

CUADERNOS INTEMAC

Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos.

Effect of different variables on the bending strength of reinforced concrete sections strengthened with composite materials

Dr. Ing. Elena Díaz Heredia
Dpto. de Edificación de Intemac
Intemac's Building Dpt.



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 70

2.º TRIMESTRE '08



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

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

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS
EDIFICACIÓN
INSTALACIONES



INTEMAC
A U D I T

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
E C O

AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

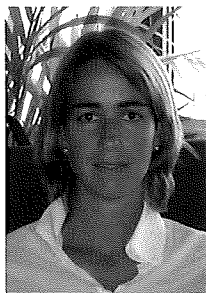
Aire
Agua
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**INFLUENCIA DE DIFERENTES VARIABLES EN EL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE SECCIONES DE
HORMIGÓN ARMADO REFORZADAS CON MATERIALES COMPUESTOS. ⁽¹⁾**

**EFFECT OF DIFFERENT VARIABLES ON THE BENDING STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE
SECTIONS STRENGTHENED WITH COMPOSITE MATERIALS ⁽¹⁾**



Dr. Ing. Elena Díaz Heredia
Dpto. de Edificación de Intemac
Intemac's Building Dpt.

- ⁽¹⁾ El trabajo que aquí se presenta corresponde a un resumen de la tesis doctoral del mismo título, dirigida por el Prof. D. Enrique González Valle y leída en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.
- ⁽¹⁾ The present paper is a summansed version of the doctoral thesis "Effect of different variables on the bending strength of reinforced concrete sections strengthened with composite materials", supervised by Prof. Enrique González Valle and defended at the School of Civil Engineering of the Polytechnic University of Madrid.

Copyright @ 2008, INTEMAC

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

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

ISSN 1133 - 9365

Depósito legal: M-49879-2004

Invoprint, s.l.

CONTENTS

0. INTRODUCTION
1. NUMERICAL MODEL FOR STRENGTHENED MEMBERS
 - 1.1. MAXIMUM STRENGTHENING
 - 1.2. EQUATIONS DEFINING MATERIAL BEHAVIOUR
 - 1.3. INITIAL STRAIN CALCULATIONS (CLASSICAL THEORY)
 - 1.4. LIMIT STATE OF THE STRENGTHENED SECTION: SECTIONAL ANALYSIS
 - 1.5. MAXIMUM ALLOWABLE STRAIN IN THE STRENGTHENING MATERIAL
 - 1.6. SERVICE STRESS
 - 1.7. STRENGTHENED SECTION MOMENT-CURVATURE RELATIONSHIP
 - 1.8. BOND SHEAR STRESS
 - 1.9. SPREADSHEET FOR THE ANALYSIS
2. MODEL CALIBRATION
 - 2.1. EXPERIMENTAL PROGRAMME
 - 2.2. DATABASE
 - 2.3. ANALYSIS OF RESULTS
3. PARAMETRIC STUDY
 - 3.1. PARAMETRIC STUDY VARIABLES
 - 3.2. STRUCTURAL ENGINEERING MODEL ADOPTED
 - 3.3. IMPLEMENTATION OF THE PARAMETRIC STUDY AND RESULTS
4. ANALYSIS OF RESULTS
 - 4.1. EFFECT OF THE INITIAL STRAIN IN THE STEEL ON THE RATIO OF STRENGTHENING MATERIAL REQUIRED TO REACH A CERTAIN REINFORCEMENT LEVEL
 - 4.2. EFFECT OF THE INITIAL STRESS IN THE STEEL ON THE MOMENT BORNE BY THE STRENGTHENED SECTION AT A CONSTANT AREA OF STRENGTHENING MATERIAL
 - 4.3. EFFECT OF THE STRESS LEVEL IN THE ORIGINAL STEEL ON THE LIMITATIONS ESTABLISHED FOR THE STRENGTHENED SECTION SERVICEABILITY LIMIT STATE
 - 4.4. EFFECT OF INITIAL STRAIN IN THE STEEL ON INTERFACE SHEAR
 - 4.5. EFFECT OF INITIAL STRESS ON THE SECTION CURVATURE AT FATIGUE FAILURE
5. CONCLUSIONS
 - 5.1. STRENGTHENING CAPACITY LIMITS AND THE THEORETICAL MODEL FOR SECTION ANALYSIS
 - 5.2. RESULTS OF THE STUDY CONDUCTED

ÍNDICE

0. INTRODUCCION
1. MODELO NUMERICO DE COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS REFORZADOS
 - 1.1. CAPACIDAD MÁXIMA DE REFUERZO
 - 1.2. LEYES DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES
 - 1.3. CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN INICIAL (Tª CLÁSICA)
 - 1.4. COMPROBACIÓN EN E.L.U. SECCIÓN REFORZADA: ANÁLISIS SECCIONAL
 - 1.5. COMPROBACIÓN DE DEFORMACIÓN MÁXIMA ADMISIBLE EN EL REFUERZO
 - 1.6. COMPROBACIÓN DE LAS TENSIONES EN SERVICIO
 - 1.7. CÁLCULO DIAGRAMA MOMENTOS-CURVATURA DE SECCIÓN REFORZADA
 - 1.8. CÁLCULO DE LAS TENSIONES TANGENCIALES EN LA UNIÓN
 - 1.9. HOJA DE CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS
2. TARADO DEL MODELO
 - 2.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL
 - 2.2. BASE DE DATOS
 - 2.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS
3. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO PARAMETRICO
 - 3.1. VARIABLES DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO REALIZADO
 - 3.2. MODELO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ADOPTADO
 - 3.3. DESARROLLO DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO Y RESULTADOS
4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS
 - 4.1. INFLUENCIA DE LA DEFORMACIÓN INICIAL DEL ACERO SOBRE LA CUANTÍA DE MATERIAL DE REFUERZO NECESARIA PARA ALCANZAR UN DETERMINADO NIVEL DE REFUERZO
 - 4.2. INFLUENCIA DE LA TENSIÓN INICIAL DEL ACERO EN EL MOMENTO SOPORTADO POR LA SECCIÓN REFORZADA PARA AREA DE MATERIAL DE REFUERZO CONSTANTE
 - 4.3. INFLUENCIA DEL NIVEL TENSIONAL DE LA ARMADURA ORIGINAL DE LA PIEZA EN LAS LIMITACIONES ESTABLECIDAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE LA SECCIÓN REFORZADA
 - 4.4. INFLUENCIA DE LA DEFORMACIÓN INICIAL DEL ACERO EN LAS TENSIONES TANGENCIALES DE LA INTERFACE
 - 4.5. INFLUENCIA DE LA SOLICITACIÓN INICIAL DE LA SECCIÓN EN LA CURVATURA DE AGOTAMIENTO DE LA MISMA
5. CONCLUSIONES
 - 5.1. SOBRE LOS LÍMITES DE CAPACIDAD DEL REFUERZO Y EL MODELO TEÓRICO DE COMPROBACIÓN DE SECCIONES
 - 5.2. SOBRE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO REALIZADO

SUMMARY

Research was conducted to analyze the effect of certain variables on the bending strength of reinforced concrete structural members strengthened with composite materials. The starting point for the study was the definition of a simple numerical model to verify the limit state conditions of reinforced concrete sections strengthened to withstand bending stress, pursuant to the specifications for this type of strengthening set out in ACI 440.2R-02 and FIB Bulletin 14(2). This model was calibrated and a parametric study was conducted to evaluate, among others, the effect of the type and ratio of original steel in the section on the area of strengthening material required. In all cases two possibilities were addressed, assuming the section to be either loaded or shored when the strengthening was applied, to assess the advisability of de-shoring the member prior to positioning the strengthening.

0. INTRODUCTION

Steel or composite material plates have been systematically used to strengthen reinforced concrete structural members under bending stress for many decades. The adhesives used in such solutions must, naturally, guarantee development of the combined action across the bond. These plates are normally attached to the surface of the member involved with adhesives that guarantee the development of joint action across the bond.

While numerous theoretical and experimental studies have been conducted to establish reliable performance models for the structural use of this strengthening technique, there are still gaps in the understanding of the theoretical behaviour of the sections and members involved. Consequently, there is no single corpus of knowledge on which to base clear guidelines for the design of such strengthening procedures.

Nor are there systematic studies on the impact of different variables relating to the member to be strengthened on the effectiveness of strengthening measures, even as regards initial limitations that may rule out the viability of such solutions. More specifically, factors such as the effect of the stress levels or initial steel ratio in the member prior to strengthening may set absolute limitations that rule out such strengthening techniques or condition the amount of steel or composite material needed to meet the requirements laid down, for instance, in ACI Guide 440.2R (1).

The methodology and conclusions of a parametric study designed to analyze the effect of these factors are summarized in the present Quaterly.

1. NUMERICAL MODEL FOR STRENGTHENED MEMBERS

The starting point for the study was a simple model for checking the limit state conditions of strengthened sections. The key considerations that determined model development are discussed below.

1.1. MAXIMUM STRENGTHENING

FIB Bulletin 14 (4) specifies that as "secondary reinforcement", strengthening material must be so designed that in the absence of its contribution to member strength due to accidental circumstances does not entail structural collapse.

