

CUADERNOS INTEMAC

**Influencia del área relativa de resalto de la armadura en el
comportamiento estructural del hormigón armado**

**Influence of the related rib area of reinforcement on the
structural behaviour of RC members**

U. Mayer
Dr. Ingeniero

R. Eligehausen
Dr. Ingeniero



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 54
2.º TRIMESTRE '04



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

**INFLUENCIA DEL ÁREA RELATIVA DE RESALTO DE LA ARMADURA
EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN ARMADO**

**INFLUENCE OF THE RELATED RIB AREA OF REINFORCEMENT ON
THE STRUCTURAL BEHAVIOUR OF RC MEMBERS**



Dr. Ing. U. Mayer
Nolasoft- Ingenieurgesellschaft Oßbolt
Mayer Moschner

Nolasoft- Ingenieurgesellschaft Oßbolt
Mayer Moschner



Prof. Dr. Ing. R. Elgehausen
Institut für Werkstoffe im Bauwesen,
Universität de Stuttgart

Institut für Werkstoffe im Bauwesen,
Stuttgart University

Copyright © 2004, INTEMAC

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

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

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M-49879-2004

Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

CONTENTS

- 1. INTRODUCTION**
- 2. LITERATURE REVIEW**
- 3. EXPERIMENTAL INVESTIGATION**
- 4. BOND MODELLING AND SIMULATION MODEL**
- 5. COMPARISON BETWEEN EXPERIMENTAL AND NUMERICAL RESULTS**
- 6. INFLUENCE OF THE RELATED RIB AREA ON THE STRUCTURAL BEHAVIOUR OF RC MEMBERS – PARAMETRIC STUDIES**
- 7. CONCLUSIONS**
- 8. REFERENCES**

ÍNDICE

- 1. INTRODUCCIÓN**
- 2. EXAMEN DE LA DOCUMENTACIÓN**
- 3. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL**
- 4. MODELO DE ADHERENCIA Y MODELO DE SIMULACIÓN**
- 5. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LOS NUMÉRICOS**
- 6. INFLUENCIA DEL ÁREA RELATIVA DE RESALTO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN ARMADO – ESTUDIOS PARAMÉTRICOS**
- 7. CONCLUSIONES**
- 8. BIBLIOGRAFÍA**

ABSTRACT

The bond between reinforcing steel and concrete should ensure small widths of cracks and small deflections in the serviceability limit state (SLS), a ductile structural behaviour and a large rotation capacity of plastic hinges in the ultimate limit state (ULS) and short anchorage and lap lengths. Within this paper the results of theoretical and experimental investigations dealing with the influence of the related rib area of reinforcing bars and the shape of the steel stress-strain relationship on the structural behaviour of reinforced concrete members with regard to these requirements are shown. On the basis of these results, conclusions are drawn with respect to an optimal rib pattern.

1. INTRODUCTION

The bond between concrete and reinforcement has to fulfil several requirements: a) in the serviceability limit state (SLS) the widths of cracks and deflections should be smaller than admissible values, b) in the ultimate limit state (ULS), i.e. at large plastic steel strains, the ratio between average steel strain between cracks and steel strain at the crack should be sufficiently large to ensure a large rotation capacity of plastic hinges and therefore a ductile member behaviour. c) short anchorage lengths and short lap lengths should be ensured.

The rib pattern of reinforcing bars currently used in Europe (e.g. according to *prEN 10080-1 (1998)*) take mainly the requirements in the SLS and for anchorages and splices into account. Consequently small crack widths and a high bearing capacity of anchorages and splices are achieved. This rib geometry, however, leads to a large contribution of concrete between cracks especially for coldworked reinforcement at inelastic steel strains. Thus the rotation capacity of plastic hinges is significantly reduced.

In the USA tendencies exist to enlarge the related rib area f_R . On the other hand there are attempts in Europe to reduce f_R . Therefore it is investigated whether the currently used rib pattern of reinforcement is reasonable or the geometry of ribs of ribbed reinforcing bars should be optimised with respect to the above mentioned requirements. This is done by analysing the literature and via numerical investigations, in which the related rib area f_R is varied.

For the numerical investigations the bond model of *Den Uijl/Bigaj (1996)* was extended by taking into account the related rib area and the casting position of reinforcement, as well as the influence of transverse reinforcement in the case of bond splitting failure. The improved bond model is used in the program BATS to calculate the contribution of concrete between cracks over the entire steel strain range by solving the differential equation of bond. To use the model on the structural level the modified steel stress-strain ($\sigma_s - \epsilon_{sm}$) relationship calculated with the program BATS was implemented in the finite element code NELIN (*Ožbolt (1982)*). After verification of the model parametric studies on anchorages of straight bars and on RC members (slabs and beams) in the SLS and ULS were performed (see *Mayer (2002)*).

A general survey of the problem and the aim of the investigations is given in Fig. 1.

RESUMEN

La adherencia entre la armadura y el hormigón debe asegurar pequeños anchos de fisura y pequeños corrimientos en estado límite de servicio (SLS), un comportamiento estructural dúctil, una gran capacidad de rotación de las rótulas plásticas en el estado límite último (ULS) y longitudes cortas de anclaje y solape. En este documento se muestran los resultados obtenidos en las investigaciones teóricas y experimentales con respecto a la influencia que tienen el área relativa de resalto de las armaduras y la forma del diagrama tensión-deformación del acero en el comportamiento estructural de los elementos de hormigón armado en cuanto a los requisitos expuestos anteriormente. En función de estos resultados se exponen las conclusiones relativas a la disposición de las corrugas.

1. INTRODUCCIÓN

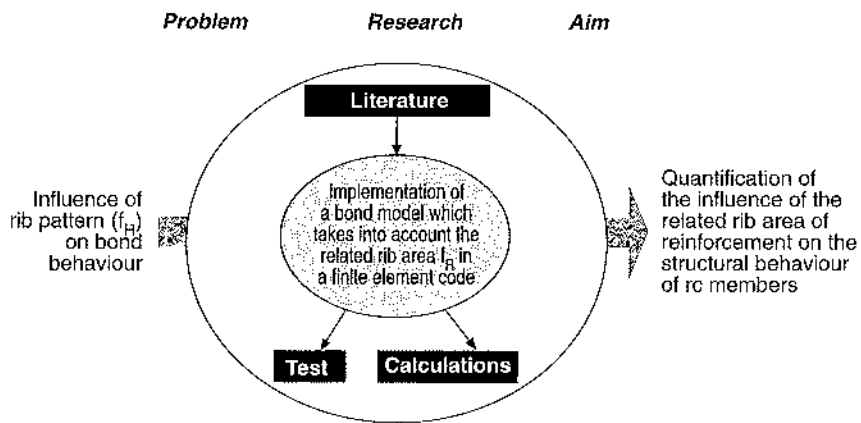
La adherencia entre el hormigón y la armadura debe cumplir con una serie de requisitos: a) en el estado límite de servicio (SLS) el ancho de las fisuras y los corrimientos deberán ser inferiores a los valores admisibles. b) En el estado límite último (ULS), es decir, a grandes deformaciones plásticas del acero, la relación entre la deformación media del acero entre las fisuras y la deformación del acero en la fisura deberá ser lo suficientemente grande para asegurar una gran capacidad de rotación de las rótulas plásticas y, por tanto, un comportamiento dúctil de las partes. c) Deberán asegurarse longitudes de anclaje y solape cortas.

La disposición de corrugas en las barras que se usa actualmente en Europa (por ejemplo, de acuerdo con la *prEN 10080-1, 1998*) tiene en cuenta principalmente los requisitos del estado límite de servicio (SLS) para los anclajes y los solapes. Por consiguiente, se logran pequeños anchos de fisura y una alta capacidad de resistencia de los anclajes y los solapes. No obstante, esta geometría de la corruga conduce a una gran aportación del hormigón entre las fisuras especialmente con deformaciones plásticas del acero en barras laminadas en frío.

En EE.UU. existe una tendencia a aumentar el área relativa de resalto f_R . Por otra parte, en Europa se están dando intentos de reducir f_R . Por tanto, se investiga si la disposición de corrugas de la armadura empleada en la actualidad es razonable o si la geometría de la corruga de las barras debe optimizarse en lo relativo a los requisitos expuestos más arriba. Esto se hace analizando la documentación existente y por medio de investigaciones numéricas en las que se varía el área relativa de resalto f_R .

Para las investigaciones numéricas se amplió el modelo de adherencia de *Den Uijl/Bigaj (1996)* teniendo en cuenta el área relativa de resalto y la posición de la armadura durante el hormigonado, así como la influencia de la armadura transversal en el caso de que se produzcan fallos de hendimiento por adherencia. El modelo de adherencia mejorado se usa en el programa BATS para calcular la contribución del hormigón entre fisuras considerando la deformación última del acero resolviendo la ecuación diferencial de adherencia. Para usar el modelo en el nivel estructural, se aplicó la relación $(\sigma_s - \epsilon_{sm})$ de tensión y deformaciones del acero calculada con el programa BATS en el código de elementos finitos NELIN (*Ožbolt, 1982*). Después de verificar los parámetros del modelo se llevó a cabo un estudio sobre el anclaje de las barras rectas y sobre el comportamiento de elementos de hormigón armado (losas y vigas) en el estado límite de servicio (SLS) y en el estado límite último (ULS) (*véase Mayer, 2002*).

En la Figura 1 se muestra un estudio general del problema y el objeto de las investigaciones.



General survey
Fig. 1

2. LITERATURE REVIEW

2.1. INFLUENCE OF THE RELATED RIB AREA ON THE BOND BEHAVIOUR AT ELASTIC STEEL STRAINS

From pullout tests with a short embedment length it was shown by *Rehm (1961)* that the related rib area is the main influencing factor to characterise the bond behaviour of ribbed reinforcement. The related rib area f_R is defined as the ratio between the rib bearing area and the rib shearing area (see equation (1) and Fig. 2). In Europe the minimum values of the related rib area of ribbed bars ($f_R = 0.056$ for $d_s \geq 11$ mm) are defined in *prEN 10080-1 (1998)*.

$$f_R = \frac{1}{\pi \cdot d} \cdot \frac{\sum_{n=1}^k \frac{1}{m} \cdot \sum_{l=1}^m F_{R(n,l)} \cdot \sin \beta(n,l)}{c(n)} \quad (1)$$

with $F_R = \sum_{n=1}^k (h_{s(n)} \cdot \Delta l)$ rib area of longitudinal section along rib axis

$h_{s(n)}$ average rib height of the n^{th} portion of the rib with the length Δl (rib subdivided in p parts)

β rib inclination towards longitudinal bar axis (in $^\circ$)

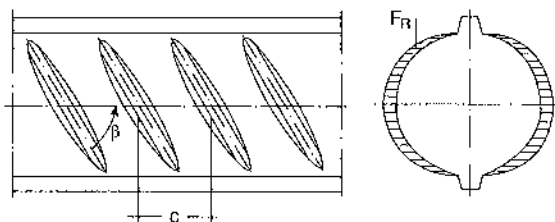
d bar diameter

$c(n)$ rib spacing of the n^{th} row of ribs (in mm)

k number of rib series along the bar circumference

m number of different rib inclinations of rib rows

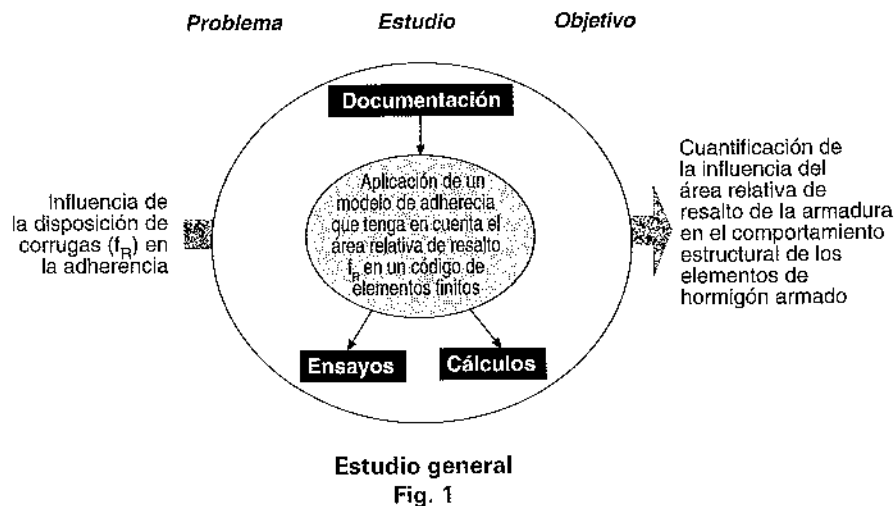
$(n); (n,l)$ indices



Esquema de una barra corrugada
Sketch of a reinforcing bar

Fig. 2

Extensive pullout tests on the influence of the related rib area on the bond behaviour of reinforcement was done by *Martin/Noakowski (1981)*. A summary of the test results is shown in Fig. 3, in which the average bond stress related to the concrete compressive strength is plotted as a function of the relative displacement (slip) at the unstressed end of the bar.



2. EXAMEN DE LA DOCUMENTACIÓN

2.1. INFLUENCIA DEL ÁREA RELATIVA DEL RESALTO EN LA ADHERENCIA PARA DEFORMACIONES ELÁSTICAS DEL ACERO

A partir de ensayos pull-out con una longitud de contacto corta, *Rehm (1961)* demostró que el área relativa de resalto es el factor determinante que caracteriza la adherencia de la armadura corrugada. El área relativa de resalto f_R se define como la relación entre el área de la corruga y el área transversal de la barra (véase la ecuación 1 y la Figura 2). En Europa los valores mínimos del área relativa de resalto de las barras corrugadas ($f_R = 0,056$ para $d_s \geq 11$ mm) se define en la *prEN 10080 - 1 (1998)*.

$$f_R = \frac{1}{\pi \cdot d} \cdot \sum_{n=1}^k \frac{\frac{1}{m} \cdot \sum_{l=1}^m F_{R(n,l)} \cdot \sin \beta_{(n,l)}}{c_{(n)}} \quad (1)$$

en donde $F_R = \sum_{n=1}^p (h_{s(n)} \cdot \Delta l)$ Área de la corruga de la sección longitudinal a lo largo del eje de la corruga

$h_{s(n)}$ altura media de las n partes de la corruga con la longitud Δl (corruga subdividida en p partes)

β ángulo de la corruga con el eje longitudinal de la barra (en °)

d diámetro de la barra

$c_{(n)}$ espaciamiento entre corrugas de la n ésima fila de resaltos (en mm)

k número de corrugas a lo largo del perímetro de la barra

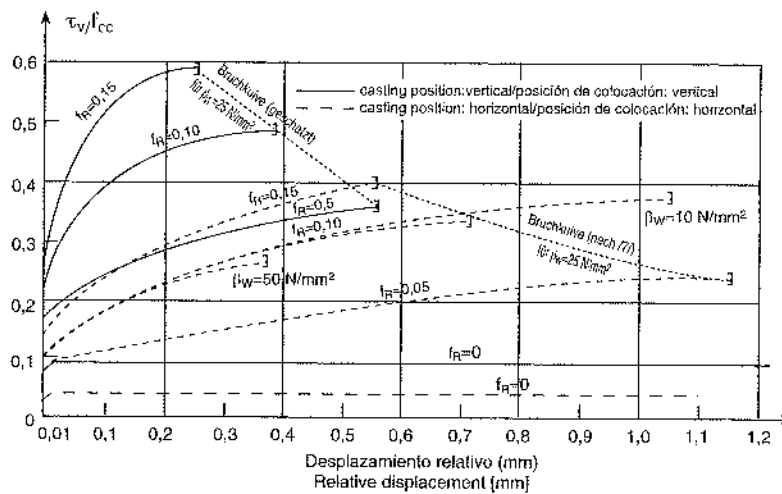
m número de los diferentes ángulos de las corrugas de una fila

$(n); (n, l)$ índices

Martín y Noakowski (1981) realizaron amplios ensayos pull - out sobre la influencia del área relativa de resalto en la adherencia de la armadura. En la Figura 3 se muestra un resumen de los resultados de los ensayos en los que la tensión de adherencia relativa a la resistencia a compresión del hormigón se determina como una función del desplazamiento (deslizamiento) relativo del extremo no sometido a carga de la barra.

