medio del acero

El alargamiento medio del acero puede ser calculado mediante la siguiente expresión, obtenida del Código Modelo 1990:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad (10)$$

- Donde:
- ϵ_{sm} deformación media del acero
 - ϵ_{s2} deformación de la armadura en la fisura
 - ϵ_{sr2} deformación de la armadura en la fisura cuando se alcanza la tensión de fisuración
 - β_t factor de integración de la deformación del acero (0,4 para tracción pura)

The following is applicable to the specific case of concrete-encased columns:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_{yk}}{E_s} - 0.4 \cdot \left(\frac{f_{yk}}{E_s} - \frac{f_{ct,m}}{E_c} \right) \quad (11)$$

Where: ε_{sm} mean steel elongation
 f_{yk} characteristic yield strength of steel
 $f_{ct,m}$ mean tensile strength of concrete ($0.3 f_{ck}^{(2/3)}$)
 E_s steel modulus of elasticity
 E_c concrete modulus of deformation

Therefore, the final steel elongation comes to:

$$\Delta L_m = \left(\frac{f_{yk}}{E_s} - 0.4 \cdot \left(\frac{f_{yk}}{E_s} - \frac{f_{ct,m}}{E_c} \right) \right) \cdot (2 \cdot e + b - 2 \cdot r) \quad (12)$$

And the degree of roughness is:

$$w_{m,k} = \frac{\Delta L_m}{2} \quad (13)$$

10. OBSERVATIONS ABOUT THE MODEL

Several design cases are analysed below:

- a. If the **encasement thickness divided by the longest side of the column is greater than or equal to 0.25**, the entire area of the contact surface can be considered in the design.

Under these conditions the bonding mechanism prevails, and more brittle behaviour may be expected. The strength of the mechanical keys acting at the interface predominates here. The design must ensure that, given member geometry, the column-jacket faces in contact will remain bonded throughout the service life envisaged for the structure.

- b. **If the encasement thickness divided by the longest side of the column is less than 0.25**, only the bevelled surface, rather than the entire area of the contact surface as in the preceding item, should be considered in the design.

This model is more conservative and leads to longer transfer lengths. The design is highly conditioned by the shear strength limit established, in other words, by failure caused by excess compression on the struts forming at the plane of contact.

- c. Where a wider margin of safety is desired, the contribution made by the bonding resistance mechanism may be disregarded. In this case, the system would rely exclusively on the more ductile friction mechanism for load transfer, which would be responsible for load redistribution along the entire interface. Under these circumstances, the 100-cm contact length limit is unjustified.

ACKNOWLEDGEMENTS

I am most thankful to the Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC, for providing the substantial human, material and financial resources that were needed to conduct the tests for the present study, and for the unlimited use of its laboratory infrastructure.

I also wish to particularly thank the Head of the Main INTEMAC Laboratory Professor Jaime Fernández Gómez, the Head of Structural Trials Dr Jorge Ley Urzaiz, as well as all the laboratory technicians and general staff who participated in this survey.

My thanks go as well to Professors Enrique González Valle and Ramón Álvarez Cabal for their unconditional co-operation.

And my very deepest gratitude to Professor José Calavera Ruiz for all his support.

Para el caso particular de pilares reforzados con encamisado de hormigón se tiene:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_{yk}}{E_s} - 0,4 \cdot \left(\frac{f_{yk}}{E_s} - \frac{f_{ct,m}}{E_c} \right) \quad (11)$$

Donde: ε_{sm} deformación media del acero
 f_{yk} límite elástico característico del acero
 $f_{ct,m}$ resistencia media a tracción del hormigón ($0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$)
 E_s módulo de elasticidad del acero
 E_c módulo de deformación del hormigón

Luego, el alargamiento total del acero será:

$$\Delta L_m = \left(\frac{f_{yk}}{E_s} - 0,4 \cdot \left(\frac{f_{yk}}{E_s} - \frac{f_{ct,m}}{E_c} \right) \right) \cdot (2 \cdot e + b - 2 \cdot r) \quad (12)$$

La amplitud de rugosidad será por tanto:

$$w_{m,k} = \frac{\Delta L_m}{2} \quad (13)$$

10. OBSERVACIONES AL MODELO

Analicemos los distintos casos que pueden presentarse:

- a. Si el **espesor del refuerzo dividido por el lado mayor del pilar es mayor o igual a 0,25**, es posible considerar toda la superficie de contacto.