Similarly, ACI 440.2R-02 (1) requires the non-strengthened member to be able to withstand the stress exerted by the following combination of actions:

$$(\phi R_n)_{existing\ structure} \geq (1.2 S_{DL} + 0.85 S_{LL})_{new\ structure}$$

RESUMEN

Con objeto de analizar la influencia de determinados aspectos en el refuerzo a flexión de elementos estructurales de hormigón armado mediante materiales compuestos se ha realizado una investigación que ha partido de la definición de un modelo numérico sencillo de comprobación de secciones de hormigón armado reforzadas a flexión basado en las indicaciones establecidas para este tipo de refuerzos por ACI 440.2R-02(1) y FIB Bulletin 14(2). Este modelo fue contrastado y se ha planteado un estudio paramétrico que ha evaluado, entre otros aspectos, la influencia del tipo y cuantía de acero original de la sección en el área de refuerzo necesaria para implementar el refuerzo, habiendo considerado en todos los casos la posibilidad de que las secciones estuviesen solicitadas en el momento de ejecutarse el refuerzo o bien se encontrasen apeadas, con objeto de evaluar la conveniencia de proceder al desapeo del elemento de manera previa a la ejecución del refuerzo.

0. INTRODUCCIÓN

La solución de refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado mediante la incorporación de chapas de acero o laminados de materiales compuestos adheridos a la superficie por medio de adhesivos, los cuales garanticen con fiabilidad la unión para el desarrollo de la acción compuesta, viene siendo empleada de forma sistemática para el refuerzo de secciones en flexión desde hace décadas.

Si bien se han realizado múltiples investigaciones teóricas y experimentales para establecer modelos de comportamiento con la fiabilidad requerida para el empleo estructural de esta técnica de refuerzo, existen lagunas en el conocimiento del comportamiento teórico de las secciones y elementos reforzados con esta técnica, por lo que no hay un cuerpo de doctrina único que establezca directrices claras sobre las reglas a las que debe ajustarse el proyecto de elementos reforzados mediante este procedimiento.

Tampoco existen estudios sistemáticos sobre la influencia que diferentes variables relativas al elemento que se refuerza pueden tener tanto en el comportamiento del refuerzo como incluso en las limitaciones iniciales que podrían impedir considerar como viable la implementación de estas soluciones de refuerzo. En particular existen aspectos tales como la incidencia del estado previo de sollicitación del elemento, así como el nivel de la cuantía mecánica del elemento que debe ser reforzado, que pueden establecer una limitación absoluta que invalide la alternativa de refuerzo mediante esta técnica y además podrían condicionar de forma determinante la cuantía del refuerzo con objeto de cumplir las especificaciones indicadas por ejemplo en la Guía ACI 440.2R (1).

Para analizar la incidencia de estos aspectos se ha planteado un Estudio Paramétrico cuya metodología y conclusiones se resumen en el presente Cuaderno.

1. MODELO NUMÉRICO DE COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS REFORZADOS

La investigación ha partido de la definición de un modelo sencillo de comprobación de secciones reforzadas para análisis en E.L.U. de flexión. Los aspectos fundamentales que condicionan el establecimiento de este modelo se exponen a continuación.

1.1. CAPACIDAD MÁXIMA DE REFUERZO

Fib Bulletin 14 (4) indica que el material de refuerzo ha de actuar como "refuerzo secundario" de manera que en situación accidental, que pueda provocar la pérdida de colaboración del refuerzo, la estructura no llegue al colapso.

De manera análoga ACI 440.2R-02 (1) impone que el elemento sin reforzar sea capaz de resistir la sollicitación correspondiente a la siguiente combinación de acciones:

$$(\phi R_n)_{estructura\ original} \geq (1.2 S_{DL} + 0.85 S_{LL})_{nueva}$$

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{if } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{if } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{if } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

The total additional strength that may be afforded a section within the limitation imposed by the above can be found by expressing the dead load (*DL*) and live loads (*LL*) as a fraction of the total load and adopting the load factors laid down in ACI-318.

Let the nominal strength to be met by the strengthened section, $R_{n,R}$, be subject to:

$$\phi R_{n,R} = 1.2 \cdot (DL + \Delta DL) + 1.6 \cdot (LL + \Delta LL)$$

$$\phi R_{n,R} = 1.4 \cdot (DL + \Delta DL)$$

and the nominal strength of the non-reinforced section, R_n , to:

$$\phi R_n = 1.2 \cdot (DL + \Delta DL) + 0.85 \cdot (LL + \Delta LL)$$

$$\phi R_n = 1.4 \cdot (DL + \Delta DL)$$

where ΔDL and ΔLL are the increases in dead and live loads which the external reinforcement is intended to bear. The three possible situations that may arise in this regard are listed in Table 1: members may be strengthened to accommodate increased dead load, proportional increases in the dead and live loads, or increased live load. For standard building construction where the dead load accounts for from 30 to 70 per cent of the total load, member strength may not be raised by more than 62% of the original strength to offset higher live loads. This percentage dips to 55% when the reinforcement is required to accommodate proportional rises in the dead and live loads, and to 44% when strengthening is needed due to increases in the dead load.

INCREASED CAPACITY (ΔP) TO ACCOMMODATE:			
DL/TL	LIVE LOADS	DL AND LL PROPORT.	DEAD LOAD
0.00	0.88	~0.88	0.63
0.10	0.79	0.76	0.56
0.20	0.71	0.65	0.50
0.30	0.62	0.55	0.44
0.40	0.53	0.45	0.38
0.50	0.44	0.37	0.31
0.60	0.35	0.28	0.25
0.70	0.26	0.21	0.19
0.80	0.18	0.13	0.13
0.90	0.11	0.08	0.08
1.00	0.24	0.17	0.17

Table 1. Limits to increased capacity set out in ACI 318

1.2. EQUATIONS DEFINING MATERIAL BEHAVIOUR

The ultimate limit state for **steel** and **concrete** was found with the standard stress-strain diagrams used in concrete structural engineering, adopting a partial safety factor for steel (γ_s) of 1.15 and for concrete (γ_c) of 1.5.

For the **strengthening material**, a linear diagram was adopted, based on manufacturer stress (σ_{fu}) and ultimate

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{si } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{si } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

Al evaluar la limitación de la capacidad de refuerzo que impone la anterior condición y considerando las cargas permanentes (DL) y las sobrecargas (LL) como una fracción de la carga total, si se adoptan los coeficientes de mayoración de acciones que establece ACI-318, podemos determinar el incremento de solicitación que sería admisible en la sección original reforzada de acuerdo con la condición antes indicada.

De este modo si la resistencia nominal de la sección reforzada, $R_{n,R}$, ha de cumplir:

$$\phi R_{n,R} = 1.2 \cdot (DL + \Delta DL) + 1.6 \cdot (LL + \Delta LL)$$

$$\phi R_{n,R} = 1.4 \cdot (DL + \Delta DL)$$

debiendo además cumplirse, para una resistencia nominal de la sección sin reforzar, R_n :

$$\phi R_n = 1.2 \cdot (DL + \Delta DL) + 0.85 \cdot (LL + \Delta LL)$$

$$\phi R_n = 1.4 \cdot (DL + \Delta DL)$$

y siendo ΔDL y ΔLL los incrementos de carga permanente y de sobrecargas para los que se establece el refuerzo, si consideramos las tres hipótesis correspondientes a que el refuerzo se realice por incremento de la carga permanente, se realice por incremento proporcional de las cargas permanentes y de las sobrecargas, o bien que el refuerzo se realice por incremento de las sobrecargas, tal y como se indica en la Tabla 1, para los casos usuales de estructuras de edificación, en los que las cargas permanentes se situarían entre 0.30 y 0.70 veces la carga total, la capacidad máxima del refuerzo no debería superar el 62% de la resistencia del elemento original en el supuesto de que el incremento de la solicitación que obliga al refuerzo se debiese a incrementos de la sobrecarga, viéndose reducido tal porcentaje al 55% si el incremento de resistencia debido el refuerzo fuese proporcional a la carga permanente y a la sobrecarga del elemento para las que fuese proyectado el elemento original y al 44% si el incremento de resistencia que supone la realización del refuerzo se destinase a incrementar las cargas permanentes.

HIPÓTESIS DE INCREMENTO DE CAPACIDAD (ΔP) EN:			
CP/CT	SOBRECARGAS	CP. Y SOB. PROPORC	CARGA PERMANENTE
0,00	0,88	0,88	0,63
0,10	0,79	0,76	0,56
0,20	0,71	0,65	0,50
0,30	0,62	0,55	0,44
0,40	0,53	0,45	0,38
0,50	0,44	0,37	0,31
0,60	0,35	0,28	0,25
0,70	0,26	0,21	0,19
0,80	0,18	0,13	0,13
0,90	0,11	0,08	0,08
1,00	0,24	0,17	0,17

Tabla 1. Límites de Incremento de Capacidad según ACI 318

1.2. LEYES DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

Para el **acero** y **hormigón** se adoptan los diagramas tensión-deformación habituales en el cálculo de estructuras de hormigón con los coeficientes parciales de seguridad, γ_s (acero) = 1.15 y γ_c (hormigón) = 1.5, para el caso de los Estados Límite Últimos.

strain (ϵ_{fu}) data. Pursuant to ACI 440.2R-02 (1), partial safety factors reflecting the effect of environmental exposure as well as the reliability of the strengthening solutions were used in the design stress calculations for the material. These partial factors are:

- C_E (*Exposure Factor*): factor that takes account of the effect of environmental conditions on the mechanical properties of the material. The values adopted for carbon fibre plate are:

Type of exposure. Environment	Capacity reduction factor (C_E)
Indoor	0.95
Outdoor (bridges, piers and outdoor car parks)	0.85
Aggressive	0.85

This factor reduces the manufacturer's ultimate stress and strain values, while maintaining the modulus of deformation (E_f):

$$f_{fu} = C_E f_{fu} \quad \epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu} \quad E_f = \frac{f_{fu}}{\epsilon_{fu}}$$

- Ψ_f (*Reliability Factor*): reduction factor for the contribution to strength made by the external reinforcing material with a constant value of 0.85, which affects only its contribution to strength, not its stress-strain diagram.