La Figura 3 demuestra que con el aumento del área relativa de resalto aumenta la correspondiente resistencia relativa de adherencia, disminuyendo simultáneamente el desplazamiento por fallo de adherencia. Además la rigidez a la adherencia aumenta con el incremento de los valores de f_R .

Fig. 3 demonstrates, that with increasing related rib area the related bond strength increases, but the displacement at bond failure decreases simultaneously. Furthermore the bond stiffness increases with increasing f_R values.



Tensión de adherencia relativa τ_v/f_{cc} en función del deslizamiento del extremo no sometido a carga de la barra para los diferentes valores de f_R , de Martin/Noakowski (1981)

Related bond stress τ_v/f_{cc} as a function of the slip at the unstressed end of the bar for different values of f_R , from Martin/Noakowski (1981)

Fig. 3

The literature review on the influence of the rib geometry on the bond behaviour at elastic steel strains can be summarised as follows. To obtain a high initial bond stiffness and therefore small crack spacings and small crack widths a high related rib area f_R is needed. A ratio between clear rib spacing and rib height $c/h \geq 8$ is necessary to achieve the full bearing capacity of the concrete corbels between the ribs. Furthermore the rib height should not be too small because of the top bar effect. The inclination of the ribs towards the bar axis β ($45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$) and the rib face angle α ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$) have a small influence on the bond behaviour in the SLS.

2.2. INFLUENCE OF INELASTIC STEEL STRAINS ON THE BOND BEHAVIOUR

It was shown by Shima *et al.* (1987) and Bigaj (1995) in pullout tests with a long embedment length that the bond stress-slip relationship is significantly influenced by the steel strain. Beyond yielding of the steel the bond stress is reduced significantly. Furthermore with increasing slip an almost constant bond stress was observed. Fig. 4a shows the measured distribution of bond stress and slip in the tests performed by Bigaj (1995). In Fig. 4b the influence of steel strain on the bond stress-slip relationship is plotted (Bigaj (1999)).

The influence of inelastic steel strains on the bond behaviour was also shown by the results of tests of Alvarez/Martí (1996) and Eligehausen/Lettow/Mayer (2002), respectively. The tests were performed on RC walls and RC ties, respectively, loaded in tension until rupture of the reinforcement. According to the results the overall elongation of the RC members with respect to the elongation of the "naked" steel was reduced to 50% ($\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr} = 0.5$; ϵ_{sm} = average steel strain between cracks, ϵ_{sr} = steel strain at the crack) when high ductile steel is used and to 20% ($\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr} = 0.2$) with the utilisation of low ductile reinforcement.

Up to now the influence of the related rib area on the bond behaviour in the post-yield regime of steel is very little investigated.

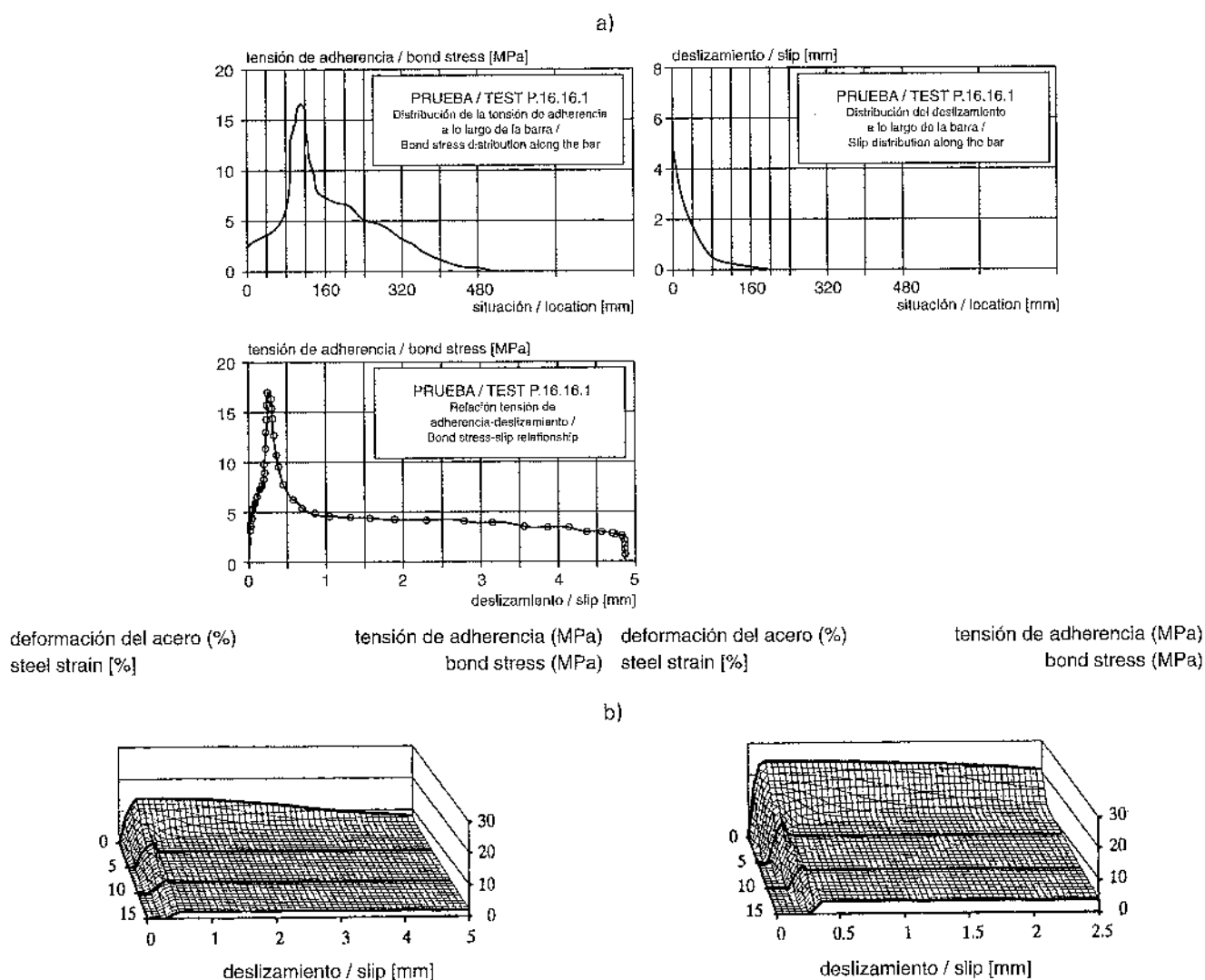
2.3. INFLUENCE OF THE RELATED RIB AREA ON THE ROTATION CAPACITY OF PLASTIC HINGES

The influence of the related rib area on the plastic hinge rotation of RC slabs spanning in one direction was experimentally investigated by Bühler/Eibl (1991). The results plotted in Fig. 5 indicate, that under otherwise almost constant conditions slabs reinforced with welded wire mesh made from smooth bars ($f_R = 0$; $f_t/f_y = 1.08$, $\epsilon_{su} = 2.65\%$) have a significantly larger plastic rotation θ_{pl} than those reinforced with welded wire mesh made from ribbed bars ($f_R = 0.056$; $f_t/f_y = 1.08$, $\epsilon_{su} = 4.7\%$).

El estudio de la documentación sobre la influencia de la geometría de la corruga en la adherencia en el rango de las deformaciones elásticas del acero puede resumirse de la siguiente forma. Para conseguir una alta rigidez inicial a la adherencia y, por tanto, pequeñas separaciones entre las fisuras, así como anchos de fisura pequeños, se necesita una elevada área relativa de resalto f_p . Es necesaria una relación entre la separación entre corrugas y la altura de éstas $c_p/h \geq 8$ para conseguir la capacidad de resistencia completa de las ménsulas de hormigón entre corrugas. Además la altura de la corruga no deberá ser demasiado pequeña debido al efecto de las barras superiores. La inclinación de los nervios hacia el eje de la barra β ($45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$) y el ángulo de la cara de la corruga α ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$) tienen una pequeña influencia en la adherencia en el estado límite de servicio (SLS).

2.2 INFLUENCIA DE LAS DEFORMACIONES PLÁSTICAS DEL ACERO EN EL COMPORTAMIENTO DE LA ADHERENCIA

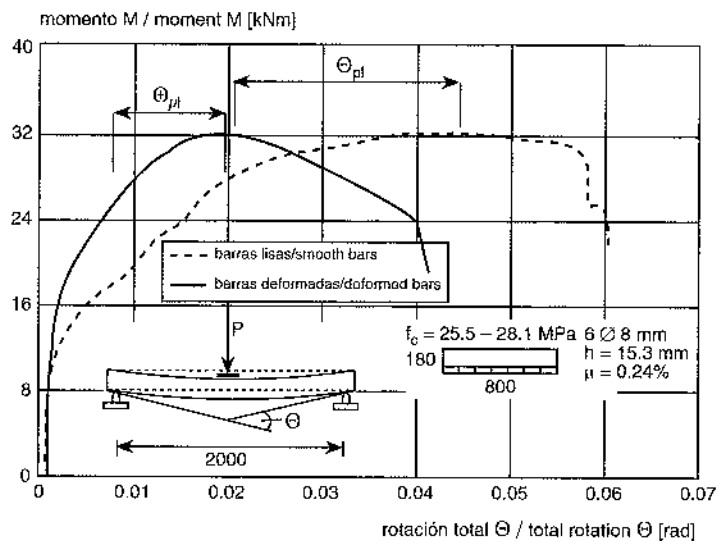
Shima y otros (1987) y *Bigaj (1995)* demostraron en ensayos pull-out con una longitud grande de contacto que la relación tensión- deslizamiento está significativamente influenciada por la deformación del acero. Más allá del límite elástico del acero, la tensión de adherencia se reduce de forma significativa. Además con el aumento del deslizamiento se observó una tensión de adherencia casi constante. La figura 4a muestra la distribución medida de la tensión de adherencia y el deslizamiento en los ensayos llevados a cabo por *Bigaj (1995)*. En la figura 4b se muestra la influencia de la deformación del acero en la relación tensión de adherencia- deslizamiento (*Bigaj, 1999*)



a) Distribución de la tensión de adherencia y el deslizamiento a lo largo de la longitud de contacto y relación tensión de adherencia – deslizamiento, de *Bigaj (1995)*; b) Relación tensión de adherencia – deslizamiento calculada en función de la deformación del acero, de *Bigaj (1999)*

a) Distribution of bond stress and slip along the embedment length and bond stress-slip relationship, from *Bigaj (1995)*; b) calculated bond stress-slip relationship as a function of the steel strain, from *Bigaj (1999)*

Fig. 4



Momento en función de la rotación total, ensayos de Bühler y Eibl (1991)
Moment as function of total rotation, tests from Bühler/Eibl (1991)

Fig. 5

The results of rotation tests on RC beams performed by *Tholen/Darwin (1998)* showed no significant change of the load-deflection-behaviour, when under otherwise constant conditions bars with an increased related rib area from $f_R \approx 0.07$ to $f_R \approx 0.12$ were used. In these tests, however, the failure mechanism (compression zone failure, whereby the steel strain is not fully utilised and therefore the influence of bond and tension stiffening on the rotation capacity can be not specified over the entire steel strain range), as well as the shape and the ductility of the reinforcing bars (with an increased steel ductility the contribution of concrete and the influence of the related rib area on the bond behaviour is significantly reduced, see Section 5.3.2), should be kept in mind (for details see *Mayer (2002)*).

2.4. INFLUENCE OF THE RELATED RIB AREA ON THE BEHAVIOUR OF ANCHORAGES AND LAPPED SPLICES

The failure of anchorages and lapped splices normally takes place by splitting or spalling of the surrounding concrete. Many investigations dealing with the influence of the surface geometry of ribbed bars on the behaviour of splices and anchorages are available (e.g. *Eligehausen (1979)*). The results show that in general the influence of the related rib area on the splitting behaviour (wedging action) is small within the range $0.05 \leq f_R \leq 0.12$ when no transverse reinforcement is available. With an enlargement of the related rib area, however, attention should be paid to the fact that a smaller rib height in connection with a smaller rib spacing is favourable compared to a large rib height with a corresponding large rib spacing.

The influence of the related rib area on the bearing capacity of lapped splices (with and without transverse reinforcement) was experimentally investigated by *Hester et al. (1993)* and *Darwin et al. (1996)*. While in the tests without transverse reinforcement practically no influence of the related rib area ($f_R = 0.069$ to 0.140) on the bearing capacity of lapped splices was observed, the tests with a transverse reinforcement showed a significant increase of the load-carrying capacity with increasing related rib area of the bars. The increase of the load-carrying capacity of splices increases with decreasing concrete cover and bar spacing and increasing amount of transverse reinforcement (Fig. 6).

También se demostró la influencia de las deformaciones plásticas del acero en la adherencia en los ensayos de *Álvarez y Marti (1996)* y *Eligehausen, Lettow y Mayer (2002)*, respectivamente. Los ensayos se llevaron a cabo en muros y tirantes de hormigón armado, respectivamente, cargados hasta la rotura de la armadura. De acuerdo con los resultados, el alargamiento total de los elementos de hormigón armado con relación al alargamiento del acero "desnudo" se redujo al 50% ($\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr} \approx 0,5$; ϵ_{sm} = deformación media del acero entre las fisuras, ϵ_{sr} = deformación del acero en la fisura) cuando se usa acero de alta ductilidad y al 20% ($\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr} \approx 0,2$) con la utilización de acero de baja ductilidad.

Hasta el momento la influencia del área relativa de resalto en la adherencia en el régimen plástico del acero está muy poco investigada.