En este caso predomina el mecanismo de cohesión, siendo el comportamiento esperado más frágil. La resistencia de las llaves de contacto es aquí predominante. Se debe tener la certeza de que dada la geometría de la pieza, las caras en contacto pilar – refuerzo se mantendrán unidas a lo largo de la vida útil proyectada.

- b. Si el **espesor del refuerzo dividido por el lado mayor del pilar es menor a 0,25**, sólo debe considerarse la superficie biselada y no toda la superficie de contacto como en el caso a.-

Este modelo es más conservador y conduce a longitudes de transferencia mayores. El diseño queda fuertemente condicionado por el límite establecido para la resistencia tangencial, es decir, por que se produzca el fallo por compresión excesiva de las bielas que se forman en el plano de contacto.

- c. Si el modelo presenta algún grado de incertidumbre para el proyectista, puede prescindirse del aporte del mecanismo resistente de la cohesión. En este caso toda la transferencia se confía al mecanismo de fricción, mecanismo más dúctil, que permite una redistribución de esfuerzos a lo largo de la interfase. En este caso el límite de 100 cm no se justifica.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC, toda la colaboración prestada en el desarrollo de esta Investigación. Me consta que INTEMAC realizó un gran esfuerzo humano y económico para financiar la totalidad de los ensayos y que facilitó sin limitaciones toda la infraestructura técnica y humana de sus laboratorios para llevar a cabo la presente investigación.

Agradezco a todas las personas que participaron en el desarrollo de este trabajo, en especial al Director del Laboratorio Central de INTEMAC Prof. D. Jaime Fernández Gómez, al Director de Ensayos Estructurales Dr.D. Jorge Ley Urzaiz, a los laboratoristas y personal en general.

Quiero además agradecer a los Profesores D. Enrique González Valle y D. Ramón Álvarez Cabal su incondicional colaboración.

Al Prof. D. José Calavera Ruiz por todo su apoyo, mi más profunda gratitud.