1.3. INITIAL STRAIN (CLASSICAL THEORY)

The preliminary analysis of the section prior to reinforcement must address the stress-strain conditions of member sections, for if the member is not unloaded before it is reinforced both the concrete and the steel are subjected to the strain that define on the stress-strain diagram, the lag between the original steel and the strengthening material, as shown in Figure 1.

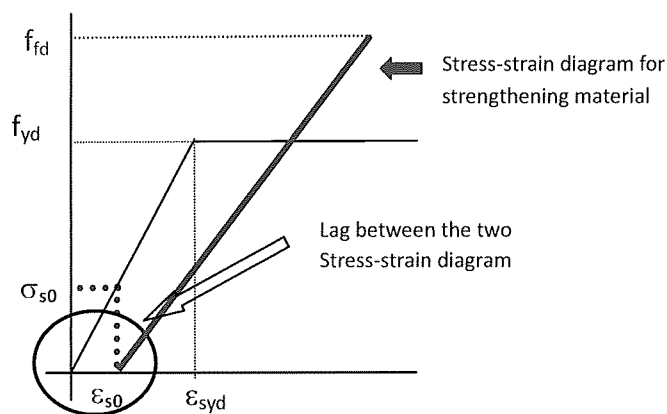


Figure 1. Lag in the stress-strain diagram for the strengthening material

ACI 440.2R-02 (1) and FIB Bulletin 14 (4) specify in this regard that strain can be evaluated with elastic methods, taking the cracked section as a basis for the analysis.

1.4. LIMIT STATE OF THE STRENGTHENED SECTION: SECTIONAL ANALYSIS

To analyze the limit state of the strengthened section, a rectangular diagram was adopted for the concrete, along

En el caso del **material de refuerzo** se adopta un diagrama lineal a partir de los datos de tensión (σ_{fu}) y deformación última (ε_{fu}) facilitados por el fabricante y, de acuerdo con ACI 440.2R-02 (1), para la evaluación de la tensión de cálculo del material se han considerado coeficientes parciales de seguridad del material que valoran la incidencia de la exposición ambiental y la fiabilidad de estas soluciones de refuerzo. Estos coeficientes son:

- C_E (*Coficiente de Exposición*). Considera el efecto que las condiciones ambientales pueden tener en las características mecánicas del material. Para laminados de fibra de carbono se adopta:

Tipo de Exposición. Ambiente	Coficiente Minoración (C_E)
Interior	0.95
Exterior (puentes, pilas y garajes al exterior)	0.85
Agresivo	0.85

Este coeficiente minor los valores de deformación y tensión última de cálculo facilitados por el fabricante, manteniendo el valor del módulo de deformación (E_f):

$$f_{fu} = C_E f_{fu} \quad \varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu} \quad E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}}$$

- Ψ_f (*Factor de Fiabilidad*). Coeficiente de minoración de la colaboración resistente del material de refuerzo, de valor constante e igual a 0,85, que tan sólo afecta a la colaboración resistente del material, de modo que no modifica el diagrama tensión-deformación del mismo.

1.3. CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN INICIAL (Tª CLÁSICA)

Como fase de inicio del análisis de la sección antes de ser reforzada, se ha de conocer la situación tenso-deformacional de las secciones de la pieza, debido a que si no se procede a la descarga del elemento antes de proceder a su refuerzo tanto el hormigón como el acero se encontrarán con una deformación que definirán en los diagramas tensión-deformación el decalaje del acero original y material de refuerzo, tal y como se indica en la Figura 1.

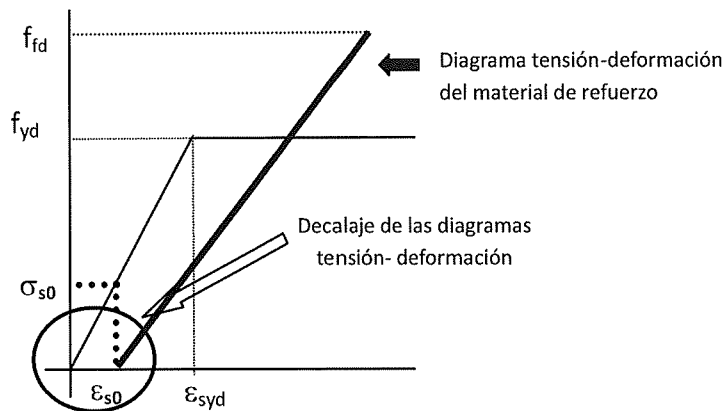


Figura 1. Decalaje del diagrama tensión-deformación del laminado

A este respecto ACI 440.2R-02 (1) y *fib* Bulletin 14 (4) indican que la evaluación de esta deformación puede ser realizada por métodos elásticos, considerando la sección fisurada.

1.4. COMPROBACIÓN EN E.L.U. SECCIÓN REFORZADA: ANÁLISIS SECCIONAL

Para poder analizar el E.L.U. de la sección reforzada se ha adoptado un diagrama rectangular en el hormigón y las

with generally accepted design assumptions respecting the sizing and assessment of reinforced concrete sections, namely: the compressed block has a depth of $y = 0.8 \cdot x$; the maximum compression strain on the concrete is 0.0035; concrete tensile strength and shear strain on the bonding layer are negligible; and the plate material exhibits linear behaviour to failure.

The ultimate moment of the strengthened section was calculated from its behaviour pattern. In this type of strengthened sections two failure modes have been documented: "classical" bending failure where a perfect bond is obtained between the substrate and the strengthening material, and peeling, where failure is caused by severance of the bond.

Pursuant to ACI 440.2R-02 (1) and FIB Bulletin 14 (4), engineering methodology for strengthened sections is based on the assumption that section failure occurs due to "classical" failure mode. The material must be subsequently checked for stress and deformation indicative of debonding. Consequently, these guides assume "classical" bending failure for strengthened sections, i.e., failure as a result of excessive compression on the concrete before the reinforcing steel in the original section reached its design stress; failure due to reinforcing steel fatigue in the original section followed by strengthening material failure; or failure due to reinforcing steel fatigue in the original section followed by concrete failure. The design calculations for each section therefore contemplated all these "classical" failure modes, which entailed solving the basic equilibrium and section strain compatibility equations normally used in concrete structural engineering.

1.5. MAXIMUM ALLOWABLE STRAIN IN THE STRENGTHENING MATERIAL

As noted above, once the "classical" failure mode was defined, the maximum fatigue strain on the strengthening plates, ϵ_{fe} , was verified as specified in ACI 440.2R-02 (1) to ensure that they had worked together.

$$\epsilon_{fe} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000} \right) \leq 0.90 & \text{If } nE_f t_f \leq 100000 \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & \text{If } nE_f t_f \geq 100000 \end{cases}$$

1.6. SERVICE STRESS

With the numerical model developed the strengthened section can be analyzed in accordance with elastic and linear theory on cracked reinforced sections to ensure that under service loads the stress on the original steel ($\sigma_{s,s}$) does not exceed 80% of its modulus of elasticity (σ_y), as specified in ACI 440.2R-02 (1).

$$\sigma_{s,s} \leq 0,80 f_{yd}$$

1.7. STRENGTHENED SECTION MOMENT-CURVATURE RELATIONSHIP

The moment-curvature plot was used in the model to analyze ductility.

1.8. BOND SHEAR STRESS

While the analysis of bond shear in members subjected to simple bending stress may entail enormous complexity, the method adopted for the numerical model developed is fairly simple. Described in FIB Bulletin (4), it consists in calculating the shear stress generated on an area of a member with a finite length from the variation in the tensile stress on the reinforcing material (σ_{pi+1} y σ_p), which would be:

hipótesis de cálculo normalmente aceptadas en el dimensionamiento y comprobación de secciones de hormigón armado, como son profundidad del bloque comprimido $y = 0.8 \cdot x$, deformación máxima a compresión del hormigón 0.0035, se desprecia la resistencia a tracción del hormigón y deformación tangencial en el adhesivo, y se adopta para los laminados un comportamiento lineal hasta rotura.

A partir del esquema de comportamiento de la sección y de las hipótesis indicadas se calcula el momento último de la sección reforzada, destacando que en este tipo de secciones reforzadas los modos de fallo documentados son de dos tipos, fallos por flexión "clásicos" correspondientes a la adherencia perfecta entre el material soporte y el de refuerzo, o bien los fallos por pérdida de adherencia ("peeling").

De acuerdo con ACI 440.2R-02 (1) y *fib* Bulletin 14 (4) la metodología de cálculo de secciones reforzadas parte de considerar que el agotamiento de la sección se produce por alguno de los fallos "clásicos" siendo necesario posteriormente verificar si no se ha producido el despegue del laminado mediante la comprobación de las deformaciones o tensiones en el material de refuerzo. Por ello los posibles modos de fallo a flexión de las secciones reforzadas recogidos en dichas Guías son los "clásicos", correspondientes a rotura por compresiones excesivas en el hormigón antes de que la armadura de la sección original haya alcanzado su tensión de cálculo, rotura por agotamiento de la armadura de la sección original seguido de la rotura del material de refuerzo o bien rotura por agotamiento de la armadura de la sección original seguido de la rotura del hormigón. De este modo en el cálculo de cada sección se adoptan como hipótesis cada uno de los anteriores modos de fallo "clásicos", para los cuales se han de resolver las ecuaciones básicas de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones de la sección, habituales en el cálculo de estructuras de hormigón.