2.3. INFLUENCIA DEL ÁREA RELATIVA DE RESALTO EN LA CAPACIDAD DE ROTACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

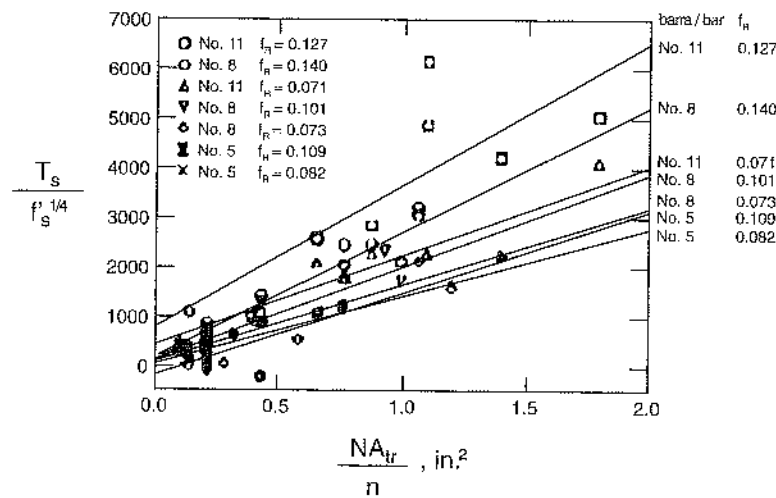
La influencia del área relativa de resalto en la rotación de las rótulas plásticas de las losas de hormigón armado unidireccionales fue investigada experimentalmente por *Bühler y Eibl (1991)*. Los resultados señalados en Figura 5 indican que, en igualdad de condiciones, las losas reforzadas con una malla electrosoldada de alambres lisos ($f_R = 0$; $f_t/f_y = 1,08$, $\epsilon_{su} = 2,65\%$) tienen una rotación plástica significativamente mayor Θ_{pl} que aquellas reforzadas con malla electrosoldada de alambres corrugados ($f_R = 0,056$; $f_t/f_y = 1,08$, $\epsilon_{su} = 4,7\%$).

Los resultados de los ensayos de rotación en vigas de hormigón armado llevados a cabo por *Tholen y Darwin (1998)* mostraron que no había cambios significativos en la relación carga - deformación cuando en idénticas condiciones se usaron barras con una área relativa de resalto aumentada desde $f_R \approx 0,07$ a $f_R \approx 0,12$. En estos ensayos, no obstante, deberá tenerse en cuenta el mecanismo de fallo (fallo por compresión, por lo que la deformación del acero no se utiliza completamente y por tanto la influencia de la adherencia y de la tenso-rigidez (tension stiffening) en la capacidad de rotación no puede especificarse en todo el rango de deformaciones del acero), así como la forma y la ductilidad de las barras de armadura (un aumento de la ductilidad del acero reduce significativamente la aportación del hormigón y la influencia del área relativa de resalto en la adherencia, véase la Sección 5.3.2 (para más detalles, véase *Mayer, 2002*).

2.4. INFLUENCIA DEL ÁREA RELATIVA DE RESALTO EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS ANCLAJES Y LOS EMPALMES POR SOLAPO

Los fallos en los anclajes y los empalmes por solapo tienen lugar normalmente provocando un hendimiento o desconchando el hormigón que rodea la barra. Existen muchas investigaciones que tratan de la influencia de la geometría de la superficie de las barras corrugadas en el comportamiento de los empalmes y los anclajes (por ejemplo, *Eligehausen, 1979*). Los resultados muestran que, en general, la influencia del área relativa de resalto en el hendimiento (acción acuñante) es pequeña dentro de un alcance de $0,05 \leq f_R \leq 0,12$ cuando no hay armadura transversal. Sin embargo, con un aumento del área relativa de resalto se deberá prestar atención al hecho de que una menor altura de la corruga junto con un espaciado de los nervios más pequeño resulta favorable comparado con una altura grande de la corruga con el correspondiente mayor espaciado de ésta.

La influencia del área relativa de resalto en la resistencia de los empalmes por solapo (con y sin armadura transversal) fue investigada de forma experimental por *Hester y otros (1993)* y *Darwin y otros (1996)*. Mientras que en los ensayos sin armadura transversal no se observó prácticamente ninguna influencia del área relativa de resalto ($f_R = 0,069$ a $0,140$) en la capacidad de resistencia de los empalmes por solapo, los ensayos con armadura transversal mostraron un aumento significativo de la capacidad portante cuando se incrementa el área relativa de resalto de las barras. El aumento de la capacidad portante de los empalmes aumenta cuando disminuye el recubrimiento de hormigón, el espaciado de las barras y cuando aumenta la armadura transversal (Fig. 6).



Tensión de la barra T_s en fallo de solape relativo a la resistencia del hormigón ($f_c^{0,25}$) en función de la armadura transversal efectiva NA_{tr}/n , de Darwin y otros (1996)
 Increase of the bar force T_s at splice failure related to the concrete strength ($f_c^{0,25}$) as a function of the effective transverse reinforcement NA_{tr}/n , from Darwin et al. (1996)
 Fig. 6

3. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

3.1. GENERAL

In *Eligehausen/Lettow/Mayer (2002)* the stiffness of tension members loaded up to rupture of the reinforcement was investigated in 34 tests. In the tests the reinforcement percentage ($\rho = 0.28\%$ to 1.5%), the bar diameter ($d_s = 6$ mm bis 25 mm), the steel ductility (ductility classes B, A and S according to *CEB-FIP MC 90 (1993)*), and the concrete strength (C 20/25 and C 40/50) was varied. For each combination of parameters two tests were performed.

3.2. SPECIMEN GEOMETRY AND TEST SETUP

The steel bars were cast symmetrically in the square cross section of the specimen (0.20×0.20 m to 0.40×0.40 m). Stirrups ($d_s = 8$ mm) were spaced at a distance equal to the crack spacing calculated according to *CEB-FIP MC 90 (1993)*. To avoid rupture of the reinforcement in the unbonded (free) length, the load introduction zones at the end of the specimens were additionally reinforced with hooked bars and the load was partly transmitted to the tested bars by lapped splices.

The test setup is given in Fig. 7. The tensile force was applied with a hydraulic jack with a total capacity of 5000 kN. Tests were carried out under displacement control (mean loading rate $v_{B1} = 0.01$ mm/s up to yielding of the steel, $v_{B2} = 0.02$ mm/s up to rupture of the steel). The force was measured by an external load cell. The overall elongation of the specimen was recorded with four displacement meters (LVDT with a gauge length = 2000 mm on each specimen side). Over the length equal to the calculated crack spacing the elongation was registered using four additional (Crack-) LVDTs. Furthermore the crack width was measured with four other (Crack-) LVDTs with a gauge length of 100 mm.

3.3. MATERIAL PROPERTIES

The average characteristics of concrete measured after 28 days on standard specimens cast and stored together with the test specimens were: for C 20/25 - $f_{c,cube} \approx 28.4$ MPa, $f_{ct} \approx 2.1$ MPa, $E_c = 30000$ MPa; for C 40/50 - $f_{c,cube} \approx 64.7$ MPa, $f_{ct} \approx 3.3$ MPa, $E_c = 37400$ MPa. The average properties of the bars measured in standard tests are given in Tab. 1. In Fig. 8 the steel stress-strain diagrams are shown.

3. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

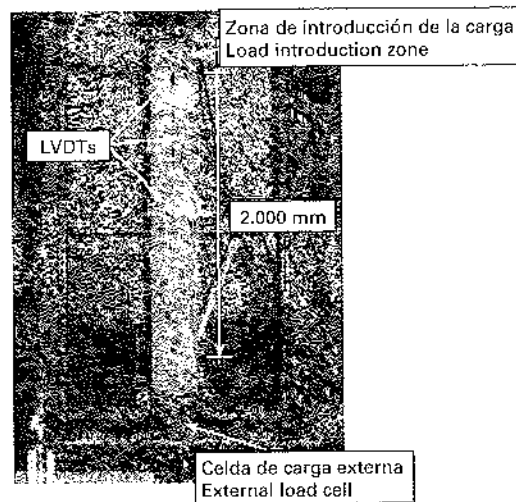
3.1. ASPECTOS GENERALES

En los trabajos de *Eligehausen, Lettow y Mayer (2002)* la rigidez de los tirantes cargados hasta la rotura de la armadura se investigó en 34 ensayos. En estos ensayos se varió la cuantía de armadura ($\sigma = 0,28\%$ a $1,5\%$), diámetro de las barras ($d_s = 6$ mm a 25 mm), la ductilidad del acero (clases de ductilidad B, A y S de acuerdo con la *CEB – FIP MC 90, 1993*) y la resistencia del hormigón (C 20/25 y C 40/50). Para cada combinación de parámetros se llevaron a cabo dos ensayos.

3.2. GEOMETRÍA DE LAS PIEZAS DE ENSAYO Y MONTAJE DE LOS ENSAYOS

Las barras de acero estaban dispuestas simétricamente en la sección transversal cuadrada de la pieza de ensayo ($0,20 \times 0,20$ m a $0,40 \times 0,40$ m). Los estribos ($d_s = 8$ mm) se separaron a una distancia igual a la distancia entre fisuras calculada de acuerdo con la *CEB – FIP MC 90 (1993)*. Para evitar la rotura de la armadura en la longitud (libre) sin adherir, las zonas de introducción de carga en el extremo de las piezas se reforzaron adicionalmente con barras ancladas en gancho y la carga se transmitió en parte a las barras a ensayar mediante empalmes por solapo.

El montaje de los ensayos se presenta en la Figura 7. La tensión de tracción se aplicó con un gato hidráulico de una capacidad total de 5.000 kN. Los ensayos se llevaron a cabo bajo control de desplazamiento (índice medio de carga $V_{B1} = 0,01$ mm/s hasta el límite elástico del acero, $V_{B2} = 0,02$ mm hasta la rotura del acero). La tensión se midió por medio de una célula de carga externa. El alargamiento total de la pieza se registró con cuatro medidores de desplazamiento (LVDT con una distancia entre señales = 2.000 mm en cada lado de la pieza). Sobre la distancia igual a la separación entre fisuras calculada se registró el alargamiento empleando cuatro LVDTs (fisuras) adicionales. Además, el ancho de las fisuras se midió con otros cuatro LVDTs (fisuras) con una distancia entre señales de 100 mm.



Montaje de los ensayos
Test setup
Fig. 7

3.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las características medias del hormigón medido después de 28 días en probetas estándar calculadas y almacenadas junto con las piezas de los ensayos fueron: para el C 20/25 - $f_{c,cubo} \approx 28,4$ MPa, $f_{ct} \approx 2,1$ MPa, $E_c \approx 30000$ Mpa; para el C 40/50 - $f_{c,cubo} \approx 64,7$ MPa, $f_{ct} \approx 3,3$ MPa, $E_c \approx 37400$ Mpa. Las propiedades medias de las barras medidas en los ensayos estándar se muestran en el Cuadro 1. En la Figura 8 se muestran los diagramas tensión – deformación del acero.

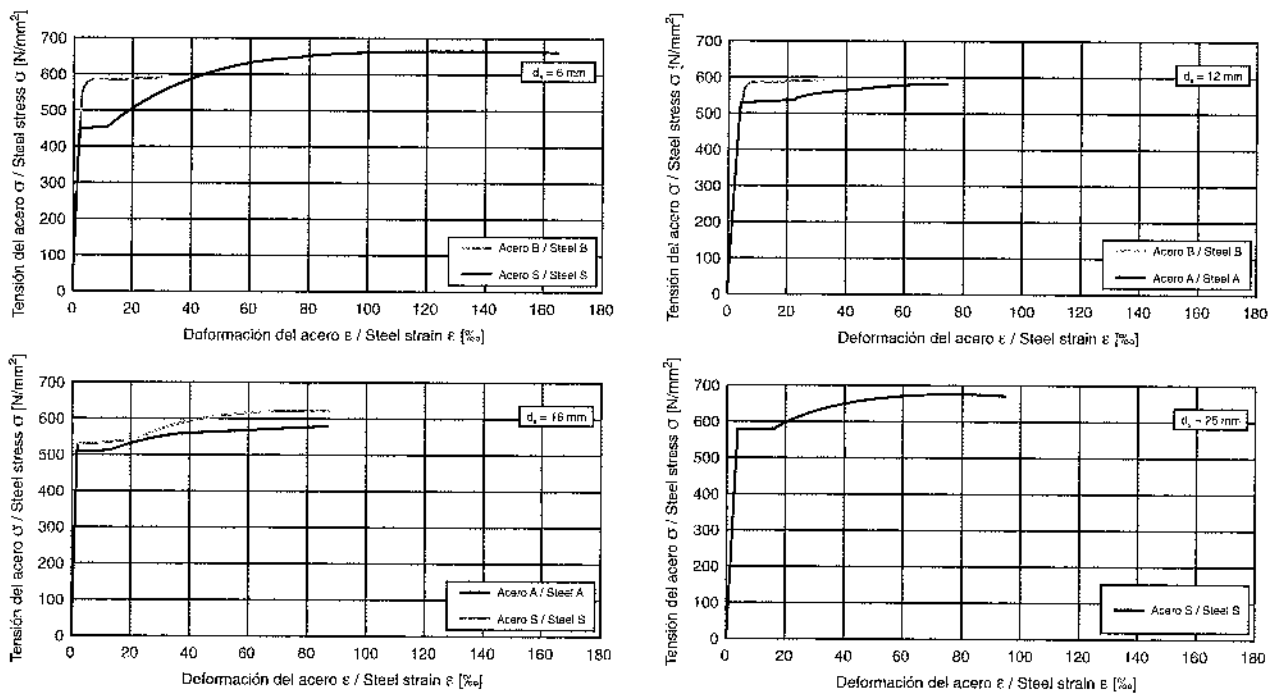
bar diameter d_s [mm]	steel ductility class	A_s [mm ²]	f_R [-]	f_y [MPa]	f_t [MPa]	f_t/f_y [-]	E_s [MPa]	ϵ_{sh} [‰]	ϵ_{su} [‰]
6	B ¹⁾	28.7	0.042	567	590	1.04	206000	-	~31
	S ²⁾	29.4	0.059	445	650	1.46	197000	12	~166
12	B ¹⁾	108.9	0.056	567	597	1.05	209000	-	~33
	A ³⁾	115.9	0.073	532	587	1.10	196000	24	~74
16	A ³⁾	199.8	0.073	519	588	1.13	203000	16	~88
	S ³⁾	197.1	0.072	539	625	1.16	202000	21	~108
25	S ³⁾	478.5	0.080	585	677	1.16	204000	15	~95

1) cold worked (coil)

2) heat treated (coil)

3) heat treated

Tab. 1: Steel properties



Diagramas tensión - deformación del acero
Steel stress-strain diagrams

Fig. 8

diámetro de la barra d_s [mm]	clase de ductilidad del acero	A_s [mm ²]	f_R [-]	f_y [MPa]	f_t [MPa]	f_t/f_y [-]	E_s [MPa]	ϵ_{sh} [‰]	ϵ_{su} [‰]
6	B ₁)	28,7	0,042	567	590	1,04	206000	-	~31
	S ²⁾	29,4	0,059	445	650	1,46	197000	12	~166
12	B ¹⁾	108,9	0,056	567	597	1,05	209000	-	~33
	A ³⁾	115,9	0,073	532	587	1,10	196000	24	~74
16	A ³⁾	199,8	0,073	519	588	1,13	203000	16	~88
	S ³⁾	197,1	0,072	539	625	1,16	202000	21	~108
25	S ³⁾	478,5	0,080	585	677	1,16	204000	15	~95

1) laminado en frío (en rollos)

2) con tratamiento térmico (en rollos)

3) con tratamiento térmico

Cuadro 1: Propiedades del acero

3.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.4.1. DIAGRAMA TENSION – DEFORMACIÓN (MEDIA) EN EL RANGO DE LAS DEFORMACIONES ELÁSTICAS DEL ACERO

En la Figura 9 se compara la relación $\sigma_s - \epsilon_{sm}$ en el rango de deformaciones elásticas del acero (hasta deformaciones del 2 ‰) de las piezas reforzadas con barras $d_s = 12$ mm para las diferentes cuantías de armadura $\rho = 0,28\%$ a $1,5\%$ (hormigón C 20/25) y la respuesta de las barras desnudas. Los valores de tensión y deformación se determinan a partir de las mediciones de la carga y del alargamiento total (distancia entre señales = 2000 mm). Los resultados muestran la bien conocida dependencia de la tenso-rigidez de la cuantía de armadura.