REFERENCES

1. American Concrete Institute. "Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318". 1999.
2. Bass, R.; Carrasquillo, R.; Jirsa, J. "Shear Transfer across New and Existing Concrete Interfaces". *ACI Structural Journal*, V 86 N° 4, July-August 1989.
3. Calavera, J. "Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". Intemac, 1996.
4. Calavera, José. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". 2 vols. Intemac, 1999.
5. CEB – FIP. "Código Modelo 1990, Estructuras y Edificación". 1990
6. CEB. "Interface Behavior". Boletín No. 210, 1991.
7. Divakar, M.; Fafitis, A.; Shah S. "Constitutive Model for Shear Transfer in Cracked Concrete". *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol 113, N. 5, May 1987.
8. Ersoy, U.; Tankut, A.; Suleiman, R. "Behavior of Jacketed Columns". *ACI Structural Journal*, May 1993.
9. Federation Internationale de la Precontrainte, FIP. "Composite Floor Structures. Guide to Good Practice". 1998.
10. FIP. "Shear at the Interface of Precast and in situ Concrete. Guide to Good Practice". January 1982.
11. FIB, Guide to Good Practice, Committee No. 6. Tsokantas, S; Cholewicki, A. "Transfer of Shear Forces". February 2001.
12. Gálvez, J. "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Armadura Transversal en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión". Doctoral thesis, Polytechnic University of Madrid, 1992.
13. GEHO. "Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón". Guía FIP de Buena Práctica, 1994.
14. González Valle, E. "Estudio Experimental del Comportamiento de Juntas entre Hormigones in-situ y Prefabricados con Distintos Tratamientos en la Unión". Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid. June 1988.
15. González, E.; Gálvez, J. "La EHE Explicada por sus Autores. Título 4ª. Cálculo de Secciones y Elementos Estructurales. E.L.U. Esfuerzo Rasante". 2000.
16. Hsu, T.; Mau, S.; Chen, B. "Theory on Shear Transfer Strength in Reinforced Concrete". *Structural Journal*, ACI, V 84, No. 2, 1987.
17. Klein, G.; Gouwens, A. "Repair of Columns Using Collar with Circular Reinforcement". *Concrete International Design and Construction*, July 1984.
18. Mattock, A. "Discussion". *Revista PCI Journal*, Vol 33, No. 1, January-February 1988.
19. Mattock, A.; Hawkins, N. "Shear Transfer Reinforced Concrete Recent Research" *Journal of PCI*, Vol. 17, No. 2, March-April, 1972.
20. Mattock, A.; Li, W.; Wang, T. "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete". *PCI Journal*, Vol 21, No. 1, January-February 1976.
21. Ministerio de Fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE", Spain, 1999.
22. Tassios, T.; Vintzeleou, E. "Concrete to Concrete Friction". *Journal of Structural División*, ASCE, Vol 103, No. 35, April 1987.
23. Valluvan R.; Kreger, M.; Jirsa, J. "Evaluation of ACI 318-95, Shear-friction Provisions". *ACI Structural Journal*, July 1999.
24. Walraven J. "Aggregate Interlock. A Theoretical and Experimental Analysis" . Delft University, 1980.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. " Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318". 1999.
2. Bass, R.; Carrasquillo, R.; Jirsa, J. "Shear Transfer across New and Existing Concrete Interfaces". *ACI Structural Journal*, V 86 N° 4, julio – agosto 1989.
3. Calavera, J. "Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". Intemac, 1996.
4. Calavera, José. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". 2 Tomos. Intemac, 1999.
5. CEB – FIP. "Código Modelo 1990, Estructuras y Edificación". 1990
6. CEB. "Interface Behavior". Boletín N° 210, año 1991.
7. Divakar, M.; Fafitis, A.; Shah S. "Constitutive Model for Shear Transfer in Cracked Concrete". *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol 113, N° 5, Mayo 1987.
8. Ersoy, U.; Tankut, A.; Suleiman, R. "Behavior of Jacketed Columns". *ACI Structural Journal*, Mayo 1993.
9. Federation Internationale de la Precontrainte, FIP. "Composite Floor Structures. Guide to Good Practice". 1998.
10. FIP. "Shear at the Interface of Precast and in situ Concrete. Guide to Good Practice". Enero 1982.
11. FIB, Guide to Good Practice, Comité N° 6. Tsokantas, S; Cholewicki, A. "Transfer of Shear Forces". Febrero 2001.
12. Gálvez, J. "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Armadura Transversal en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión". Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid, año 1992.
13. GEHO. "Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón". Guía FIP de Buena Práctica, 1994.
14. González Valle, E. "Estudio Experimental del Comportamiento de Juntas entre Hormigones in-situ y Prefabricados con Distintos Tratamientos en la Unión". Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid. Junio 1988.
15. González, E.; Gálvez, J. "La EHE Explicada por sus Autores. Título 4º. Cálculo de Secciones y Elementos Estructurales. E.L.U. Esfuerzo Rasante". 2000.
16. Hsu, T.; Mau, S.; Chen, B. " Theory on Shear Transfer Strength in Reinforced Concrete". *Structural Journal, ACI*, V 84, N° 2, 1987.
17. Klein, G.; Gouwens, A. "Repair of Columns Using Collar with Circular Reinforcement". *Concrete International Design and Construction*, Julio 1984.
18. Mattock, A. "Discussion". *PCI Journal*, Vol 33, N° 1, Enero-Febrero 1988.
19. Mattock, A.; Hawkins, N. "Shear Transfer Reinforced Concrete Recent Research" *Journal of PCI*, Vol 17, N° 2, Marzo – abril, 1972.
20. Mattock, A.; Li, W.; Wang, T. "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete". *PCI Journal*, Vol 21, N° 1, Enero-Febrero 1976.
21. Ministerio de Fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE", España, 1999.
22. Tassios, T.; Vintzeleou, E. "Concrete to Concrete Friction". *Journal of Structural División, ASCE*, Vol 103, N° 35, Abril 1987.
23. Valluvan R.; Kreger, M.; Jirsa, J. "Evaluation of ACI 318-95, Shear Friction Provisions". *ACI Structural Journal*, Julio 1999.
24. Walraven J. "Aggregate Interlock. A Theoretical and Experimental Analysis" . Delft University, 1980.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Fernández Sáez, Ana María
Fraile Mora, Serafín
Gibernau Ponsa, Luis
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio
Luzón Cánovas, José M^a
Sánchez Arroyo, Jesús M^a
Sicilia Mañá, Beatriz