1.5. COMPROBACIÓN DE DEFORMACION MÁXIMA ADMISIBLE EN EL REFUERZO

Tal y como hemos indicado, una vez definido el modo de fallo "clásico" se verifica la limitación de deformación en agotamiento del laminado, ε_{fe} , indicada en ACI 440.2R-02 (1) con objeto de comprobar que no se ha producido el despegue del material de refuerzo.

$$\varepsilon_{fe} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000} \right) \leq 0.90 & \text{Si } nE_f t_f \leq 100000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & \text{Si } nE_f t_f \geq 100000 \end{cases}$$

1.6. COMPROBACIÓN DE LAS TENSIONES EN SERVICIO

El modelo numérico desarrollado facilita el análisis de la sección reforzada en teoría elástica y lineal sobre sección reforzada fisurada, para poder comprobar que bajo solicitaciones de servicio no se superan los límites establecidos por ACI 440.2R-02 (1), que establece que bajo cargas de servicio la tensión en el acero original ($\sigma_{s,s}$) debe ser inferior al 80% de su límite elástico (σ_y).

$$\sigma_{s,s} \leq 0,80f_{yd}$$

1.7. CÁLCULO DIAGRAMA MOMENTOS-CURVATURA DE SECCIÓN REFORZADA

Para poder comprobar las condiciones de ductilidad en el modelo se ha implementado la definición del diagrama momentos curvaturas de la sección reforzada.

1.8. CÁLCULO DE LAS TENSIONES TANGENCIALES EN LA UNIÓN

El análisis de las tensiones tangenciales en la unión en piezas solicitadas a flexión simple puede revestir una extraordinaria complejidad, si bien en el modelo numérico desarrollado se ha adoptado una metodología simple, descrita en

$$\tau = \frac{\Delta F_p}{\Delta x \cdot b} = \frac{(\sigma_{p^{i+1}} - \sigma_p) \cdot A_p}{\Delta x \cdot b}$$

The foregoing entails accepting mean real shear as a reference for calculating the limit shear stress at the interface. The mean real shear, however, comprises a very complex distribution difficult to calculate and, more importantly, to delimit for the shear failure limit state in question here.

Once the mean bond shear stress (τ_b) is calculated, it can be delimited, according to FIB Bulletin 14 (4), as follows:

$$\tau_b = \frac{\Delta F_p}{b \Delta x} < f_{cbd} = 1.8 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

where f_{ctk} is the characteristic tensile stress corresponding to the minimum 5% fractile value, which can be found from the following formula:

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

for standard strength concretes, $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$.

1.9. SPREADSHEET FOR THE ANALYSIS

The above methodology was used to develop a simple numerical model for section analysis in a simple beam with a variable span subjected to a uniform load. This load, in turn, can be broken down into two types of actions, self weight plus dead load on the one hand and variable live loads on the other. Three Excel spreadsheets were developed to analyze the structure, as follows:

- I. Section verification.** For the strengthened section, the plane of rupture is calculated and classical theory and fatigue calculations are used to analyze the original and strengthened sections. This yields the safety factor for the strengthened section ($\gamma_{f, global}$).
- II. Span analysis.** Each beam is divided into twenty sections to define the stress on each. The mid-span moment adopted is the moment of fatigue for the middle section. Stress and strain are calculated on each fibre for all sections, along with the shear stress between each two sections. The service load on the strengthened section is found for the same sections of the beam.
- III. Definition of the moment-curvature equation.** The moment-curvature equation is determined for each section. The stress on reinforcing steel and concrete is likewise found for each moment value defined in the diagram.

2. MODEL CALIBRATION

The validity of the theoretical model was calibrated with an experimental programme specifically developed for the present study, which involved testing three plate-strengthened reinforced concrete beams at the Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) Central Laboratory. The model was also tested against a database built from field data by Dr. E. Oller of the Polytechnic University of Catalonia's Technology Laboratory and published in her PhD thesis (5).

2.1. EXPERIMENTAL PROGRAMME

Two simple beams were built with identical geometric and mechanical characteristics (beams E-1 and E-2),

fib Bulletin 14 (4), consistente en calcular sobre una zona de la pieza de longitud finita Δx la tensión tangencial media originada por la variación de tracción en la armadura de refuerzo (σ_{pi+1} y σ_p), valor que sería:

$$\tau = \frac{\Delta F_p}{\Delta x \cdot b} = \frac{(\sigma_{pi+1} - \sigma_p) \cdot A_p}{\Delta x \cdot b}$$

Lo anterior supone admitir como valor de comparación, para realizar la comprobación del estado límite de sollicitación tangencial de la interface, el valor medio de la tensión tangencial real la cual responderá a una distribución tensional muy compleja y de difícil evaluación y lo que es más importante de difícil limitación para el estado límite último que nos ocupa de fallo por rasante.

Calculada la tensión tangencial media en la unión (τ_b) ésta se limita, de acuerdo con *fib* Bulletin 14 (4), al siguiente valor:

$$\tau_b = \frac{\Delta F_p}{b \Delta x} < f_{cbd} = 1.8 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

Siendo f_{ctk} el valor característico de la resistencia a tracción correspondiente al fráctil 5% y en su valor mínimo, valor que puede ser evaluado según la fórmula:

$$f_{ctk} = 0,213 \sqrt{f_{ck}^2}$$

para hormigones de resistencia normal $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$.

1.9. HOJA DE CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS

A partir de la metodología expuesta se ha desarrollado el modelo numérico simple de comprobación de secciones el cual resulta de aplicación para una viga biapoyada, de luz variable y sometida a carga uniforme que puede ser desglosada en dos tipos de acciones, pesos propios más cargas permanentes y sobrecargas variables. La comprobación se estructura en tres hojas Excell de modo que en cada una de ellas se realizan las siguientes determinaciones:

- I. **Comprobación de la sección.** Se calcula el plano de rotura de la sección reforzada y se comprueban la sección original y reforzada en Teoría Clásica y Agotamiento. De este modo se determina el coeficiente de seguridad de la sección reforzada ($\gamma_{f, global}$).
- II. **Análisis de vano.** En cada viga se han considerado veinte secciones de viga de manera que se definen las sollicitaciones para cada sección adoptando como momento de centro de vano el momento de agotamiento de la sección central. En cada una de estas secciones se han calculado las deformaciones y tensiones en cada fibra así como las tensiones tangenciales entre dos secciones. De manera análoga se calculan las tensiones en servicio de la sección reforzada a lo largo de las mismas secciones del vano.
- III. **Definición de la ley momentos-curvatura.** Para cada sección se determina la ley de momentos-curvatura de la misma. De manera adicional se determinan las tensiones en las armaduras y el hormigón para cada valor del momento definido en el diagrama.

2. TARADO DEL MODELO

Con objeto de verificar el ajuste del modelo teórico establecido se realizó un tarado del mismo a partir de un **Programa Experimental**, desarrollado específicamente para esta investigación dentro del cual se ensayaron 3 vigas de hormigón armado reforzadas con laminados en el Laboratorio Central del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, (INTEMAC). Además se hizo uso de la **Base de Datos** de la campaña experimental llevada a cabo por la Dra. Eva Oller en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña y cuyos datos están recogidos en la publicación de su Tesis Doctoral (5).

except that they were strengthened on the underside with different ratios of strengthening material. The beams had a cross-section of 300 x 150 mm, a span of 3.00 m and reinforcing steel consisting in three 12 ϕ bottom bars, two 6 ϕ upper bars and 8 ϕ stirrups spaced at 15-cm intervals. The mean 28-day compressive strength of the specimens made from the same concrete as the beams was 26.73 MPa and their mean tensile strength, determined with the indirect tensile test, was 3.0 MPa. The modulus of elasticity values found for the B500SD steel used were 509 MPa for the 12 ϕ rebar and 573.5 MPa for the 8 ϕ stirrups.

The strengthening material consisted in Sika Carbodur carbon fibre plates 50 mm wide and 1.2 mm thick. These plates covered the entire length of the beam up to the supports to prevent premature detachment near the edges. Beam E-1 had a single plate centred on its underside ($A_{ref}=0.60 \text{ cm}^2$), while beam E-2 was fitted with two plates ($A_{ref}=1.20 \text{ cm}^2$). The results of tests conducted on samples of this material were as follows: $E_f = 164,000 \text{ N/mm}^2$ and $f_{tu} = 1,837 \text{ N/mm}^2$. The bonding compound used, Sikadur 30, had a modulus of elasticity of 12,800 N/mm^2 .

Twenty eight days after they were built in the laboratory, the non-strengthened beams were tested to a load of 20 kN to initiate cracking, with the same loading set-up as used for subsequent testing. This consisted in applying two symmetric point loads, each at a distance from one of the supports equal to one third of the total span. With this arrangement, disregarding member self weight, the flexural moment on the middle third was nearly constant and had zero shear, while the two other thirds exhibited a nearly constant shear and variable bending moment.

2.1.1. INSTRUMENTATION AND TEST PROCEDURE

Seven strain gauges were positioned on the bottom rebar in the middle third of the original beam and two additional gauges were placed one each at the mid-point in the two lateral thirds. Seven strain gauges were placed on the strengthening plates in beam E-1 and fourteen, seven per plate, on beam E-2, distributed across the third of the beam having a constant bending moment. Three displacement transducers were likewise positioned on the beams, one at mid-span and one each close to the ends.

The load on the beams was ramped up to 60 kN in six 10-kN steps, in which the maximum load at each step was maintained for 180 seconds. When the final step was reached, the load was increased until the beams failed.

2.1.2. ADDITIONAL EXPERIMENTATION

After concluding the test on beam E-1, the contact surface between it and the strengthening plate was cleaned and another plate was attached. The test was then repeated under the same conditions. This new beam was denominated E-1*.