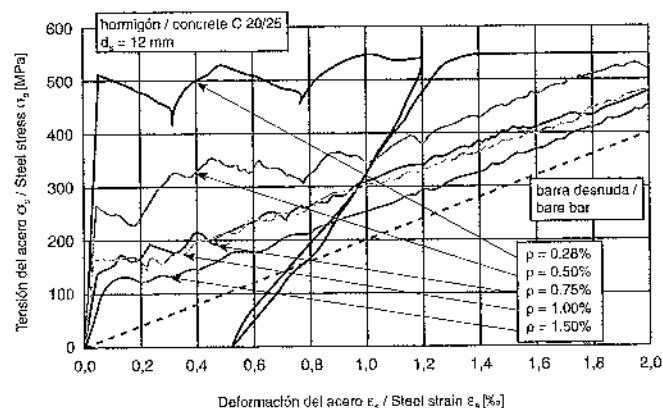


Diagrama $\sigma_s - \epsilon_{sm}$ de los tirantes con diferentes cuantías de armadura en el rango de las deformaciones elásticas del acero (hasta deformaciones del 2 ‰)

$\sigma_s - \epsilon_{sm}$ -behaviour of tension members with different reinforcement percentage in the elastic steel strain range (up to strains of 2.0‰)

Fig. 9

3.4. EXPERIMENTAL RESULTS

3.4.1. STRESS-(MEAN) STRAIN BEHAVIOUR IN THE ELASTIC STEEL STRAIN RANGE

The σ_s - ϵ_{sm} -behaviour in the elastic steel strain range (up to strains of 2.0‰) of the specimens reinforced with bars $d_s = 12$ mm for different reinforcement percentages $\rho = 0.28\%$ to 1.5% (concrete C 20/25) and the bare bar response are compared in Fig. 9. The stress and strain values are determined from the measurements of the load and of the overall elongation (gauge length = 2000 mm). The results show the well-known dependency of tension stiffening on reinforcement percentage.

With decreasing reinforcement percentage the stiffness of the tension member increases significantly.

3.4.2. STRESS-(MEAN) STRAIN BEHAVIOUR IN THE INELASTIC STEEL STRAIN RANGE

The major influence of the steel ductility (ratio f_t/f_y and ϵ_{su}) on the stress-strain behaviour of the RC tension members is shown in Fig. 10, where the steel stress is plotted as a function of the mean strain of the specimen and the bare bar strain, respectively. In these tests low ductile and high ductile steel bars $d_s = 6$ mm were used (see Tab. 1 and Fig. 8).

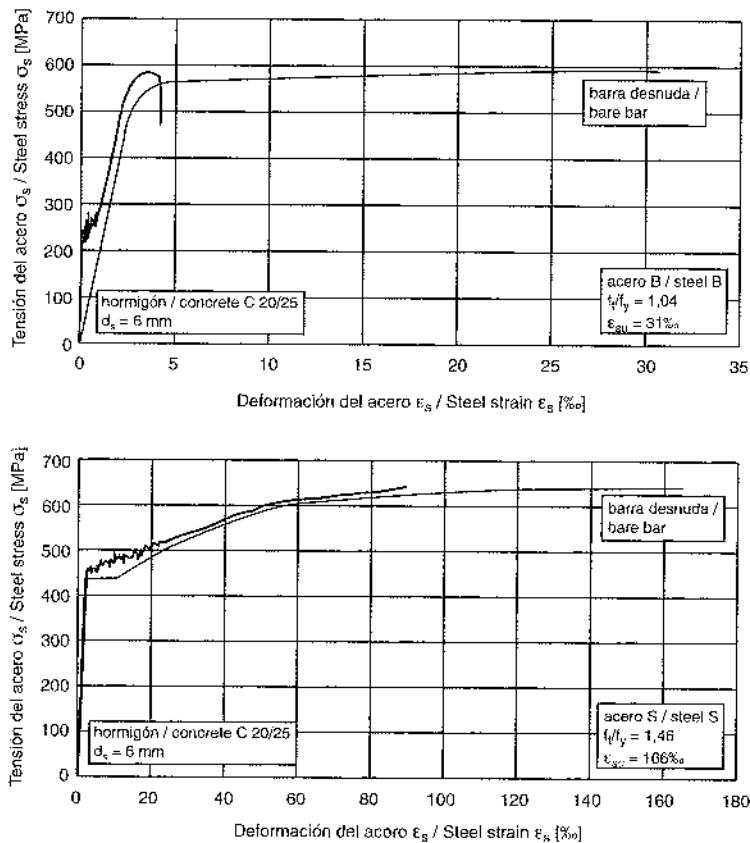


Diagrama σ_s - ϵ_{sm} de los tirantes reforzados con acero de baja y alta ductilidad en el rango completo de las deformaciones del acero

σ_s - ϵ_{sm} -behaviour of tension members reinforced with low and high ductile steel over the entire steel strain range

Fig. 10

From Fig. 10 it can be seen that at maximum load the overall elongation of the RC members with respect to the elongation of the bare bar was reduced to 56% when high ductile steel is used and to 15% with the utilisation of low ductile reinforcement.

In Fig. 11 for the same tests the ratio $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ is plotted as a function of the steel strain at the crack ϵ_{sr} .

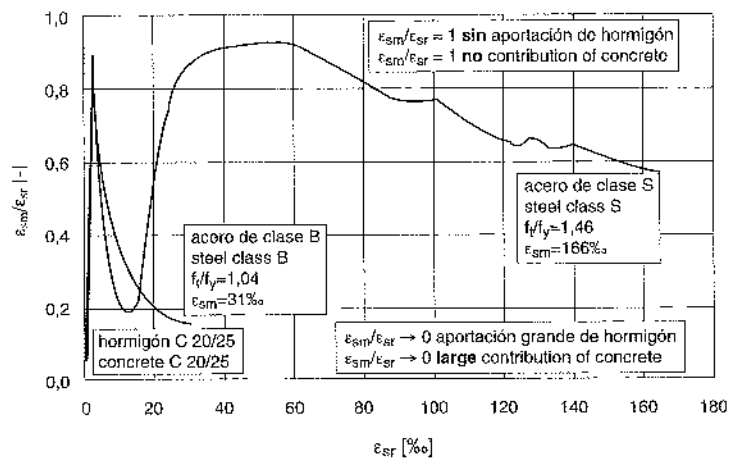
Con la disminución de la cuantía geométrica de armadura, la rigidez del tirante aumenta de forma significativa.

3.4.2. DIAGRAMA TENSIÓN - DEFORMACIÓN (MEDIA) EN EL RANGO DE LAS DEFORMACIONES PLÁSTICAS DEL ACERO

En la Figura 10 se muestra la mayor influencia de la ductilidad del acero (relación f_t/f_y y ϵ_{su}) en el diagrama tensión - deformación de los tirantes de hormigón armado, mostrándose la tensión del acero en función de la deformación media de la pieza y la deformación de la barra desnuda respectivamente. En estos ensayos, se usaron barras de acero de baja y alta ductilidad y $d_s = 6$ mm (véase el Cuadro 1 y la Figura 8).

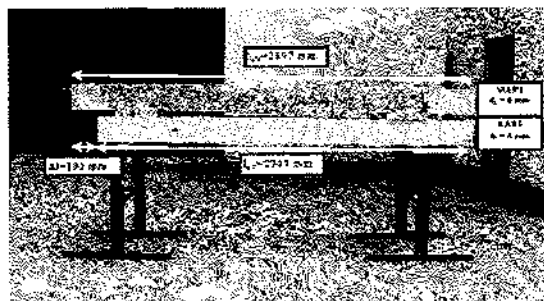
En la Figura 10 se puede ver que para la carga máxima el alargamiento total del tirante con respecto al alargamiento de la barra desnuda se redujo al 56% cuando se usó acero de alta ductilidad y al 15% con la utilización de una armadura de baja ductilidad.

En la Figura 11, para los mismos ensayos, la relación $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ se muestra en función de la deformación del acero en la fisura ϵ_{sr} .



Relación $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ en función de ϵ_{sr} (tirantes armados con acero de baja y alta ductilidad)
Ratio $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ as a function of ϵ_{sm} (tension members reinforced with low and high ductile steel)
Fig. 11

Esta importante influencia de las propiedades del acero en el régimen plástico en la contribución del hormigón se hace también evidente en la Figura 12, en la que aparece la pieza después de los ensayos. Es preciso señalar que la longitud de la pieza antes de los ensayos era igual.



Diferencia en la longitud de la pieza después de los ensayos; barras $d_s = 6$ mm; acero de baja (clase B, KARI) y alta ductilidad (clase S, WARDI)
Difference in the specimen length after the tests; bars $d_s = 6$ mm; low ductile steel (class B (KARI)) and high ductile steel (class S, (WARDI))
Fig. 12

This significant influence of the steel properties in the post yield regime on the contribution of concrete is also evident from Fig. 12, which shows the specimen after testing. It should be mentioned that the specimen length before testing was equal.

The results of the experimental investigations can be summarized as follows.

In the range of the investigated parameters the test results confirm the well-known dependence of tension stiffening on reinforcement percentage, bar diameter and concrete strength in the elastic steel strain range. With decreasing reinforcement percentage and increasing concrete strength an increase of the contribution of concrete between cracks was observed.

For coldworked steel (welded wire mesh manufactured from coldworked wires, coldworked coiled reinforcing bars KR; steel ductility class B see Tab. 1) the ratio between the average steel strain ϵ_{sm} and the steel strain at the crack ϵ_{sr} reaches a maximum value at yielding, $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ drops down beyond yielding and for large inelastic steel strains at the crack an almost constant ratio $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ can be observed. At steel strains ϵ_{sr} corresponding with the maximum load the average strain of the tension member amounts only 15% to 20% of the bare bar strain. For hotrolled or heat treated steel (reinforcing bars, hardened and tempered coiled bars WR; steel ductility classes A and S see Tab. 1) the member behaviour is similar up to strain hardening. But the ratio $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ increases again when $\epsilon_{sr} \geq \epsilon_{sh}$. The gradient of this increase and the maximum value of $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ are mainly influenced by the ratio between tensile strength and yield stress f_t/f_y of the steel (large value of $f_t/f_y \rightarrow$ steep increase and large values of $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$) and by the reinforcement percentage (large $\rho \rightarrow$ large values of $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$). When the related concrete cover c/d_s is small and/or bars with a large related rib area f_R are used, which lead to a pronounced longitudinal cracking (decrease of bond stress due to splitting) a steep gradient of the increase and large values of the ratio $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ can be observed.

Numerical simulations in SLS and ULS should take these influencing parameters (steel properties, bond failure mode,...) on the contribution of concrete between cracks into account. Therefore an existing bond model was extended and used (by means of a modified steel stress-strain diagram) in simulations with the finite element code NELIN.

4. BOND MODELLING AND SIMULATION MODEL

In the following section a brief description of the concrete confinement and bond model by *Den Uijl/Bigaj (1996)*, which is used in the program BATS, will be given. The theoretical background of the existing model and the new consideration of the influence of related rib area f_R in the model will be presented. A detailed description of the improved model is given in *Mayer (2002)*.

4.1. CONCRETE CONFINEMENT MODEL AFTER DEN UIJL/BIGAJ (1996)

To characterise the resistance of the concrete cover against splitting due to bond, a thickwalled-cylinder model is used. In this model the radial components of the bond action are in equilibrium with the circumferential tensile stresses in the cylinder wall. In the model of *Den Uijl/Bigaj (1996)*, which considers not only concrete stresses, but also concrete deformations, the response of the thick-walled cylinder is based on non-linear fracture mechanics. It is divided into three stages: uncracked stage, partly cracked stage and entirely cracked stage.

4.2. BOND MODEL

The bond model formulation according to *Den Uijl/Bigaj (1996)* can be also divided into three steps (see Fig. 13): a) a boundary layer is assumed over which the displacements and forces acting at the interface are smeared. b) the ribbed reinforcing bar is idealised as a conical bar (cone angle φ). c) it is assumed that the bond transmission is based on dry friction and thus the bond stress and the radial compressive stress are directly proportional. The bond stress is defined from the radial compressive stress. The relationship between slip and radial displacement, which represents the splitting or wedging action when the ribbed bar is moved relative to the surrounding concrete, is controlled by the cone angle φ .

Los resultados de las investigaciones experimentales se pueden resumir de la forma que sigue.

En el alcance de los parámetros investigados, los resultados de los ensayos confirman la bien conocida dependencia de la tenso-rigidez de la cuantía de armadura, el diámetro de las barras y la resistencia del hormigón para deformaciones elásticas del acero. Con la disminución de la cuantía de armadura y el aumento de la resistencia del hormigón se observó un aumento de la contribución del hormigón entre las fisuras.

Para el acero laminado en frío (mallas electrosoldadas fabricada con alambres trabajados en frío, barras de acero laminado en frío en rollos KR; ductilidad de acero de clase B, véase el Cuadro 1), la relación entre la deformación media del acero ϵ_{sm} y la deformación del acero en la fisura ϵ_{sr} alcanza un valor máximo en el límite elástico, disminuyendo más allá éste y alcanzando un valor casi constante para grandes deformaciones plásticas del acero en la fisura. Para deformaciones del acero ϵ_{sr} que se corresponden con la carga máxima, la deformación media del tirante cuenta sólo del 15 al 20% de la deformación de las barras desnudas. Para el acero laminado en caliente o tratado en caliente (barras de armadura, barras endurecidas y templadas y en rollo WR; ductilidad de acero de clases A y S (véase el Cuadro 1), el comportamiento del tirante es similar hasta la deformación de endurecimiento. Pero la relación $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ aumenta de nuevo cuando $\epsilon_{sr} \geq \epsilon_{sh}$. El gradiente de este aumento y el valor máximo de $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ están influidos principalmente por la relación entre la resistencia a tracción y el límite elástico f_t/f_y del acero (valor grande de $f_t/f_y \rightarrow$ aumento pronunciado y grandes valores de $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$) y por la cuantía de armadura (σ grande \rightarrow valores grandes de $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$). Cuando el recubrimiento de hormigón relativo c/d_s es pequeño y/o se emplean barras con un área relativa de resalto f_R grande, que conducen a una pronunciada fisuración longitudinal (disminución de la tensión de adherencia debido al hendimiento), se puede observar un rápido aumento de la relación $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ y grandes valores de ésta.

Las simulaciones numéricas en el estado límite de servicio (SLS) y en el estado límite último (ULS) deberán tener en cuenta la influencia de estos parámetros (propiedades del acero, tipo de fallo de adherencia...) en la contribución del hormigón entre las fisuras. Por todo ello, se amplió y utilizó un modelo de adherencia existente (por medio de un diagrama modificado de tensión – deformación del acero) en las simulaciones con el código de elementos finitos NELIN.