Ingenieros de Caminos

Anlló Rodríguez, María
Baena Alonso, Eva
Barrios Corpa, Jorge
Barrios Corpa, Roberto
Beteta Cejudo, M^a Carmen
* Calavera Ruiz, José
Calderón Bello, Enrique
Carpintero García, Ismael
Castillo Fernández, Luis Javier
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lozano, Justo
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
Fernández Fenollera, Salvador
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
Froilán Torres, Ramiro
Gil García, Alfonso
González González, Juan José
* González Valle, Enrique
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
Ley Urzaiz, Jorge
Molero Rodríguez, Teresa
Munugarren Martínez, Miguel Angel
Recio Cañadas, Alba
Rocha Muñoz, Sergio de la
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
Rodríguez Romero, Jesús M^a
Ruiz Fuentes, M^a Josefa
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Velázquez Calleja, Beatriz

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo
Escarpizo-Lorenzana Martínez, Jorge

Ingenieros Industriales

* Álvarez Cabal, Ramón Amado

Arroyo Arroyo, José Ramón
Bayonne Sopo, Enrique
Estrada Gómez, Rafael
Muñoz Fuentes, Miguel Angel
* Santos Olalla, Francisco
Torruella Martínez, Josep M^a
* Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciados en Geología

Abajo Clemente, Angel
Blanco Zorroza, Alberto
Casado Chinarro, Alejandro
García Tascón, Jorge
López Velilla, Oscar
Orejas Contreras, M^a Carmen
Usillos Espín, Pablo

Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Sylvia María
López Sánchez, Pedro
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciados en Derecho

González del Olmo, Alfredo
* Jarillo Cerrato, Pedro

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a
Domínguez Peris, Eva María
Gago Morales, Ana María
Gallego Castro, Sergio
Martínez Pérez, Inmaculada
Merlo Rey, Daniel
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Ochoa Marañón, Ainara

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén
Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
Gascón García, Alberto
González Carmona, Manuel
Madueño Moraño, Antonio
Verdú Hoys, David
Villar Riñones, Jesús

Ingeniero Técnico en Informática de Sistemas

Rodríguez Alfonso, Iván

Ingeniero Técnico de Minas

Sillero Arroyo, Andrés

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Carrero Crespo, Rafael
Ferreras Reguilón, Gabriel
Freire Peláez, M^a Isabel
Galán de Cáceres, M^a del Puerto
García Menéndez, David
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Gutiérrez Garrosa, Raul
Huertos Rodríguez, Angel
Mata Soriano, Juan Carlos
Millá Níguez, Luis
Montiel Sánchez, Ernesto
Muelas Moro, Elena
Muñoz Mesto, Angel
Ortiz del Campo, Natalia
Prieto Antón, Eva Sonia
Ramos Valdés, Raquel
Rodríguez García, M^a Vanessa
Romero García, Daniel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Tomé, Elena
Sánchez Vicente, Andrés
Sillero Olmedo, Rafael
Soto López, Elena del
Suárez Ramos, M^a Pilar
Vicente Girón, Susana
Zamora Pérez, Angel