2.1.3. TEST RESULTS

The ultimate load values reached (P_{ult}) and ultimate strain on the plates (ϵ_{plate}) and the original steel (ϵ_{steel}) are given in Table 2.

Beam	P_{ult} (KN)	ϵ_{plate}	ϵ_{steel}	Comments
E-1	110.05	4782 $\mu\epsilon$	4754 $\mu\epsilon$	Plate detachment. No damage to the compressed block.
E-1*	128.89	6781 $\mu\epsilon$	6547 $\mu\epsilon$	Plate detachment. No damage to the compressed block.
E-2	130.02	4491 $\mu\epsilon$	4005 $\mu\epsilon$	Plate detachment. Damage found in the compressed block.

Table 2. Experimental results

As the table shows, beam E-1* performed better than beam E-1. The reason that the failure mode remained unchanged may be sought in the cold deformation to which the original steel was subjected during beam E-1

2.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se fabricaron dos vigas, simplemente apoyadas, de características geométricas y mecánicas iguales (vigas E-1 y E-2) reforzadas en su cara inferior con dos cuantías distintas. La sección de las vigas era 300 x 150 mm., luz de flexión 3.00 m, 3 ϕ 12 de armado inferior, 2 ϕ 6 armadura de montaje superior y estribos ϕ 8 cada 15 cm. El valor medio de la resistencia a compresión de probetas del hormigón de las vigas a la edad de 28 días fue de 26,72 MPa y el valor medio de la resistencia a tracción indirecta, determinada mediante ensayo brasileño, fue de 3,0 MPa. Para el acero B500SD los valores de límite elástico alcanzado fueron 509 MPa en armaduras ϕ 12 y 573,5 MPa en armaduras ϕ 8.

Como armadura de refuerzo se dispusieron bandas de laminado de fibra de carbono Sika Carbodur, de 50 mm de anchura y 1,2 mm de espesor, que se prolongaron hasta los apoyos con objeto de evitar el despegue prematuro del laminado en las proximidades de su extremo. En la viga E-1 se dispuso una sola banda de laminado centrada en la cara inferior de la viga ($A_{ref} = 0,60 \text{ cm}^2$), disponiéndose en la viga E-2 dos bandas ($A_{ref} = 1,20 \text{ cm}^2$). De las muestras de este material ensayadas, los resultados fueron $E_f = 164.000 \text{ N/mm}^2$ y $f_{fu} = 1.837 \text{ N/mm}^2$ y el adhesivo empleado fue Sikadur 30, con módulo de elasticidad de 12.800 N/mm^2 .

Las vigas, transcurridos 28 días desde su ejecución en Laboratorio, se ensayaron sin reforzar hasta una carga de 20 kN, para fisurarlas, con un esquema de carga igual al de ensayo, consistente en la aplicación de dos cargas simétricas y puntuales localizadas a 1/3 de la longitud de los apoyos simples de modo que, haciendo abstracción del peso propio del elemento, se obtiene una zona central de momento flector casi constante y cortante cero y dos zonas de cortante casi constante y momento flector variable.

2.1.1. INSTRUMENTACIÓN Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

En el acero original de cada una de las vigas se dejaron siete bandas extensométricas distribuidas a lo largo de la longitud de la armadura inferior de la viga que ocupa la posición central de la sección, junto a dos bandas adicionales, una en cada una de las armaduras inferiores laterales, en la sección de centro de vano. En los laminados se dispusieron siete bandas extensométricas en el caso de la viga E-1 y catorce bandas, siete por laminado, en la viga E-2 distribuidas en la zona de momento flector constante. Además se dispusieron transductores de desplazamiento, uno de ellos en centro de vano y otros dos cercanos a cada extremo.

El proceso de carga hasta alcanzar la carga de 60 kN se realizó en seis escalones, de manera que una vez alcanzado cada escalón la carga se mantenía durante 180 segundos. Alcanzado el último escalón se siguió incrementando la carga hasta que se produjo la rotura.

2.1.2. EXPERIMENTACIÓN ADICIONAL

Una vez finalizado el ensayo de la viga E-1, se procedió a la limpieza de la superficie de contacto de la viga con el laminado y se volvió a adherir una nueva banda de laminado de refuerzo a la viga repitiéndose el ensayo, en las mismas condiciones que en el primer caso de la viga E-1, habiéndose denominado a esta nueva viga ensayada E-1*.

2.1.3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Los resultados de los ensayos medidos correspondientes a los valores de carga última alcanzada (P_{ult}), y deformación última en el laminado ($\epsilon_{laminado}$) y en el acero (ϵ_{acero}) son los que se indican en la Tabla 2.

Viga	P_{ult} (KN)	$\epsilon_{laminado}$	ϵ_{acero}	Observaciones
E-1	110,05	4782 $\mu\epsilon$	4754 $\mu\epsilon$	Despegue del laminado. Sin daños en el bloque comprimido
E-1*	128,89	6781 $\mu\epsilon$	6547 $\mu\epsilon$	Despegue del laminado. Sin daños en el bloque comprimido
E-2	130,02	4491 $\mu\epsilon$	4005 $\mu\epsilon$	Despegue del laminado. Daños en el bloque comprimido

Tabla 2. Resultados de la Campaña Experimental

Como puede observarse los resultados de ensayo en la viga E-1* fueron superiores a los de la viga E-1 si bien se mantuvo el modo de fallo, lo cual se explica considerando el proceso de deformación en frío que el acero original

testing.

2.2. DATABASE

The Table below shows the geometry, reinforcing steel characteristics and strength of the materials used to build the beams comprising the database.

These beams were tested by applying a point load at mid-span. The failure load values are given in Table 3, which also shows the values for the bending moment and strain on the plate at beam failure.

Beam	f_{ck}	f_{yk}	f_{pk}	E_s	E_p	$h \times b$	A_{sc}
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	cm	cm ²
	35,2	580	2500	210000	147000	30x20	1
	A_s	Plate, 1.4 mm thick			Test results		
	cm ²	No plates	Width mm	A_{Total} cm ²	P_u (kN)	M_u (kN·m)	ϵ_{pe}
1/A	4.02	1	100	1.40	109.0	55.2	0.0044
1/B	4.02	1	100	1.40	100.4	50.9	0.0036
1/C	4.02	1	100	1.40	104.0	52.7	0.0039
1/D/2	4.02	2	50	1.40	112	56.7	0.0041
2/C	6.28	2	50	1.40	142.8	73.9	0.0056
2/D	6.28	1	100	1.40	128.0	64.7	0.0034
2/D/2	6.28	2	100	2.80	163.0	82.2	0.0041

Table 3. Beams from Dr Eva Oller's thesis and test values

2.3. ANALYSIS OF RESULTS

2.3.1. COMPARISON OF THEORETICAL MODEL TO EXPERIMENTAL PROGRAMME FINDINGS

The attached Table and Figure compare the model-calculated stress on the steel in the rebar (σ_s) and plate (σ_p) to the test results for the three beams tested: E-1, E-1* and E-2.

The fit between the model and test values for the three beams is acceptable along the entire linear leg of the curve. The misalignments can be justified by the fact that although the model assumed cracked sections, when the reinforcing steel yielded, the experimental values were lower than the calculated values for the strengthening plate. The explanation for this deviation is that, model assumptions to the contrary, the reinforcing steel would not actually exhibit entirely plastic behaviour after reaching the proportional limit, but would accommodate increases in stress that would lead to reductions in the stress corresponding to the strengthening plate.

The better fit observed for beam E-1* was due to the greater bond strength and the higher modulus of elasticity exhibited by the original steel.

experimentó con el ensayo de la viga E-1.

2.2. BASE DE DATOS

En la siguiente Tabla se indica la geometría, características de armado y características resistentes de los materiales correspondientes a las vigas ensayadas consideradas como base de datos.

El ensayo de estas vigas fue realizado aplicando una carga puntual en el centro del vano obteniéndose como valores de la carga de rotura los que se acompañan en la Tabla 3 adjunta, en la cual también hemos reseñado los valores del momento flector y de la deformación unitaria en el laminado en el momento de alcanzarse la rotura del elemento ensayado.

Viga	f_{ck}	f_{yk}	f_{pk}	E_s	E_p	$h \times b$	A_{sc}
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	cm	cm ²
	35,2	580	2500	210000	147000	30x20	1
	A_s	Laminado, e=1,4 mm			Resultados del Ensayo		
cm ²	nº bands	Ancho mm	A_{Total} cm ²	P_u (kN)	M_u (kN·m)	ϵ_{pe}	
1/A	4,02	1	100	1,40	109,0	55,2	0,0044
1/B	4,02	1	100	1,40	100,4	50,9	0,0036
1/C	4,02	1	100	1,40	104,0	52,7	0,0039
1/D/2	4,02	2	50	1,40	112	56,7	0,0041
2/C	6,28	2	50	1,40	142,8	73,9	0,0056
2/D	6,28	1	100	1,40	128,0	64,7	0,0034
2/D/2	6,28	2	100	2,80	163,0	82,2	0,0041

Tabla 3. Vigas de la Tesis de la Dra. Eva Oller y Valores Medidos en Ensayo

2.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

2.3.1. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DEL MODELO TEÓRICO Y LAS MEDICIONES DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

En la Tabla y Figura adjuntas se comparan los valores de las tensiones del acero en barras (σ_s) y laminado (σ_p), calculados por aplicación del modelo a las tres vigas ensayadas, E.1, E.1* y E.2, con los valores medidos en los ensayos realizados.