4. MODELO DE ADHERENCIA Y MODELO DE SIMULACIÓN

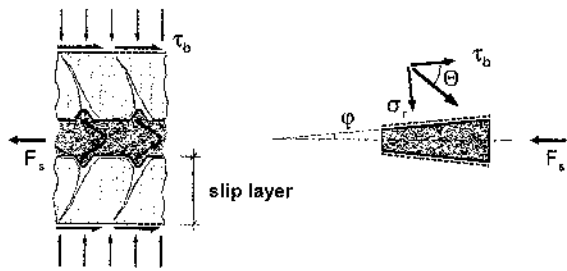
En el siguiente apartado se proporciona una breve descripción del modelo de confinamiento y del modelo de adherencia realizados por *Den Uijl y Bigaj (1996)* que se usa en el programa BATS. Se presentará la información teórica del modelo existente y las nuevas consideraciones sobre la influencia del área relativa de resalto f_R en el modelo. En el estudio de *Mayer (2002)* se aporta una descripción detallada del modelo mejorado.

4.1. MODELO DE CONFINAMIENTO DEL HORMIGÓN SEGÚN DEN UIJL Y BIGAJ (1996)

Para caracterizar la resistencia del recubrimiento de hormigón al hendimiento debido a la adherencia, se usa un modelo de cilindro de paredes gruesas. En este modelo, los componentes radiales de la acción adherente están en equilibrio con las tensiones de tracción circunferenciales de la pared del cilindro. En el modelo de *Den Uijl y Bigaj (1996)*, que considera no solamente las tensiones en el hormigón, sino también las deformaciones de éste, la respuesta del cilindro de paredes gruesas está basada en mecánicas de fracturas no lineales. Está dividida en tres estados: sin fisuración, parcialmente fisurado y completamente fisurado.

4.2. MODELO DE ADHERENCIA

La formulación del modelo de adherencia de acuerdo con *Den Uijl y Bigaj (1996)* se puede dividir también en tres pasos (véase la Figura 13): a) se supone una capa límite sobre la que se disipan los desplazamientos y las fuerzas que actúan en la interfaz b) La armadura corrugada se idealiza como una barra cónica (ángulo de cono φ) c) Se supone que la transmisión de la adherencia se basa en la fricción en seco y por tanto las tensiones de adherencia y las tensiones de compresión radiales son directamente proporcionales. La tensión de adherencia se define a partir de la tensión de compresión radial. La relación entre el desplazamiento por deslizamiento y el radial, que representa el hendimiento o la acción acuñaante cuando la barra corrugada se mueve con respecto al hormigón circundante, se controla por medio del ángulo de cono φ .



bond stress:

$$\tau_b = \sigma_r \cdot \cot(\Theta)$$

with $\cot(\Theta) = 1$; $\Theta = 45^\circ$

slip (relative displacement):

$$\delta = \frac{\epsilon_{r,rs} \cdot l_s}{\tan(\varphi)}$$

with $\varphi [^\circ] = 0,1 f_c [N/mm^2]$

Bond model formulation, according to Den Uijl/Bigaj (1996)

Fig. 13

To take into account the influence of the related rib area in the bond model the ratio between bond stress and average concrete tensile strength, which characterises the transition from splitting to pull-out bond failure, is reduced with decreasing related rib area and the slip at bond strength is controlled by the cone angle φ . The proposed extensions were verified on the basis of experimental studies, i.e. bond stress-slip curves from *Martin/Noakowski (1981)*. In general a satisfying agreement between experimental and numerical results was found.

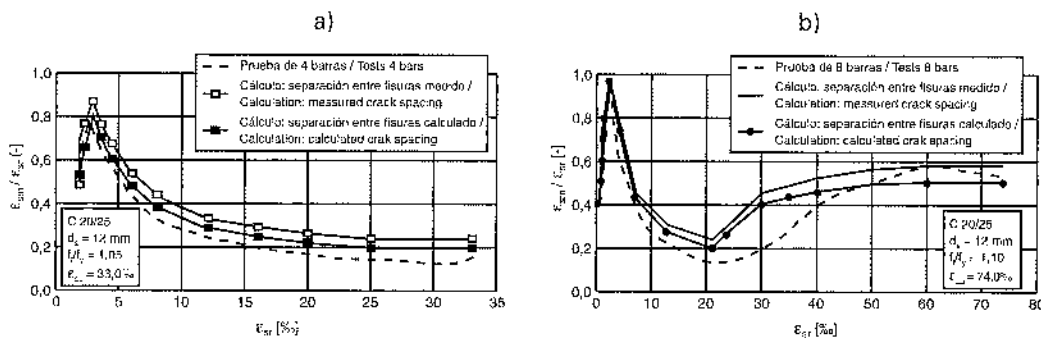
4.3. CALCULATION PROCEDURE IN NELIN

In the framework of nonlinear calculations of RC structural elements the longitudinal strain of the reinforcement is mostly determined on the basis of the stress-strain behaviour of a RC tie element, which represents the flexural tensile zone. In the case on hand the $(\sigma-\epsilon_{sm})$ stress versus average strain relationship calculated with the program *BATS* (analysis of a "crackelement" based on an iterative solution of the differential equation of bond) is implemented as a polygonal material law of the reinforcing steel in the finite element code *NELIN*.

5. COMPARISON BETWEEN EXPERIMENTAL AND NUMERICAL RESULTS

5.1. RC TENSION MEMBERS

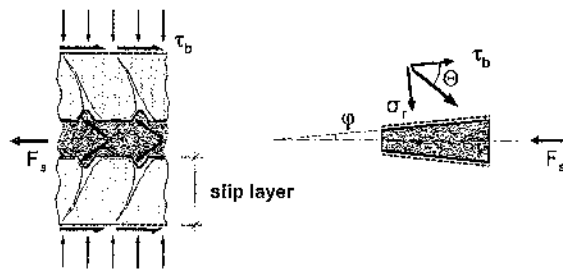
In Fig. 14 the results of tests *Eligehausen/Lettow/Mayer (2002)* and calculations *Mayer (2002)* on RC tension members with a geometric reinforcement percentage $\rho = 0.5\%$ (4 bars, $d_s = 12$ mm; low ductile steel) and $\rho = 1.0\%$ (8 bars, $d_s = 12$ mm; high ductile steel) are compared. Plotted are the ratios $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ as function of ϵ_{sr} . It can be seen that computed and measured values agree rather well over the entire steel strain range. The difference amounts to approximately 10% to 15%.



Relación $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ en función de ϵ_{sr} ; tirante de hormigón armado con a) acero de baja ductilidad (4 barras, $d_s = 12$ mm, $f_t/f_y = 1,05$, $\epsilon_{SU} = 33,0/_{00}$) y b) acero de alta ductilidad (8 barras, $d_s = 12$ mm, $f_t/f_y = 1,10$, $\epsilon_{SU} = 74,0/_{00}$); hormigón C 20/25

Ratio $\epsilon_{sm}/\epsilon_{sr}$ as a function of ϵ_{sr} ; concrete tension member reinforced with a) low ductile steel (4 bars, $d_s = 12$ mm, $f_t/f_y = 1,05$, $\epsilon_{SU} = 33,0\%$) and b) high ductile steel (8 bars, $d_s = 12$ mm, $f_t/f_y = 1,10$, $\epsilon_{SU} = 74,0\%$); concrete C 20/25

Fig. 14



tensión de adherencia:

$$\tau_b = \sigma_r \cdot \cot(\Theta)$$

en donde $\cot(\Theta) = 1$; $\Theta = 45^\circ$

deslizamiento (desplazamiento relativo):

$$\delta = \frac{\varepsilon_{r,rs} \cdot r_s}{\tan(\varphi)}$$

en donde $\varphi [^\circ] = 0,1 f_c [N/mm^2]$

Formulación del modelo de adherencia, de acuerdo con Den Uijl y Bigaj (1996)

Fig. 13

Para tener en cuenta la influencia del área relativa de resalto en el modelo de adherencia, la relación entre la tensión de adherencia y la resistencia media a tracción del hormigón, que caracteriza la transición desde el fallo por hendimiento al fallo por rotura de la adherencia, se reduce disminuyendo el área relativa de resalto mientras que el deslizamiento debido a la tensión de adherencia se controla por el ángulo de cono φ . Las ampliaciones propuestas se verificaron en función de los estudios experimentales, es decir, las curvas tensión de adherencia – deslizamiento de *Martín y Noakowski (1981)*. En general, los resultados experimentales y los numéricos fueron coherentes entre sí.

4.3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO EN EL *NELIN*

En el marco de los cálculos no lineales de los elementos estructurales de hormigón armado, la deformación longitudinal de la armadura se determina principalmente en función del diagrama tensión– deformación de un tirante de hormigón armado que represente la zona de tracción de una pieza flectada. En este caso la relación tensión - deformación media calculada con el programa *BATS* (análisis de un “elemento fisura” basado en la resolución iterativa de la ecuación diferencial de adherencia) se implementa como una ley poligonal del material de la armadura en el código de elementos finitos *NELIN*.

5. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LOS NUMÉRICOS

5.1. TIRANTES DE HORMIGÓN ARMADO

En la Figura 14 se comparan los resultados de los ensayos de *Eligehausen, Lettow y Mayer (2002)* y los cálculos de *Mayer (2002)* sobre los tirantes de hormigón armado con una cuantía geométrica de armadura $\rho = 0,5\%$ (4 barras, $d_s = 12$ mm; acero poco dúctil) y $\rho = 1\%$ (8 barras, $d_s = 12$ mm; acero muy dúctil). Se muestran las relaciones $\varepsilon_{sm}/\varepsilon_{sr}$ en función de ε_{sr} . Se puede ver que los valores calculados y medidos coinciden bastante bien en todo el alcance de la deformación del acero. La diferencia es aproximadamente de un 10 a un 15%.

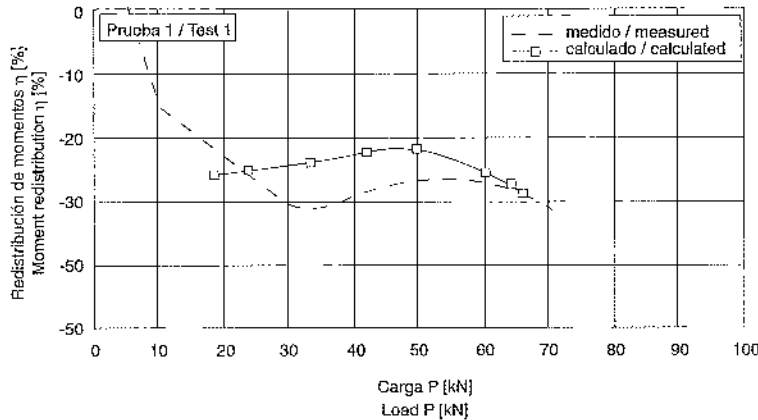
5.2. VIGAS Y LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

El siguiente ejemplo muestra la comparación entre los resultados obtenidos en los ensayos realizados en vigas de dos vanos por *Wohlfahrt y Rehm (1985)* y los obtenidos en los cálculos realizados por *Mayer (2002)*. En los ensayos se investigó el comportamiento estructural de las vigas en el estado límite de servicio (SLS) y en el estado límite último (ULS), que se calcularon para una redistribución de momentos del 50%. En la Figura 15 se compara la redistribución de momentos medida con la redistribución de momentos calculada. La diferencia entre la simulación y la prueba para la carga máxima alcanza aproximadamente el 9%.

De acuerdo con todas las comparaciones entre los resultados obtenidos en los ensayos (tirantes de hormigón armado, vigas y losas) y en las simulaciones mostradas en el estudio de *Mayer (2002)*, se ha llegado a la conclusión de que el código de elementos finitos *NELIN* usando un diagrama tensión – deformaciones del acero modificado para tener en cuenta la contribución del hormigón entre fisuras resulta una herramienta práctica para investigar diversas influencias del comportamiento estructural del hormigón armado en el estado límite de servicio (SLS) y especialmente en el estado límite último (ULS).

5.2. REINFORCED CONCRETE BEAMS AND SLABS

The following example shows the comparison between test results on two-span-beams from *Wohlfahrt/Rehm (1985)* and calculations *Mayer (2002)*. In the tests the structural behaviour of beams in SLS and ULS, which were designed for a moment redistribution of 50%, was investigated. In Fig. 15 the measured moment redistribution is compared with the calculated moment redistribution. The difference between simulation and test at maximum load amounts approximately 9%.



Comparación entre la redistribución de momentos medida y calculada; resultados de los ensayos de Wohlfahrt y Rehm (1985)

Comparison between measured and calculated moment redistribution; test results from Wohlfahrt/Rehm (1985)

Fig. 15

According to all comparisons between tests (RC tension members, beams and slabs) and simulations shown in *Mayer (2002)* it can be concluded, that the finite element code NELIN using a modified steel stress-strain-diagram to take into account the contribution of concrete between cracks is a practical tool to investigate several influences on the structural behaviour of RC elements in SLS and especially in ULS.

6. INFLUENCE OF THE RELATED RIB AREA ON THE STRUCTURAL BEHAVIOUR OF RC MEMBERS – PARAMETRIC STUDIES

In the following some results of the parametric studies on the influence of the related rib area f_R on the structural behaviour of bar anchorages and of RC slabs spanning in one direction in SLS and ULS are presented. A detailed presentation of the results is given in *Mayer (2002)*.

6.1. ANCHORAGES

The shown results are valid for straight anchorages of reinforcing bars under yield load ($\sigma_s = 500 \text{ N/mm}^2$) and bond failure due to pullout and splitting, respectively. The influence of anchor-elements (bended bars, hooks, welded transverse bars) was not investigated. The bond stress slip relationships are varied as a function of the related rib area f_R and of the amount of transverse reinforcement in case of splitting bond failure.

In Fig. 16 the ratio of the anchorage lengths $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0.045)$ in case of pullout bond failure is plotted as a function of the related rib area for 8 mm-bars ($f_{R,min} = 0.045$ according to *prEN 10080-1 (1998)*), concrete C30/37, good (vertically and horizontally casted) and normal bond condition (horizontally casted).

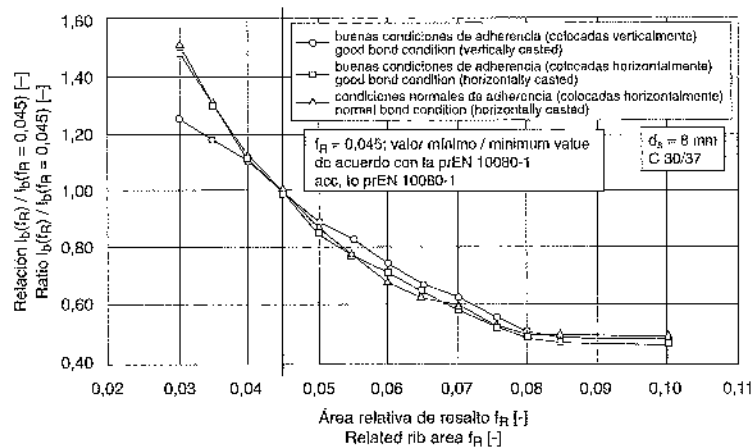
6. INFLUENCIA DEL ÁREA RELATIVA DE RESALTO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN ARMADO – ESTUDIOS PARAMÉTRICOS

A continuación se presentan algunos resultados de los estudios paramétricos sobre la influencia del área relativa de resalto f_R en el comportamiento estructural de los anclajes de las barras y de losas de hormigón armado unidireccionales en el estado límite de servicio (SLS) y en el estado límite último (ULS). En Mayer (2002) se presentan de forma detallada los resultados obtenidos.