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Barragán Bermejo, M^a Vicenta
Campos Delgado, Juan Carlos
Carreras Ruiz, Francisco
López Jiménez, Luis
Molero Vicente, M^a Isabel
Salado Rodilla, Rafael
Sánchez Martín, María de la O
Torés Campos, Ana M^a
Vicente Conde, M^a Isabel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Profesor Mercantile

Sampedro Portas, Arturo

Técnicos en Administración de Empresas

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

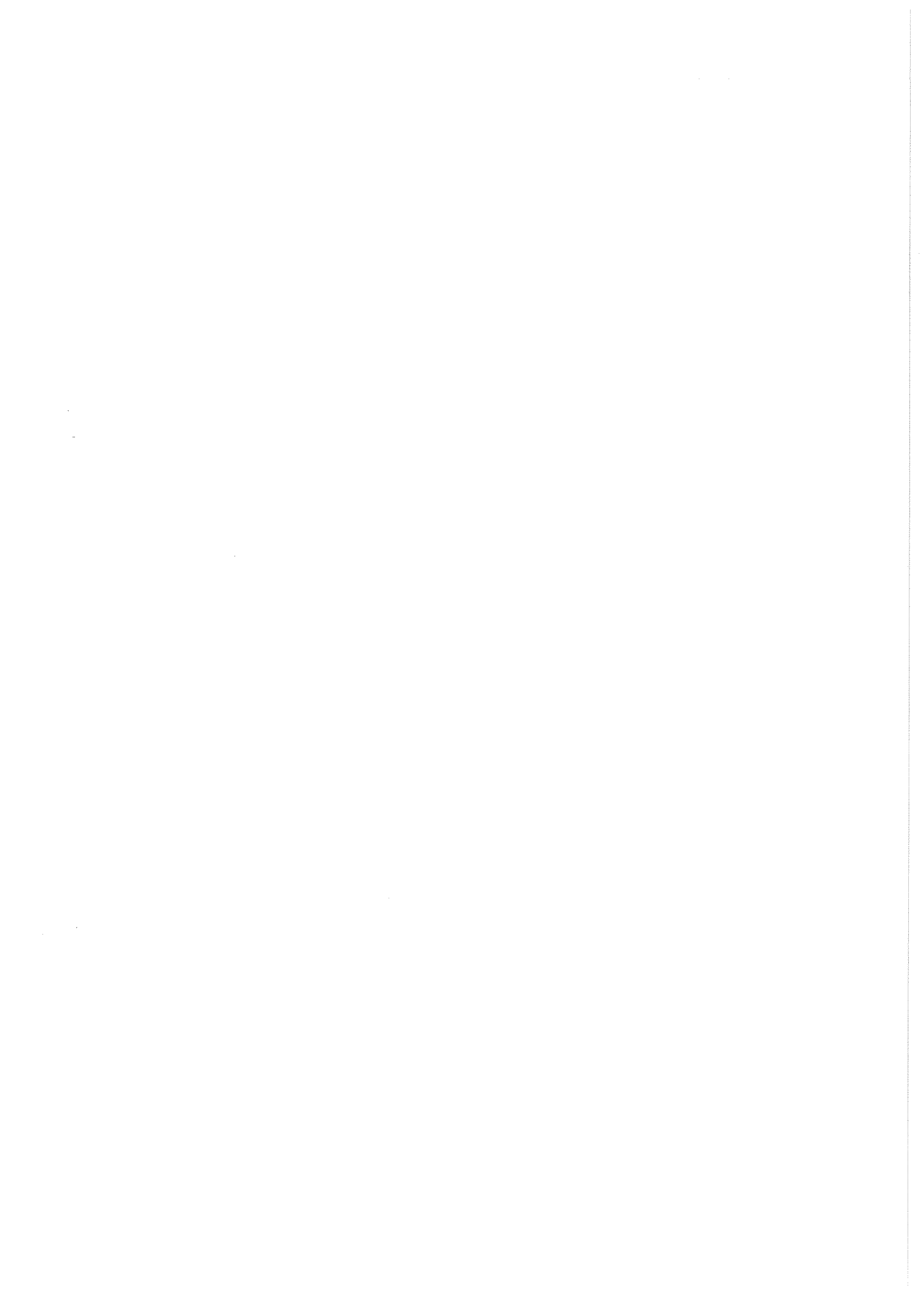
Técnico en Publicidad

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 personal.



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 2002: 21,97 €



ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno N° 49
"Cualidades de los informes de patología estructural. Formación, experiencia, intuición".
Autor: **J. CALAVERA RUIZ**.
Dr. Ingeniero de Caminos.

Cuaderno N° 50
"Transferencia de carga en pilares de hormigón con encamisados del mismo material. Un estudio experimental".
Autor: **BENJAMÍN NAVARRETE**.
Dr. Ingeniero de Caminos.

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno N° 51
"Estimación de cuantías en forjados de edificación".
Autor: **J. Calavera Ruiz**
Dr. Ingeniero de Caminos.
Enrique González Valle
Dr. Ingeniero de Caminos.

MONOGRAFÍAS INTEMAC

A partir de junio de 1998 INTEMAC emprendió una nueva línea de publicaciones con un carácter eminentemente práctico, destinadas a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusados en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica existente.

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 3

"Aspectos visuales del hormigón".

Autores: *Prof. J. Calavera Ruiz, Prof. J. Fernández Gómez, G. González Isabel, P. López Sánchez, Prof. J. M. Pérez Luzardo.*

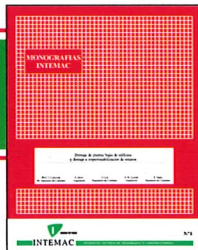
Precio de la Monografía 31,81 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 4