El ajuste de las tres vigas entre los valores calculados y los medidos en ensayo es aceptable en todo el campo en el que la armadura original de la pieza está en la rama de comportamiento lineal, justificándose los desajustes por considerar el modelo secciones fisuradas, si bien alcanzado el límite de plastificación de las armaduras los valores medidos de las tensiones en el refuerzo se sitúan por debajo de los calculados. Esta desviación podría justificarse dado que frente al modelo, la armadura, en el comportamiento real, no respondería con un comportamiento totalmente plástico a partir del límite de proporcionalidad pudiendo admitir incrementos de tensión que conducirían a reducciones en las tensiones correspondientes a la banda de refuerzo.

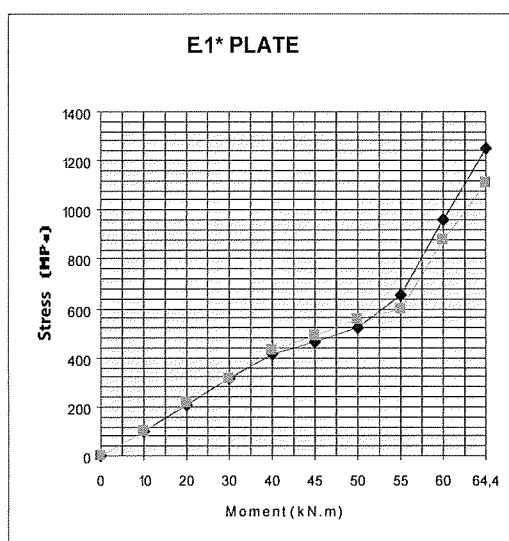
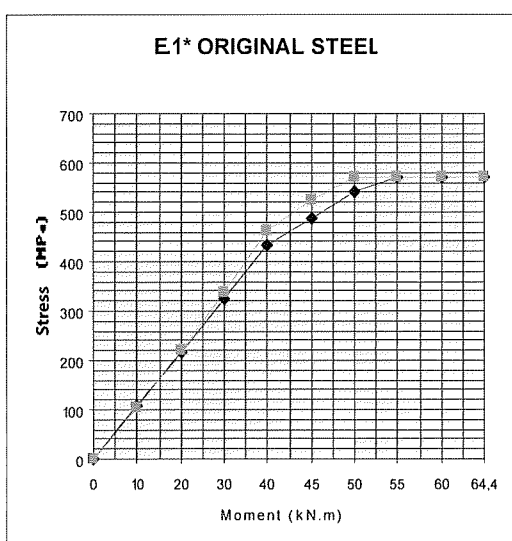
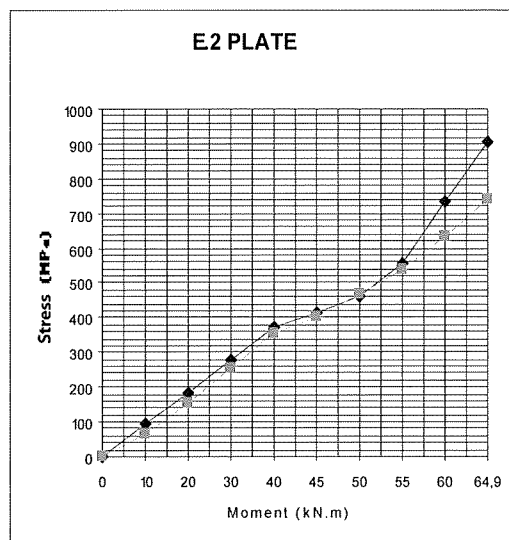
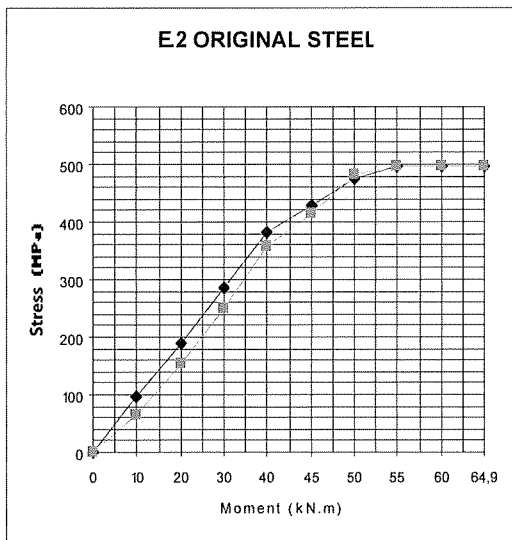
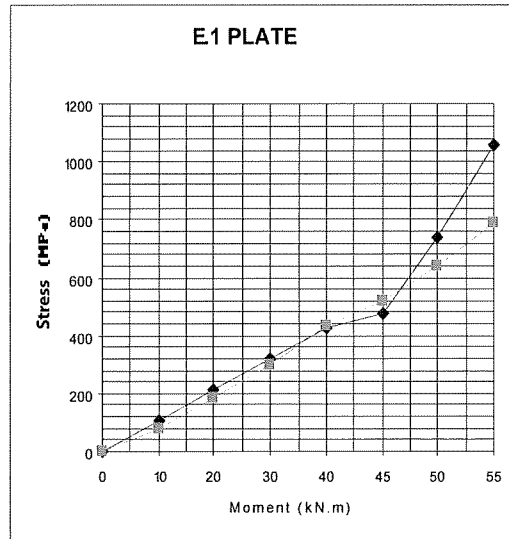
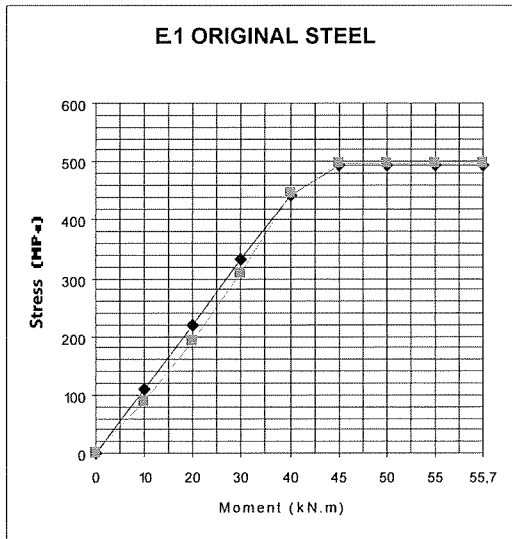
El mejor ajuste en el comportamiento que presenta la viga E.1* se justifica por la mejora en la adhesión unido al mayor valor del límite elástico de la armadura original.

CALIBRATION Beam E-1						
M (kN.m)	σ_s (calc.)	σ_s (test)	σ_{se}/σ_{sc}	σ_p (calc.)	σ_p (test)	σ_{pe}/σ_{pc}
0,0	0	0	-	0	0	-
10,0	110	89	0,81	106	81	0,76
20,0	220	192	0,87	212	186	0,88
30,0	331	309	0,93	318	301	0,95
40,0	441	446	1,01	424	430	1,01
45,0	495	496	1,00	477	519	1,09
50,0	495	496	1,00	738	640	0,87
55,0	495	496	1,00	1056	789	0,75
55,7	495	496	1,00	1099	-	-
CALIBRATION Beam E-1*						
M (kN.m)	σ_s (calc.)	σ_s (test)	σ_{se}/σ_{sc}	σ_p (calc.)	σ_p (test)	σ_{pe}/σ_{pc}
0,0	-	-	-	-	-	-
10,0	108	103	0,95	103	101	0,98
20,0	217	220	1,01	207	214	1,03
30,0	326	339	1,04	311	318	1,02
40,0	434	461	1,06	413	428	1,04
45,0	488	526	1,08	465	490	1,05
50,0	543	572	1,05	518	553	1,07
55,0	571	572	1,00	653	597	0,91
60,0	571	572	1,00	958	874	0,91
64,4	571	572	1,00	1250	1.112	0,89
CALIBRATION Beam E-2						
M (kN.m)	σ_s (calc.)	σ_s (test)	σ_{se}/σ_{sc}	σ_p (calc.)	σ_p (test)	σ_{pe}/σ_{pc}
0,0	0	0	-	0	0	-
10,0	95	66	0,70	92	68	0,74
20,0	190	155	0,82	184	155	0,84
30,0	286	250	0,87	277	254	0,92
40,0	382	356	0,93	370	354	0,96
45,0	429	416	0,97	416	405	0,97
50,0	474	483	1,02	460	469	1,02
55,0	496	497	1,00	558	541	0,97
60,0	496	497	1,00	731	631	0,86
64,9	496	497	1,00	904	741	0,82

Table 4. Calibration results for beams E-1, E-1* and E-2

TARADO Viga E.1						
M (kN.m)	σ_s (cálculo)	σ_s (ensayo)	σ_{se}/σ_{sc}	σ_p (cálculo)	σ_p (ensayo)	σ_{pe}/σ_{pc}
0,0	0	0	-	0	0	-
10,0	110	89	0,81	106	81	0,76
20,0	220	192	0,87	212	186	0,88
30,0	331	309	0,93	318	301	0,95
40,0	441	446	1,01	424	430	1,01
45,0	495	496	1,00	477	519	1,09
50,0	495	496	1,00	738	640	0,87
55,0	495	496	1,00	1056	789	0,75
55,7	495	496	1,00	1099	-	-
TARADO Viga E.1*						
M (kN.m)	σ_s (cálculo)	σ_s (ensayo)	σ_{se}/σ_{sc}	σ_p (cálculo)	σ_p (ensayo)	σ_{pe}/σ_{pc}
0,0	-	-	-	-	-	-
10,0	108	103	0,95	103	101	0,98
20,0	217	220	1,01	207	214	1,03
30,0	326	339	1,04	311	318	1,02
40,0	434	461	1,06	413	428	1,04
45,0	488	526	1,08	465	490	1,05
50,0	543	572	1,05	518	553	1,07
55,0	571	572	1,00	653	597	0,91
60,0	571	572	1,00	958	874	0,91
64,4	571	572	1,00	1250	1.112	0,89
TARADO Viga E.2						
M (kN.m)	σ_s (cálculo)	σ_s (ensayo)	σ_{se}/σ_{sc}	σ_p (cálculo)	σ_p (ensayo)	σ_{pe}/σ_{pc}
0,0	0	0	-	0	0	-
10,0	95	66	0,70	92	68	0,74
20,0	190	155	0,82	184	155	0,84
30,0	286	250	0,87	277	254	0,92
40,0	382	356	0,93	370	354	0,96
45,0	429	416	0,97	416	405	0,97
50,0	474	483	1,02	460	469	1,02
55,0	496	497	1,00	558	541	0,97
60,0	496	497	1,00	731	631	0,86
64,9	496	497	1,00	904	741	0,82