6.1. ANCLAJES

Los resultados que se muestran son válidos para los anclajes en prolongación recta de las armaduras para la tensión del límite elástico ($\sigma = 500 \text{ N/mm}^2$) y fallos por rotura de la adherencia debida al arranque y al hendimiento respectivamente. No se investigó la influencia de los elementos de anclaje (barras dobladas, ganchos, barras transversales soldadas). Las relaciones entre la tensión de adherencia y los deslizamientos varían en función del área relativa de resalto f_R y la cuantía de armadura transversal en el caso de fallo de rotura de la adherencia por hendimiento.

En la Figura 16 se muestra la relación de las longitudes de anclaje $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0,045)$ en caso de rotura de la adherencia por arrancamiento en función del área relativa de resalto para barras de 8 mm ($f_{R, \min} = 0,045$ de acuerdo con la prEN 10080 - 1, 1998), hormigón C 30/37, en buenas (vertical y horizontalmente colocadas) y normales condiciones de adherencia (colocadas horizontalmente).



Relación entre las longitudes de anclaje $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0,045)$ en función del área relativa de resalto f_R para barras de $d_s = 8 \text{ mm}$, hormigón C 30/37, en buenas (vertical y horizontalmente colocadas) y normales condiciones de adherencia (colocadas horizontalmente)

Related anchorage length $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0,045)$ as a function of the related rib area f_R for bars $d_s = 8 \text{ mm}$, concrete C30/37, good (vertically and horizontally casted) and normal bond condition (horizontally casted)

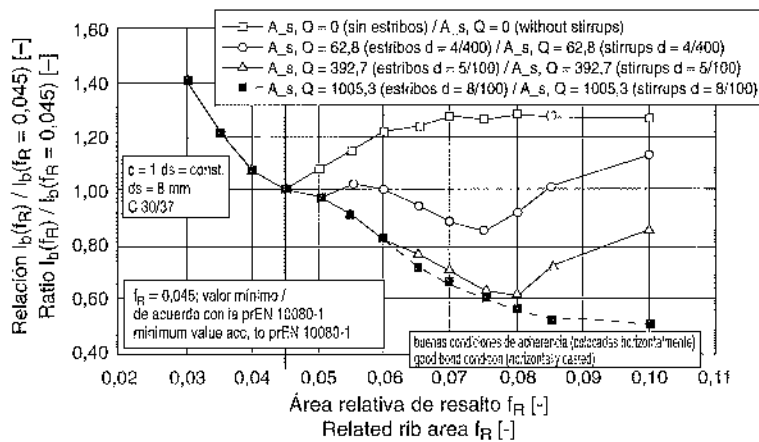
Fig. 16

En la Figura 16 se observa que para las barras colocadas horizontalmente, una reducción del área relativa de resalto desde el valor mínimo $f_R = 0,045$, de acuerdo con la prEN 10080 - 1 (1998), hasta $f_R = 0,03$ conduce a una longitud de anclaje que es 1,5 veces mayor. Para las barras colocadas verticalmente, la longitud de anclaje $l_b(f_R = 0,03)$ aumenta en aproximadamente un 25%. Si se aumenta el área relativa de resalto con respecto al valor mínimo, la disminución de la longitud de anclaje resulta casi independiente de la condición de adherencia. Se alcanza una reducción de aproximadamente un 30% con $f_R = 0,06$ y casi el 50% con $f_R = 0,08$.

En la Figura 17 la relación $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0,045)$ se muestra en función del área relativa de resalto en el caso de un recubrimiento de hormigón constante $c = 1 d_s$ para diferentes cuantías de armadura transversal ($A_{s, Q}$). Cuando no hay armadura transversal, se produce rotura de la adherencia por arrancamiento para $f_R \leq 0,045$ y por hendimiento para $f_R > 0,045$. Se puede observar que la relación $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0,045)$ permanece constante con un incremento de la cuantía de armadura transversal y $f_R < 0,045$. Sin estribos y con $f_R > 0,045$, la relación $l_b(f_R)/l_b(f_R =$

From Fig. 16 it is visible, that for horizontally casted bars a reduction of the related rib area from the minimum value $f_R = 0.045$ according to *prEN 10080-1 (1998)* down to $f_R = 0.03$ leads to an anchorage length, which is 1.5 times larger. For vertically casted bars the anchorage length $l_b(f_R = 0.03)$ is increased by approximately 25%. If the related rib area is increased with respect to the minimum value the decrease of the anchorage length is almost independent of the bond condition. A reduction of about 30% with $f_R = 0.06$ and almost 50% with $f_R = 0.08$ is recognised.

In Fig. 17 the ratio $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0.045)$ is shown as a function of the related rib area in case of a constant concrete cover $c = 1 d_s$ for different amounts of transverse reinforcement (A_s, Q). When no transverse reinforcement is present, pull-out bond failure takes place for $f_R \leq 0.045$ and splitting bond failure for $f_R > 0.045$. It can be seen that the ratio $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0.045)$ keeps constant with an increasing amount of transverse reinforcement and $f_R < 0.045$. Without stirrups and $f_R > 0.045$ the ratio $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0.045)$ increases with increasing f_R up to 1.25 ($f_R = 0.065$). A further increased f_R -value has no influence. The influence of the transverse reinforcement is more pronounced with larger values of f_R , which results from the increased splitting action with a larger related rib area and therefore from a stronger mobilisation of the transverse reinforcement.



Relación entre las longitudes de anclaje $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0,045)$ en función del área relativa de resalto f_R para diferentes cuantías de armadura transversal (rotura de la adherencia por hendimiento); barras $d_s = 8$ mm, hormigón C 30/37, buenas condiciones de adherencia (colocadas horizontalmente)
Related anchorage length $l_b(f_R)/l_b(f_R = 0,045)$ as a function of the related rib area f_R for different amounts of transverse reinforcement (splitting bond failure); bars $d_s = 8$ mm, concrete C30/37, good bond condition (horizontally casted)

Fig. 17

6.2. CRACK WIDTH AND PLASTIC HINGE ROTATION IN RC SLABS

The calculated influence of the related rib area on the crack width of one-span RC slabs in SLS (short and long term loading) as well as on the plastic hinge rotation (ULS) is shown below. Thereby the bond stress slip relationships are modified depending on the related rib area and the influence of the τ -s-curves on the average crack spacing is considered (variable crack spacing).

6.2.1. SERVICEABILITY LIMIT STATE

In Fig. 18 the related crack width under service loads (short and long term loading) $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min})$ is plotted as a function of the related rib area for different mechanical reinforcement ratios ($\omega = 0.057, 0.113$ and 0.227). The crack widths both under short term and under sustained loading are significantly reduced with increasing related rib area. Related values $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min}) < 0.7$ result from related rib areas $f_R \geq 0.075$. On the other hand values of $f_R \leq 0.04$ lead to ratios $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min}) > 1.3$. This is recognised nearly independent of the mechanical reinforcement ratio.

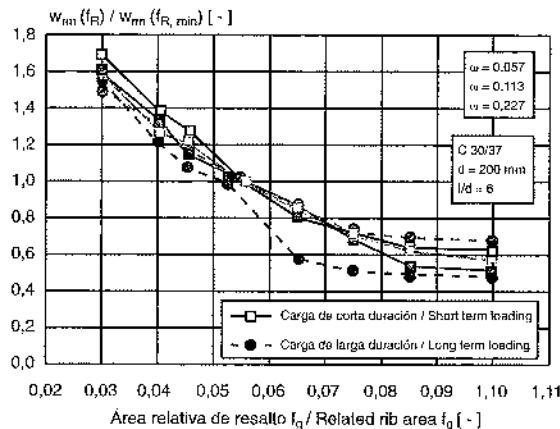
0,045) aumenta con el incremento de f_R hasta 1,25 ($f_R = 0,065$). Mayores incrementos de f_R no tienen ninguna influencia. La influencia de la armadura transversal es más pronunciada con valores mayores de f_R , como resultado de un aumento del hendimiento cuando aumenta el área relativa de resalto y de movilizar en mayor medida la armadura transversal.

6.2. ANCHO DE LAS FISURAS Y ROTACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN LAS LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

A continuación se muestra la influencia calculada del área relativa de resalto en el ancho de las fisuras en losas de hormigón armado de un solo vano en SLS (cargas de corta y larga duración), así como en la rotación de las rótulas plásticas (ULS). De este modo, la relación entre la tensión de adherencia y los deslizamientos se modifican dependiendo del área relativa de resalto, considerándose la influencia de las curvas $\tau - s$ en la separación media entre fisuras (separación variable de las fisuras).

6.2.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En la Figura 18 se muestra el ancho de las fisuras bajo las cargas de servicio (cargas de corta y larga duración) en función del área relativa de resalto $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min})$ para diferentes valores de la cuantía mecánica de armadura ($\omega = 0,057, 0,113$ y $0,227$). El ancho de las fisuras bajo la actuación tanto de cargas de corta duración como de cargas sostenidas se reducen de forma significativa con el aumento del área relativa de resalto. Los valores correspondientes $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min}) < 0,7$ son el resultado de las zonas con corruga $f_R \geq 0,075$. Por otra parte, los valores $f_R \leq 0,04$ conducen a relaciones $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min}) > 1,3$. Esto se da casi independientemente de la cuantía mecánica de armadura.



Ancho de las fisuras $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min})$ en función del área relativa de resalto bajo cargas de baja y alta duración para diferentes valores ω de la cuantía mecánica de armadura

Related crack width $w_{rm}(f_R)/w_{rm}(f_{R,min})$ as a function of the related rib area under short and long term loading for different mechanical reinforcement ratios ω

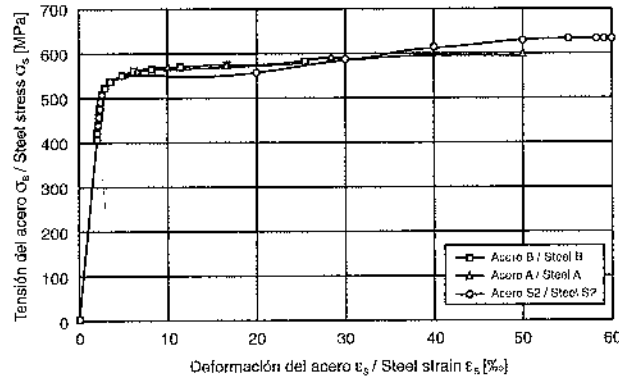
Fig. 18

6.6.2. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

La influencia del área relativa de resalto en la capacidad de rotación de las rótulas plásticas se analizó para tres formas diferentes del diagrama tensión - deformación del acero (véase la Figura 19 y la CEB - FIP MC 90, 1993).

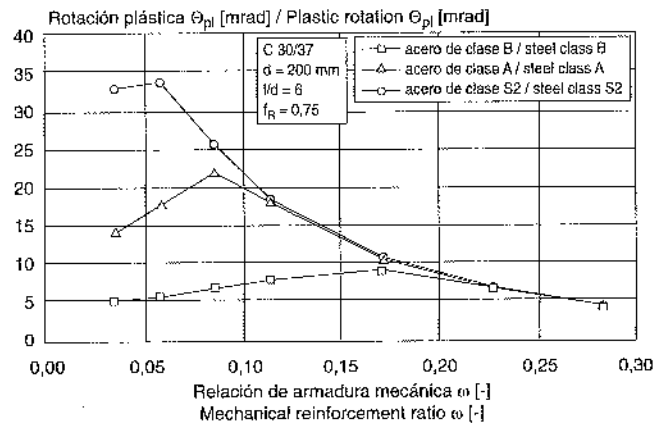
6.6.2. ULTIMATE LIMIT STATE

The influence of the related rib area on the rotation capacity of plastic hinges was investigated for three different shapes of steel stress-strain diagrams (see Fig. 19 and *CEB-FIP MC 90 (1993)*).



Diagramas tensión - deformación del acero empleados en los cálculos
Steel stress strain relationships used in calculations
Fig. 19

Fig. 20 shows the plastic rotation as a function of the mechanical reinforcement ratio ω for the different σ - ϵ -curves (Fig. 19) and a constant related rib area $f_R = 0.075$.



Rotación plástica en función de la relación de armadura mecánica ω para diferentes relaciones de tensión y deformaciones del acero y una $f_R = 0,075$ constante
Plastic rotation as a function of the mechanical reinforcement ratio ω for different steel stress strain relationships and a constant $f_R = 0,075$
Fig. 20

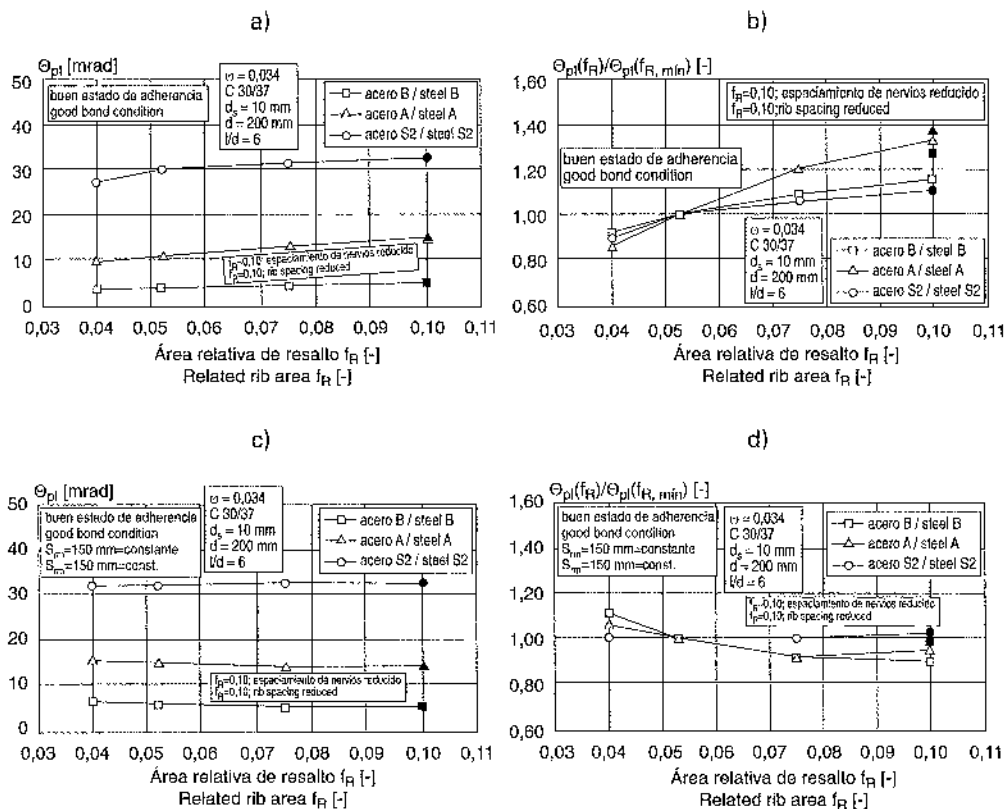
The curves have the typical roof shape with the maximum value at the transition from steel to compression zone (concrete) failure, where both materials reach their ultimate strain. The simulation results confirm that with a higher strain hardening ratio f_t/f_y and increased ultimate strain ϵ_{su} of steel (more ductile steel) the deformation capacity of plastic hinges significantly increases, in particular in the range where steel failure is governing.