"Prefabricación de edificios y naves industriales".

Autores: *Prof. J. Calavera, Prof. J. Fernández Gómez*

Precio de la Monografía 31,81 €



VIDEOS TECNICOS

INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la información, ha iniciado la edición de una serie de VIDEOS TÉCNICOS, analizando distintos campos de la construcción.

SERIE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA, ARMADO Y PRESENTADO.

REFERENCIA	TÍTULO	CONTENIDO	DURACIÓN	PRECIO
N° 2001 (1-1)	MUESTREO DE HORMIGÓN FRESCO, FABRICACIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGÓN	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 del laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión. Esta nueva versión del video 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 €



BOLETIN BIBLIOGRAFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO 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 BOLETIN BIBLIOGRAFICO 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) 144,24 €

BOLETIN BIBLIOGRAFICO
9207
SERVICIO DE DOCUMENTACION



CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

EL INSTITUTO tiene un SERVICIO DE DOCUMENTACION, que pone a su disposición y que le puede informar sobre cualquier tema relacionado con la Edificación, Instalaciones, Obra Civil y Urbanismo. Se efectúan CONSULTAS BIBLIOGRAFICAS sobre cualquiera de los temas indicados anteriormente, de acuerdo con las siguientes tarifas:

Apertura de expediente	18 €
Cantidad a abonar por referencia	0,36 €
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento.	0,18 €

Además de la Consulta Bibliográfica correspondiente, el INFORME BIBLIOGRAFICO contiene un breve documento redactado por un especialista en el tema, miembro de INTEMAC, con una serie de recomendaciones sobre la Bibliografía básica, así como los comentarios correspondientes.

Tarifa correspondiente al Informe Bibliográfico: 90,15 € más la tarifa de la consulta.