Tabla 4. Resultados del Tarado de las vigas E.1, E.1* y E.2





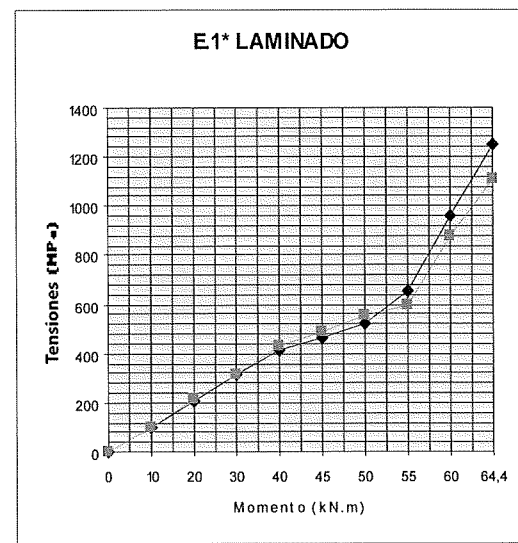
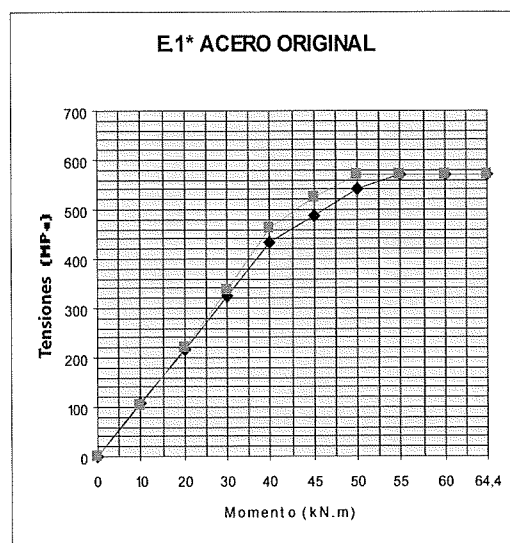
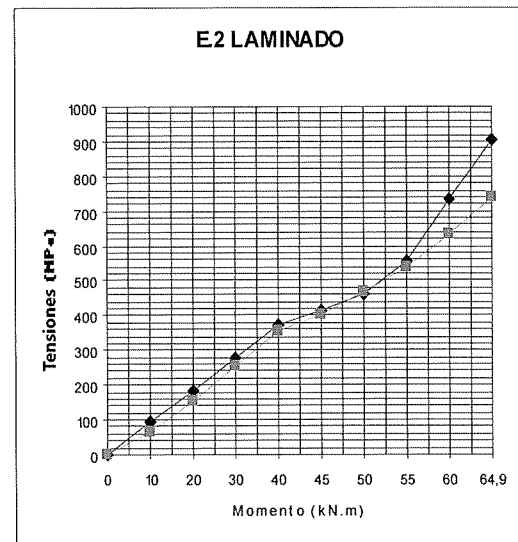
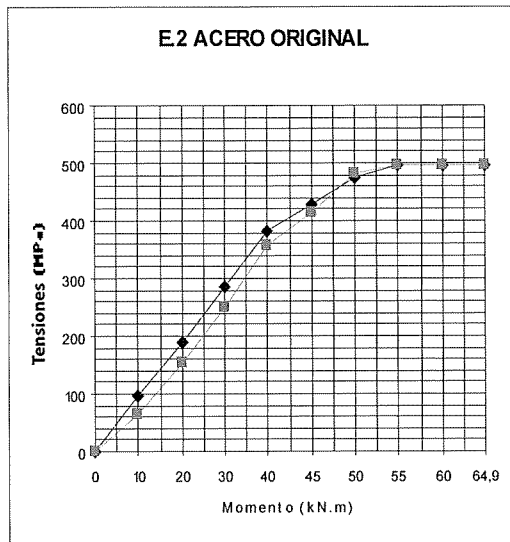
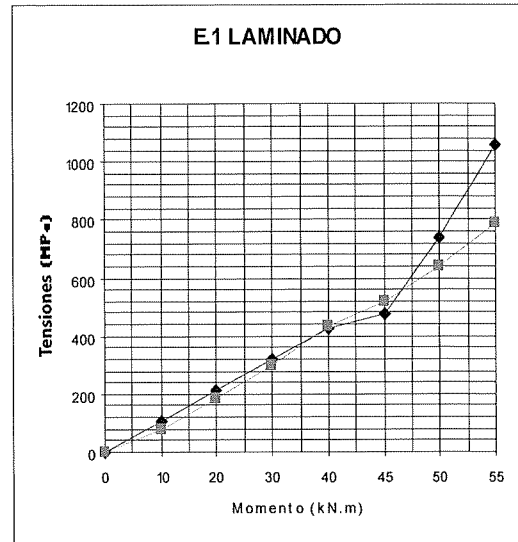
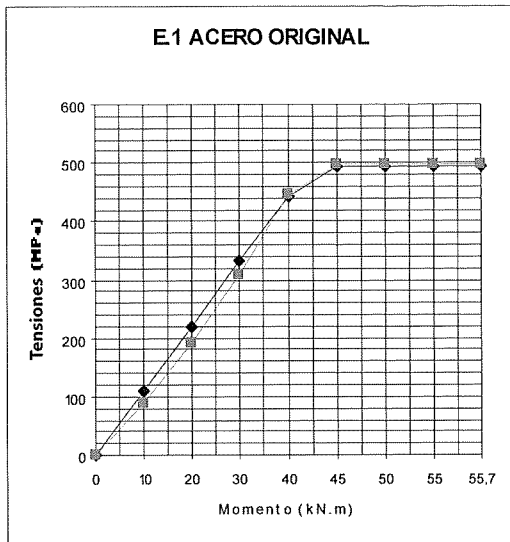
 Calculated
 Test

Figure 2. Calibration results for beams E-1*, E-2 and E-1*



Cálculo
 Ensayo

Figura 2. Resultados del Tarado de las vigas E.1, E.2 y E.1*.

2.3.2. COMPARISON OF THEORETICAL MODEL CALCULATIONS TO DATABASE RESULTS (beams from Dr. Oller's PhD. thesis)

Database beam characteristics were run in the numerical model. Table 5 shows the stress values for the original reinforcing steel (σ_s) and the strengthening plate (σ_p), the interface shear stress (τ) calculated with the model and the calculated (ε_{ps}) and measured strain values (ε_{pe}).

BEAM	P_u kN	M_{un} kN·m	σ_s N/mm ²	σ_p N/mm ²	τ N/mm ²	ε_{ps} -	ε_{pe} -	ε_c -
1/A	109.0	55.2	580	781	2.9	0.0053	0.0044	0.0025
1/B	100.4	50.9	580	618	1.9	0.0042	0.0036	0.0021
1/C	104.0	52.7	580	685	2.6	0.0047	0.0039	0.0023
1/D.2	112.0	56.7	580	844	3.1	0.0057	0.0041	0.0026
2/C	142.8	72.1	580	775	3.7	0.0053	0.0056	0.0032
2/D	128.0	64.7	569	505	0.7	0.0034	0.0039	0.0024
2/D+5%	134.4	67.9	580	591	1.6	0.0040	-	0.0027
2/D.2	163.0	82.2	580	644	2.0	0.0044	0.0041	0.0033

Table 5. Model results for Dr Oller's PhD. thesis beams

The Table shows that the experimental strain values for the strengthening plate were lower than the calculated values, and at the same time the model-calculated stress for the plates was higher than the values recorded during the test. These values are, then, on the side of safety for shear stress analysis. The considerations and explanations given above in connection with the tests specifically conducted for this study are equally applicable to the deviations observed in the present analysis.

One value that stands out is the particularly low shear stress at failure calculated with the model for beam 2/D, i.e., 0.7 MPa. Significantly, a 5% increase in the load would raise the shear stress at the interface to 1.6 MPa, for when the original reinforcing steel reaches the strain corresponding to its modulus of elasticity, shear stress grows substantially; consequently, the existence of some circumstance during the test that would justify this anomaly cannot be ruled out.