For a variable crack spacing the absolute and relative plastic rotations are plotted as a function of the related rib area in Fig. 21a and b for a mechanical reinforcement ratio $\omega = 0.034$ which leads to steel failure. When welded wire mesh is used the crack spacing is significantly determined by the distance of the welded transverse bars. Therefore the calculations on slabs were also performed assuming a constant crack spacing of $s_{rm} = 150$ mm (Fig. 21c and d).

La Figura 20 muestra la rotación plástica en función de la cuantía mecánica de armadura ω para las diferentes curvas $\sigma - \epsilon$ (Figura 19) y un área relativa de resalto constante $f_R = 0,075$.

Las curvas tienen la típica forma de tejado con el valor máximo en la transición desde el fallo del acero al fallo de la zona de compresión (fallo del hormigón), en donde ambos materiales alcanzan su máxima deformación. Los resultados de la simulación confirman que con una relación f_t/f_y más alta y con un aumento de la deformación última del acero ϵ_{su} (acero más dúctil), la capacidad de deformación de las rótulas plásticas aumenta de forma significativa, en particular en el rango donde se impone el fallo del acero.

Para una separación entre fisuras variable, las rotaciones plásticas absolutas y relativas se muestran en la Figura 21 a y b en función del área relativa de resalto para una cuantía mecánica de armadura $\omega = 0,034$ que conduce a fallos del acero. Cuando se usa una malla electrosoldada, la separación entre fisuras se determina principalmente por la distancia entre las barras transversales soldadas. Por lo tanto, los cálculos sobre las losas también se llevaron a cabo asumiendo una separación entre las fisuras constante de $s_{rm} = 150$ mm (Figura 21 c y d).



Rotaciones plásticas absolutas y relativas en función del área relativa de resalto: a) - b) separación entre fisuras variable; c) - d) separación entre fisuras constante de $s_{rm} = 150$ mm; cuantía mecánica de armadura $\omega = 0,034$; buen estado de adherencia

Absolute and relative plastic rotations as a function of the related rib area: a) - b) variable crack spacing; c) - d) constant crack spacing of $s_{rm} = 150$ mm; mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,034$; good bond condition

Fig. 21

Si la separación entre las fisuras no está influida por la armadura transversal, la rotación plástica aumenta cuando se aumenta el área relativa de resalto casi independientemente de la clase de ductilidad del acero (Figura 21 a y b). Esto se puede explicar por la reducción de la separación media de las fisuras con un aumento del área relativa de resalto, lo cual, a pesar de aumentar la resistencia a la adherencia, produce una reducción de la aportación del hormigón entre las fisuras.

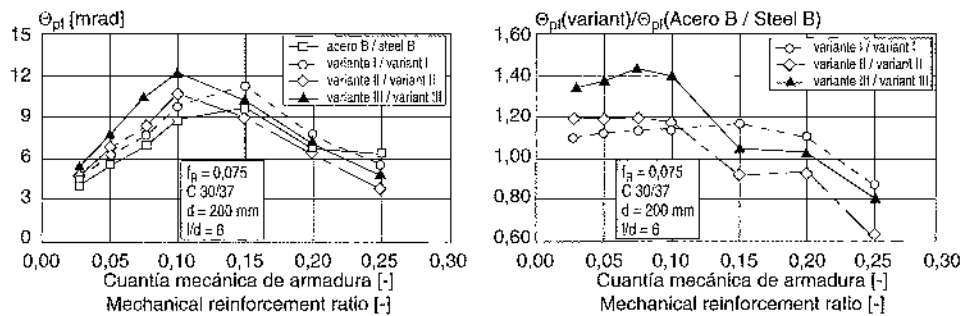
Además, la rotación plástica depende sustancialmente de la forma de la rama descendente de la curva de tensión de adherencia - deslizamientos, la cual está influida por la altura y la separación de los resaltos. Esto se aplica especialmente al acero de baja ductilidad (véase *Eligehausen y Mayer, 2000*). Se observa que una reducción del

If the crack spacing is not influenced by transverse reinforcement, the plastic rotation increases with an enlarged related rib area almost independent of the steel ductility class (Fig. 21a and b). This can be explained by the reduction of the average crack spacing with increasing related rib area, which in spite of the increased bond strength leads to a reduction of the contribution of concrete between cracks.

Furthermore the plastic rotation substantially depends on the shape of the descending branch of the bond stress-slip curve, which is influenced by the rib height and and rib spacing. This holds especially for low ductile steel (see *Eligehausen/Mayer (2000)*). It is observed, that a reduction of the rib spacing at a constant related rib area ($f_R = 0,10$), this means a steeper descending branch of the bond stress slip relationships, leads to an increase in plastic rotation of about 10% (i.e. large symbols in Fig. 21b). On the other hand an enlargement of the rib spacing at a constant related rib area, i.e. a more shallow descending branch of the τ -s-curves, results according to the investigations of *Eligehausen/Mayer (2000)* in reduced plastic rotations.

As expected the plastic rotation decreases with increasing related rib area when a constant crack spacing is assumed (Fig. 21c and d). This is ascribed to the increase of the contribution of concrete, which results from the higher bond strength with increasing related rib area.

The results of the calculations from *Eligehausen/Mayer (2000)* for low ductile steel bars (steel B according to *CEB-FIP MC 90 (1993)*) with a small change in the shape of the steel stress-strain curve (**Variante I**: increase of f_t/f_y from 1.05 to 1.06 and $\epsilon_{su} = 25\%$; **Variante II**: $f_t/f_y = 1.05$ and increase of ϵ_{su} from 25% to 30%; **Variante III**: increase of f_t/f_y from 1.05 to 1.06 and increase of ϵ_{su} from 25% to 30%) are shown in Fig. 22.



Rotaciones plásticas absolutas y relativas en función de la cuantía mecánica de armadura ω para acero B (diferentes variantes) y un $f_R = 0,075$ constante
Absolute and relative plastic rotations as a function of the mechanical reinforcement ratio ϵ_s for steel B (different variants) and a constant $f_R = 0,075$
Fig. 22

Up to 40% larger plastic rotations were observed when the strain hardening ratio f_t/f_y and the ultimate strain ϵ_{su} (**Variante III**) is increased.

7. CONCLUSIONS

7.1. SERVICEABILITY LIMIT STATE

In the serviceability limit state only small slip values between reinforcement and concrete occur, therefore the crack width and the deflection is governed mainly by the ascending branch of the bond stress-slip curve. According to results of tests described in the literature, the initial bond stiffness of the bond stress-slip relationship depends significantly on the related rib area f_R . For a constant value of f_R the height and spacing of ribs, the inclination of ribs towards the bar axis and the rib face angle ($\alpha \geq 45^\circ$) have little influence on the bond behaviour if the ratio between clear rib spacing and rib height $c/h \approx 8$. Therefore to reach a stiff bond behaviour to ensure small crack widths a high related rib area is needed.

An increase of the related rib area compared to the minimum values given in *prEN 10080-1 (1998)* will lead to significantly smaller crack widths. However, in general this is not needed in practice. On the other hand a reduction

espaciamiento de las corrugas con una área relativa de resalto constante ($f_R = 0,10$), lo que implica una rama descendente más pronunciada de la relación entre la tensión de adherencia y los deslizamientos, produce un aumento de la rotación plástica de aproximadamente un 10% (es decir, símbolos grandes en la Figura 21 b). Por otra parte, un aumento de la separación entre corrugas para una área relativa de resalto constante, es decir, una rama descendente menos inclinada de las curvas $\tau - s$, da como resultado, de acuerdo con las investigaciones de *Eligehausen y Mayer (2000)*, unas rotaciones plásticas reducidas.

Como se esperaba, la rotación plástica disminuye con el aumento del área relativa de resalto cuando se supone una separación entre fisuras constante (Figura 21 c y d). Esto se atribuye al incremento de la contribución del hormigón que se produce por la mayor resistencia a la adherencia con el aumento del área relativa de resalto.

En la Figura 22 se muestran los resultados de los cálculos de *Eligehausen y Mayer (2000)* para las barras de acero de baja ductilidad (acero B de acuerdo con la *CEB – FIP MC 90, 1993*) con un pequeño cambio en la forma del diagrama tensión - deformación del acero (**Variante I:** aumento de f_t/f_y de 1,05 a 1,06 y la $\epsilon_{su} = 25\%$; **Variante II:** $f_t/f_y = 1,05$ y aumento de la ϵ_{su} del 25 al 30%; **Variante III:** aumento de f_t/f_y de 1,05 a 1,06 y aumento de la ϵ_{su} del 25 al 30 %).

Se observaron hasta un 40% de rotaciones plásticas mayores cuando aumenta la relación f_t/f_y y la deformación última ϵ_{su} (**Variante III**).

7. CONCLUSIONES

7.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En el estado límite de servicio sólo se producen pequeños deslizamientos entre la armadura y el hormigón, por lo que el ancho de las fisuras y los corrimientos se rigen principalmente por la rama ascendente de la curva tensión de adherencia - deslizamientos. De acuerdo con los resultados de los ensayos descritos en la documentación, la rigidez inicial a la adherencia de la relación la tensión de adherencia - deslizamientos depende de forma significativa del área relativa de resalto f_R . Para un valor constante de f_R , la altura y la separación de los resaltos, la inclinación de éstos hacia el eje de las barras y el ángulo de la cara frontal ($\alpha \geq 45^\circ$) tienen poca influencia en la adherencia si la relación entre la separación de las corrugas y la altura de éstos es $c/h \approx 8$. Por lo tanto, para alcanzar una buena adherencia con objeto de asegurar pequeños anchos de fisuras, se necesita un área relativa de resalto grande.

Un aumento del área relativa de resalto comparado con los valores mínimos dados en la *prEN 10080 – 1 (1998)* producirá anchos de fisuras significativamente más pequeños. No obstante, por lo general esto no se necesita en la práctica. Por otra parte, una reducción de f_R produce anchos de fisura mayores, lo cual en muchos casos puede resultar crítico, en particular para las barras con un diámetro grande y para las barras superiores. Se juzga que una reducción del área relativa de resalto en una malla electrosoldada es menos crítica debido a la influencia de las barras transversales soldadas en la formación de fisuras.

7.2. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

A partir de las investigaciones numéricas de *Mayer (2002)*, se puede ver que la influencia del área relativa de resalto en la capacidad de rotación de las rótulas plásticas en las vigas y losas de hormigón armado resulta importante solamente para las cuantías de armadura bajas, en las cuales se produce el fallo del acero. Si la separación entre fisuras no se ve influida por la armadura transversal y la variación de f_R se consigue cambiando la altura de las corrugas con una separación entre éstas constante, la rotación plástica aumenta en $\leq 25\%$ con un aumento del área relativa del resalto de $f_R = 0,03$ a $f_R = 0,10$. Los resultados de los cálculos de *Eligehausen y Mayer (2000)* muestran que para las barras de acero de baja ductilidad (acero B de acuerdo con la *CEB – FIP MC 90, 1993*) un pequeño cambio en la forma del diagrama tensión - deformación del acero (aumento de f_t/f_y de 1,05 a 1,06 y de la ϵ_{su} del 25 al 30 %) tiene una influencia considerablemente más importante en la capacidad de rotación plástica que la variación del área relativa de resalto.

Suponiendo una separación entre fisuras constante (por ejemplo, cuando se usa una malla electrosoldada la separación entre fisuras se determina principalmente por la distancia entre las barras transversales soldadas) un aumento del área relativa de resalto de $f_R = 0,03$ a $f_R = 0,10$ produce una disminución de la rotación plástica de aproximadamente un 15%, cuando f_R se varía cambiando la altura de los nervios con una separación constante entre éstos. Esto resulta casi independiente de la ductilidad del acero (acero B y A; véase también *Mayer, 2002*).

of f_R leads to larger crack widths, which in many cases may be critical particularly for bars with a large diameter and for top bars. A reduction of the related rib area of welded wire mesh is judged as less critical due to the influence of the welded transverse bars on the crack formation.

7.2. ULTIMATE LIMIT STATE

From the numerical investigations in *Mayer (2002)* one can see that the influence of the related rib area on the rotation capacity of plastic hinges in RC beams and slabs is prominent only for low reinforcement ratios, at which steel failure occurs. If the crack spacing is not influenced by transverse reinforcement and the variation of f_R is achieved by changing the rib height with a constant rib spacing the plastic rotation increases by $\leq 25\%$ with increasing the related rib area from $f_R = 0.03$ to $f_R = 0.10$. The results of the calculations from *Eligehausen/Mayer (2000)* show that for low ductile steel bars (steel B according to *CEB-FIP MC 90 (1993)*) a small change in the shape of the steel stress-strain curve (increase of f_t/f_y from 1.05 to 1.06 and ϵ_{su} from 25‰ to 30‰) has a significantly stronger influence on the plastic rotation capacity than the variation of the related rib area.

Assuming a constant crack spacing (e.g. when welded wire mesh is used the crack spacing is significantly determined by the distance of the welded transverse bars) an increase of the related rib area from $f_R = 0.03$ to $f_R = 0.10$ leads to a decrease of the plastic rotation by about 15%, when f_R is varied by changing the rib height with a constant rib spacing. This is almost independent of the steel ductility. (steel B and A; see also *Mayer (2002)*).

Due to the large slip values in the plastic hinges the plastic rotation is considerably influenced by the slope of the descending branch of the bond stress-slip relationships in the vicinity of the crack. If the slope is less steep the plastic rotation decreases. If it is more steep the plastic rotation increases (see *Eligehausen/Mayer, 2000*). Because the slope becomes more steep with decreasing rib spacing an increase of the plastic rotation capacity can be achieved by a reduction of the rib spacing at constant rib height. Independent of the steel ductility a reduced ratio between clear rib spacing and rib height in the middle of the rib (c_f/h_s) from presently $c_f/h_s \approx 7$ to 10 (see *prEN 10080-1, 1998*) to $c_f/h_s \approx 5$ to 8 is proposed.

7.3. ANCHORED BARS AND LAPPED SPLICES

In practice the failure of anchored bars and lapped splices with usual concrete cover is caused by splitting or spalling of the concrete cover. To keep the bond length needed to carry the yield force of the bar as short as possible, the splitting forces generated by the bar should be as small as possible.

The results described in the literature show that the splitting force at a constant tensile load is not significantly influenced by the related rib area, if the related rib area is varied between $f_R = 0.05$ and $f_R \approx 0.12$ and the rib spacing is large enough so that a wedge shaped failure of the concrete corbels between the ribs occurs.

If transverse reinforcement in case of splitting bond failure is employed, the influence of the related rib area on anchorage length and the bearing capacity of lapped splices is increased. The increase of the load-carrying capacity of splices increases with decreasing concrete cover and bar spacing and increasing amount of transverse reinforcement is (*Darwin et al. (1996)*).

Regarding the theoretical and experimental results dealing with the influence of the related rib area on the behaviour of anchorages and lapped splices, the values of f_R given in *prEN 10080-1 (1998)* are reasonable. However, in terms of a small splitting action it is favourable to reduce the clear rib spacing such that a shear failure along the length of the concrete corbels between the ribs occurs. An increase of the related rib area compared to the minimum values given in *prEN 10080-1 (1998)* will lead to a significant increase of the load-carrying capacity of anchorages and lapped splices only if a sufficient amount of transverse reinforcement is present.