INFORMES BIBLIOGRAFICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION



ARTICULOS TECNICOS

INTEMAC dispone de una amplia serie de trabajos publicados por nuestros técnicos en diferentes revistas. A continuación incluimos la lista de los últimos. Si está Vd. interesado, solicite relación completa de títulos.

- 66 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD Y LA CUANTÍA DE COSIDO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS PIEZAS COMPUESTAS SOLICITADAS A FLEXIÓN
Enrique González Valle; Jaime Gálvez Ruiz; Luis García Dutari; Ramón Albarez Caval.
- 67 EL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (HSC): LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONDICIONAN EL CALCULO ESTRUCTURAL. Enrique González Valle.
- 68 LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE INFORMACIÓN EN LAS OBRAS. Adolfo Delibes Liniers.
- 69 INVESTIGACIÓN SOBRE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS. Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez.
- 70 HORMIGONADO EN CONDICIONES METEOROLÓGICAS ADVERSAS: ESTUDIO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DE UN TABLERO POSTENSADO.
Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez; Miguel Ángel Acón Robleña.
- 71 LA INFLUENCIA DEL DIAGRAMA TENSIÓN DEFORMACIÓN EN EL CÁLCULO A FLEXIÓN DE SECCIONES REALIZADAS CON HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA.
Enrique González Valle; José M^o Izquierdo; Bernaldo de Quirós.
- 72 EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO.
Enrique López del Horno Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallego Valarde; Ramón Álvarez Cabal.
- 73 CUBIERTAS METÁLICAS DE GRAN LUZ. Mercedes Gómez Álvarez; Justo Díaz Lozano; Ramón Álvarez Cabal.
- 74 LA INSPECCIÓN Y ENSAYO. ORGANIZACIONES DE CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIOS.
José Calavera Ruiz.

P.V.P. 2,40 € / ejemplar.

ARTICULOS TECNICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION



PUBLICACIONES



**NUEVA
PUBLICACIÓN**

Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 72 €



**NUEVA
EDICIÓN**

Manual de Ferralla

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

Nueva edición: Noviembre 2003

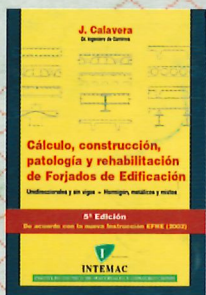
Precio: 38 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

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

Precio: 47 €



Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 100 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel, F. Hostalet Alba, J. M^a Izquierdo, J. Ley Urzaiz

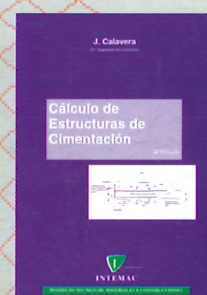
Precio: 58 €



Muros de contención y muros de sótano

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 71 €



Cálculo de estructuras de cimentación

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

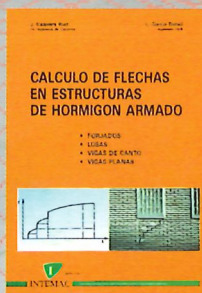
Precio: 71 €



Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 156 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

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

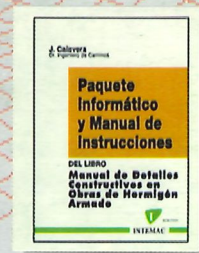
Precio: 50 €



Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

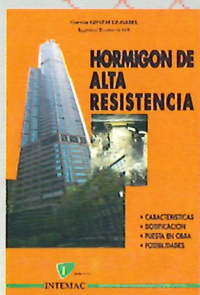
J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 112 € - Paquete informático: 198 €



INTEMAC

Monte Esquinza, 30, 4º D - 28010 MADRID
TEL.: 91 310 51 58 • FAX: 91 308 36 09
E-mail: intemac@intemac.es
www.intemac.es



Hormigón de alta resistencia

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

Precio: 44 €



Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 54 €

PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)
Nueva edición: Noviembre 2004

AGOTADO