Debido a los grandes valores del deslizamiento en las rótulas plásticas, la rotación plástica se ve considerablemente influida por la inclinación de la rama descendente del diagrama tensión de adherencia - deslizamiento en las proximidades de la fisura. Si la inclinación es menos pronunciada, la rotación plástica disminuye. Si es más pronunciada, la rotación aumenta (véase *Eligehausen y Mayer, 2000*). Debido a que la inclinación se hace más pronunciada con la disminución de la separación entre corrugas, se puede conseguir un aumento de la capacidad de rotación plástica por medio de una reducción de la separación entre corrugas para una altura constante de éstos. Independientemente de la ductilidad del acero, se propone una relación reducida entre la separación entre corrugas y la altura de éstos en el medio de la corruga (c_f/h_s) desde la actual $c_f/h_s \approx 7$ a 10 (véase la *prEN 10080 - 1, 1998*) a $c_f/h_s \approx 5$ a 8.

7.3. ANCLAJES Y EMPALMES POR SOLAPE

En la práctica, los fallos en los anclajes y en los empalmes por solape para los recubrimientos habituales de hormigón se producen por el hendimiento y el desconchado de dicho recubrimiento. Para mantener la longitud de adherencia que se necesita para desarrollar toda la capacidad de la barra lo más corta posible, las fuerzas generadas por la barra que producen hendimientos deberán ser lo más pequeñas posible.

Los resultados descritos en la documentación muestran que las fuerzas que producen hendimientos para un esfuerzo de tracción constante no están influenciadas de forma significativa por el área relativa de resalto si dicha zona varía entre $f_R \approx 0,05$ y $f_R \approx 0,12$ y la separación entre corrugas es lo suficientemente grande para que se produzca un fallo por acuñamiento de las ménsulas de hormigón entre los nervios.

Si se emplea una armadura transversal en el caso de la rotura de la adherencia por desconchamiento, la influencia del área relativa de resalto sobre la longitud del anclaje y la resistencia de los empalmes por solapo se verá aumentada. El aumento de la capacidad portante de los empalmes por solapo se ve incrementada con la disminución del recubrimiento del hormigón y la separación entre barras, aumentándose la cantidad de armadura transversal (*Darwin y otros, 1996*).

Con relación a los resultados teóricos y experimentales que tratan de la influencia del área relativa de resalto en el comportamiento de los anclajes y los empalmes por solapo, se encuentran razonables los valores de f_R que se dan en la *prEN 10080 - 1 (1998)*. No obstante, en el caso de una pequeña acción de hendimiento, resulta favorable reducir la separación entre corrugas ya que se produce un fallo por cortante a lo largo de la longitud de las ménsulas de hormigón entre los nervios. Un aumento del área relativa de resalto comparado con los valores máximos dados en la *prEN 10080 - 1 (1998)* producirá un incremento significativo de la capacidad portante de los anclajes y de los empalmes por solapo solamente si hay una cantidad suficiente de armadura transversal.

8. REFERENCES

- Alvarez, M.; Martí, P. (1996), Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen. IBK Bericht Nr. 222, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel.
- Bigaj, A. J. (1995): Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC. Stevin Report 25.5- 95-II, Delft University of Technology.
- Bigaj, A. J. (1999): Structural dependence of rotation capacity of plastic hinges in rc beams and slabs. PhD Thesis, Delft University of Technology.
- Bühler, A.; Eibl, J. (1991), Untersuchung des Einflusses verschiedener Stahlparameter auf die mögliche plastische Rotation bei Stahlbetonplatten. Versuchsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe.
- CEB Bulletin d'Information No. 213/214 (1993), CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford Ltd., Comité Euro-International du Béton.
- Darwin, D.; Tholen, M. L.; Idun, E. K.; Zuo, J. (1996), Splice strength of high relative rib area reinforcing bars. In: ACI Structural Journal, V. 93, No. 1, pp. 95 -107.
- Den Uijl, J. A.; Bigaj, A. J. (1996), A bond model for ribbed bars based on concrete confinement. HERON, Volume 41, No. 3 , pp 201 – 226.
- Eligehausen, R. (1979), Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 301, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Eligehausen, R.; Mayer U. (2000), Untersuchungen zum Einfluß der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand, Schriftenreihe des DAfStb; Heft 503, Beuth Verlag, Berlin.
- Eligehausen, R.; Lettow, S.; Mayer, U. (2002), Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung in Stahlbetontragwerken, DFG Forschungsbericht in Bearbeitung.
- Hester, C.; Salamizavaregh, S.; Darwin, D.; McCabe, S. (1993), Bond of epoxy-coated reinforcement: splices. In: ACI Structural Journal, V. 90, No. 1, pp. 89 -102.
- Martin, H.; Noakowski, P. (1981), Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Schriftenreihe des DAfStb Heft 319, Beuth Verlag, Berlin.
- Mayer, U. (2002), Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, IWB-Mitteilungen 2002/1.
- Ožbolt, J. (1982), Numerika analiza armirano betonskih konstrukcija s materijalnim i geometrijskom nelinearnosti, plastifikacijom, puzanjem i skupljanjem betona. Dissertation, Universität Zagreb.
- prEN 10080-1 (1998), Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - Part 1 General requirements, (draft February 1998).
- Rehm, G. (1961), Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Schriftenreihe des DAfStb Heft 138, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Shima, H.; Chou, L.-L.; Okamura, H. (1987), Micro and macro models for bond in reinforced concrete. Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Vol. XXXIX, No. 2.
- Tholen, M. L.; Darwin, D. (1998), Effect of reinforcing bar deformation pattern on flexural ductility. ACI Structural Journal, V. 95, No. 1, pp. 37 – 42.
- Wohlfahrt, R.; Rehm, G. (1985), Versuchsbericht über weggesteuerte Belastungsversuche an Zweifeldträgern im Rahmen des EGKS-Forschungsvorhabens. Anwendungstechnische Untersuchungen an Betonstahl Nr. 7210-KD/106. Teil 1: Ermittlung des Einflusses der Gleichmaßdehnung von Betonstählen auf das Verhalten von Stahlbetonkonstruktionen. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.

8. REFERENCIAS

- Álvarez, M.; Martí, P. (1996), Ensayos acerca del comportamiento de las barras de armadura compuestas durante la deformación plástica. Informe IBK No. 222, Instituto de Estática y Construcción, ETH Zurich, Birkhäuser Verlag, Basilea.
- Bigaj, A. J. (1995): Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC. Stevin Report 25.5- 95-II, Delft University of Technology.
- Bigaj, A. J. (1999): Structural dependence of rotation capacity of plastic hinges in rc beams and slabs. PhD Thesis, Delft University of Technology.
- Bühler, A.; Eibl, J. (1991), Untersuchung des Einflusses verschiedener Stahlparameter auf die mögliche plastische Rotation bei Stahlbetonplatten. Versuchsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe.
- CEB Bulletin d'Information No. 213/214 (1993), CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford Ltd., Comité Euro-International du Béton.
- Darwin, D.; Tholen, M. L.; Idun, E. K.; Zuo, J. (1996), Splice strength of high relative rib area reinforcing bars. In: ACI Structural Journal, V. 93, No. 1, pp. 95 -107.
- Den Uijl, J. A.; Bigaj, A. J. (1996), A bond model for ribbed bars based on concrete confinement. HERON, Volume 41, No. 3 , pp 201 – 226.
- Eligehausen, R. (1979), Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 301, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Eligehausen, R.; Mayer U. (2000), Untersuchungen zum Einfluß der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand, Schriftenreihe des DAfStb; Heft 503, Beuth Verlag, Berlin.
- Eligehausen, R.; Lettow, S.; Mayer, U. (2002), Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung in Stahlbetontragwerken, DFG Forschungsbericht in Bearbeitung.
- Hester, C.; Salamizavaregh, S.; Darwin, D.; McCabe, S. (1993), Bond of epoxy-coated reinforcement: splices. In: ACI Structural Journal, V. 90, No. 1, pp. 89 -102.
- Martin, H.; Noakowski, P. (1981), Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Schriftenreihe des DAfStb Heft 319, Beuth Verlag, Berlin.
- Mayer, U. (2002), Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, IWB-Mitteilungen 2002/1.
- Ožbolt, J. (1982), Numerika analiza armirano betonskih konstrukcija s materijalnim i geometrijskom nelinearnosti, plastifikacijom, puzanjem i skupljanjem betona. Dissertation, Universität Zagreb.
- prEN 10080-1 (1998), Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - Part 1 General requirements, (draft February 1998).
- Rehm, G. (1961), Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Schriftenreihe des DAfStb Heft 138, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Shima, H.; Chou, L.-L.; Okamura, H. (1987), Micro and macro models for bond in reinforced concrete. Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Vol. XXXIX, No. 2.
- Tholen, M. L.; Darwin, D. (1998), Effect of reinforcing bar deformation pattern on flexural ductility. ACI Structural Journal, V. 95, No. 1, pp. 37 – 42.
- Wohlfahrt, R.; Rehm, G. (1985), Versuchsbericht über weggesteuerte Belastungsversuche an Zweifeldträgern im Rahmen des EGKS-Forschungsvorhabens. Anwendungstechnische Untersuchungen an Betonstahl Nr. 7210-KD/106. Teil 1: Ermittlung des Einflusses der Gleichmaßdehnung von Betonstählen auf das Verhalten von Stahlbetonkonstruktionen. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

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

Ingenieros Aeronáutico

Peraita Colsa, Carlos

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
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lozano, Justo
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
Encinar Arroyo, Antonio
Fernández García, Susana
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
Gil García, Alfonso
González González, Juan José
* González Valle, Enrique
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortíz, 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
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Torres Pérez, Elisa
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Villanueva Ramírez, Santiago

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo
Escarpizo-Lorenzana Martínez, Jorge

Ingenieros Industriales

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

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

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

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto
Baz Lorenzo, María Ascensión
Casado Chinarro, Alejandro
García Tascón, Jorge
López Velilla, Oscar
Orejas Contreras, M^a Carmen
Peguero Orta, Carlos
Usillos Espín, Pablo

Arquitectos Técnicos

Carrato Mofino, Rosa M^a
Fernández Jiménez, Amelia
Gago Morales, Ana María
Gallego Castro, Sergio
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Ochoa Marañón, Ainara
Sánchez Marina, Alberto

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén
Cruz Rodríguez, Sandra Inés
Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
González Carmona, Manuel
López Aguilar, Fernando
Madueño López, Javier
Madueño Moraño, Antonio
Sánchez Bueno, Juan Jesús
Verdú Hoys, David
Villar Riñones, Jesús

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón

Ingeniero Técnico de Minas

Sillero Arroyo, Andrés

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Alfaro Martínez, Juan Manuel
Carrero Crespo, Rafael
Galán de Cáceres, M^a del Puerto
García Menéndez, David
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Gutiérrez Garrosa, Raul
Mata Soriano, Juan Carlos
Mazuecos Salas, Ildefonso
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Ortiz del Campo, Natalia
Prieto Antón, Eva Sonia
Ramos Valdés, Raquel
Rodríguez Carvajal, Cecilia Gloria
Romero García, Daniel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Salgado Vinuesa, Beatriz

Sánchez Tomé, Elena
Sánchez Vicente, Andrés
Sillero Olmedo, Rafael
Soto López, Elena del
Suárez Ramos, M^a Pilar
Vaquero Andrés, Laura
Vicente Girón, Susana

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Blasco Talaván, Rubén
Barragán Bermejo, M^a Vicenta
Carreras Ruiz, Francisco
Lana Campos, Rebeca
López de Castro, Daniel
López Jiménez, Luis
Molero Vicente, M^a Isabel
Salado Rodilla, Rafael
Sánchez Martín, María de la O
Shaw Molina, María Belén
Torés Campos, Ana M^a
Vicente Conde, M^a Isabel

Ingeniero Técnico Aeronáutico

De Castro Asensio, Felipe

Profesor Mercantil

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

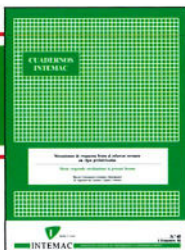
NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con, a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

CUADERNOS INTEMAC

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

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

Precio de la suscripción Año 2002: 21,97 €



ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno N° 53
"Trazado y estabilidad de la arquitectura gótica".
Autora: M^a JOSEFA CASSINELLO PLAZA.
Dr. Arquitecto

Cuaderno N° 54
"Influencia del área relativa de resalto de la armadura en el comportamiento estructural del hormigón armado".
Autores: U. MAYER.
Dr. Ingeniero Civil
R. ELIGEHAUSEN.
Dr. Ingeniero Civil

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

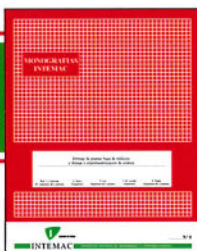
Cuaderno N° 55
"Temperatura, madurez y resistencia del hormigón".
Autores: BERNARDO PEREPÉREZ VENTURA.
Dr. Arquitecto
EMILIO BARBERÁ ORTEGA
Dr. Arquitecto

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° 5
"Mantenimiento y reparación de parámetros de hormigón".
Autores: J. R. Barrios Corpa, C. Bateta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M^a. Rodríguez Romero.
Precio de la Monografía 33 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6
"Mantenimiento y reparación de parámetros de ladrillo".
Autores: P. López Sánchez, J. M^a. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.
Precio de la Monografía 33 €



VIDEOS TECNICOS



INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la información, ha iniciado la edición de una serie de VÍDEOS 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 vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.	30 minutos	25 €

BOLETIN BIBLIOGRAFICO

BOLETIN BIBLIOGRAFICO
9207
SERVICIO DE DOCUMENTACION

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 €



CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

INFORMES BIBLIOGRAFICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION

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.



ARTICULOS TECNICOS

ARTICULOS TECNICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION

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 CÁLCULO 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^a Izquierdo; Bernaldo de Quirós.
- 72 EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO.
Enrique López del Hierro Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallejo 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.





**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. Izquierdo, J. Ley Urzaiz

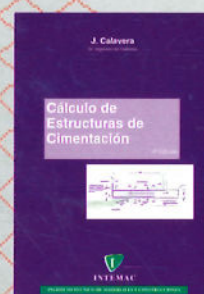
Precio: 58 €



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)

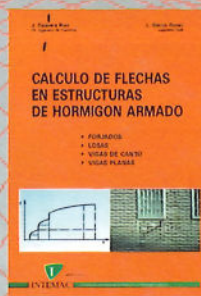
Precio: 71 €



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)

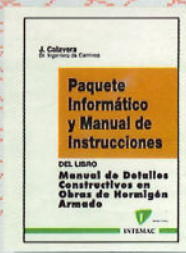
Precio: 50 €



Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 112 € - Paquete informático: 198 €



INTEMAC

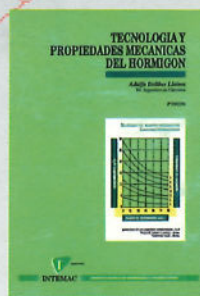
Mario Roso de Luna, 29, Edificio 12 - 28022 MADRID
TEL.: 91 327 74 00 • FAX: 91 327 74 20
e-mail: intemac@intemac.es
www.intemac.es



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