BEAM	M_{1T}	τ_{1T}	M_{2T}	τ_{2T}	M_{Ensayo}	M_{1T}/M_{Ensayo}	M_{2T}/M_{Ensayo}	τ	Comments
-	-	N/mm ²	kN·m	N/mm ²	kN·m	-	-	N/mm ²	τ N/mm ²
1/A	64.0	3.8	52.2	2.4	55.2	1.16	0.95	2.9	>2.4
1/B	64.0	3.8	52.2	2.4	50.9	1.26	1.03	1.9	<2.4
1/C	64.0	3.8	52.2	2.4	52.7	1.21	0.99	2.6	>2.4
1/D.2	64.0	3.8	52.2	2.4	56.7	1.13	0.92	3.1	>2.4
Media	64.0	3.8	52.2	2.4	53.9	1.19	0.97	2.6	>2.4
VIGA	M_{1T}	τ_{1T}	M_{2T}	τ_{2T}	M_{Ensayo}	M_{1T}/M_{Ensayo}	M_{2T}/M_{Ensayo}	τ	Comments
-	kN·m	N/mm ²	kN·m	N/mm ²	kN·m	-	-	N/mm ²	τ N/mm ²
2/C	73.9	4.4	69.4	2.4	72.1	1.02	0.96	3.7	>2.4
2/D	73.9	4.4	69.4	2.4	64.7	1.14	1.07	0.7	<2.4
Media	73.9	4.4	69.4	2.4	68.4	1.08	1.01	2.2	<2.4
VIGA	M_{1T}	τ_{1T}	M_{2T}	τ_{2T}	M_{Ensayo}	M_{1T}/M_{Ensayo}	M_{2T}/M_{Ensayo}	τ	Comments
-	kN·m	N/mm ²	kN·m	N/mm ²	kN·m	-	-	N/mm ²	τ N/mm ²
2/D.2	83.7	2.0	83.7	2.0	82.2	1.02	1.02	2.0	<2.4
M_{1T}	τ_{1T}	Nominal values without limiting shear							
M_{2T}	τ_{2T}	Nominal values limiting shear to 2.4 N/mm ²							

Table 6. Model calibration for Dr. Oller's PhD. thesis beams, with and without a shear stress ceiling in the numerical model

The shear values recorded in these tests were considerably lower than observed in the tests conducted specifically for this study, and rather widely scattered. The mean shear for all the tests conducted in this study was 2.4 MPa, or 60% of the value recommended by FIB Bulletin 14 (4), whose specifications would lead to a value of 4.0 MPa. Table 6 gives the model-calculated values for the moments at failure for a maximum shear at the interface of 2.4 MPa. These values fit the test values very closely, with the deviation for individual values falling between 3% for upward deviations, disregarding beam 2/D (7% if it is included), and 8% for downward deviations. These

2.3.2. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DEL MODELO TEÓRICO Y LOS RESULTADOS DE LA BASE DE DATOS (Vigas de la Tesis de la Dra. Oller)

Con las características de las vigas de la base de datos se ha realizado el cálculo teórico de dichos elementos mediante el modelo numérico propuesto. En la Tabla 5 se recogen los valores de las tensiones en las armaduras de la pieza original, (σ_s), y en el refuerzo, (σ_p) así como las tensiones tangenciales en la interface (τ) calculadas con el modelo, junto a las deformaciones medidas en ensayo (ϵ_{pe}) y calculadas (ϵ_{pc}).

VIGA	P_u	M_{un}	σ_s	σ_p	τ	ϵ_{pc}	ϵ_{pe}	ϵ_c
-	kN	kN·m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	-	-	-
1/A	109.0	55.2	580	781	2.9	0.0053	0.0044	0.0025
1/B	100.4	50.9	580	618	1.9	0.0042	0.0036	0.0021
1/C	104.0	52.7	580	685	2.6	0.0047	0.0039	0.0023
1/D.2	112.0	56.7	580	844	3.1	0.0057	0.0041	0.0026
2/C	142.8	72.1	580	775	3.7	0.0053	0.0056	0.0032
2/D	128.0	64.7	569	505	0.7	0.0034	0.0039	0.0024
2/D+5%	134.4	67.9	580	591	1.6	0.0040	-	0.0027
2/D.2	163.0	82.2	580	644	2.0	0.0044	0.0041	0.0033

Tabla 5. Resultados del Modelo para las vigas de la Tesis de la Dra. Oller

Como puede observarse los valores de las deformaciones en el laminado de refuerzo medidos en ensayo son inferiores a los valores calculados, lo que paralelamente representa que las tensiones calculadas en el refuerzo, evaluadas de acuerdo con el modelo de cálculo, son superiores a los registrados en ensayo. Esto estaría del lado de la seguridad para el análisis de las tensiones tangenciales, siendo de señalar las mismas consideraciones y justificaciones para la desviación registrada que hicimos al juzgar los resultados de los ensayos realizados específicamente para esta investigación.

Destaca el bajo valor de la tensión tangencial en rotura que se registró en la viga denominada 2/D, 0,7 MPa, a que conduce el análisis de acuerdo con el modelo. Es significativo resaltar que un incremento de la carga del 5% incrementaría la tensión tangencial en la interfase a 1,6 MPa, ya que al alcanzar la armadura original de la pieza la deformación correspondiente a su límite elástico las tensiones tangenciales se incrementan muy significativamente, por lo que no puede descartarse que en el ensayo de esta viga se produjese alguna circunstancia que justificase tal anomalía.

VIGA	M_{1T}	τ_{1T}	M_{2T}	τ_{2T}	M_{Ensayo}	M_{1T}/M_{Ensayo}	M_{2T}/M_{Ensayo}	τ	Observ.
-	kN·m	N/mm ²	kN·m	N/mm ²	kN·m	-	-	N/mm ²	τ N/mm ²
1/A	64,0	3,8	52,2	2,4	55,2	1,16	0,95	2,9	>2,4
1/B	64,0	3,8	52,2	2,4	50,9	1,26	1,03	1,9	<2,4
1/C	64,0	3,8	52,2	2,4	52,7	1,21	0,99	2,6	>2,4
1/D.2	64,0	3,8	52,2	2,4	56,7	1,13	0,92	3,1	>2,4
Media	64,0	3,8	52,2	2,4	53,9	1,19	0,97	2,6	>2,4
VIGA	M_{1T}	τ_{1T}	M_{2T}	τ_{2T}	M_{Ensayo}	M_{1T}/M_{Ensayo}	M_{2T}/M_{Ensayo}	τ	Observ.
-	kN·m	N/mm ²	kN·m	N/mm ²	kN·m	-	-	N/mm ²	τ N/mm ²
2/C	73,9	4,4	69,4	2,4	72,1	1,02	0,96	3,7	>2,4
2/D	73,9	4,4	69,4	2,4	64,7	1,14	1,07	0,7	<2,4
Media	73,9	4,4	69,4	2,4	68,4	1,08	1,01	2,2	<2,4
VIGA	M_{1T}	τ_{1T}	M_{2T}	τ_{2T}	M_{Ensayo}	M_{1T}/M_{Ensayo}	M_{2T}/M_{Ensayo}	τ	Observ.
-	kN·m	N/mm ²	kN·m	N/mm ²	kN·m	-	-	N/mm ²	τ N/mm ²
2/D.2	83,7	2,0	83,7	2,0	82,2	1,02	1,02	2,0	<2,4
M_{1T}	τ_{1T}	Valores nominales sin reducir la tensión tangencial							
M_{2T}	τ_{2T}	Valores nominales reduciendo la tensión tangencial a 2,4 N/mm ²							

Tabla 6. Tarado del Modelo para las vigas de la Tesis de la Dra. Oller sin limitación y con limitación de la tensión tangencial en el Modelo Numérico

Los valores de las tensiones tangenciales que se registran en estos ensayos son significativamente inferiores a los que se alcanzaron en los ensayos realizados específicamente para esta investigación y además presentan bastante dispersión. El valor medio de la tensión tangencial calculada para el conjunto de los ensayos realizados en esta

levels dropped to 2% and 3% for upward and downward differences, respectively, when the mean values for analogous beams are compared.

3. PARAMETRIC STUDY

3.1. PARAMETRIC STUDY VARIABLES

The basic variables whose effect on the strengthening capacity was analyzed were the steel ratio in the original section and the strain on the steel immediately prior to strengthening. The variables and values used to conduct the study were:

- Beam spans. Beams with 4-(short), 6-(medium) and 8-(long) metre spans. Note that the fictitious span given in the attached tables was defined as the distance between zero moment points resulting from the adoption of a continuous beam moment distribution for the beam span in which the absolute values of the support and span moments would be equal, whereby $L_F = l/\sqrt{2}$.
- Steel in the original section. original reinforcing steel: B500S and AE24.
- Geometry of the original section. Both *flat beams* (with a depth 1/20 of the span) and *deep beams* (with a depth 1/12 of the span) were studied for the three span lengths, although only deep beams were studied when AE24 reinforcing steel was used.
- Steel ratio in the original section (U_x/U_y). Three steel ratios were studied: for lightly reinforced sections, sections with medium ratios and heavily reinforced sections.

The geometric data for the beams analyzed in this parametric study are summarized in Table 7.

B500SD STEEL						AE24 STEEL		
4-metre beam. Fict.L. = 2.83 m								
Span m	Width m	Depth m	Span m	Width m	Depth m	Span m	Width m	Depth m
4.00	0.25	0.35	4.00	0.40	0.20	4.00	0.25	0.35
U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN
108	216	324	91	181	272	108	206	324
6-m beam. Fict.L.= 4.24 m								
Span m	Width m	Depth m	Span m	Width m	Depth m	Span m	Width m	Depth m
6.00	0.25	0.50	6.00	0.50	0.28	6.00	0.25	0.50
U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN
154	308	463	159	317	476	154	308	463
8-m beam. Fict.L.= 5.66 m								
Span m	Width m	Depth m	Span m	Width m	Depth m	Span m	Width m	Depth m
8.00	0.30	0.67	8.00	0.70	0.40	8.00	0.30	0.67
U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN
247	493	740	317	635	952	247	493	740

Table 7. Geometric data for the beams studied

- Initial strain on the original section. The analysis was conducted assuming members with variable initial strain (ϵ_{s0}). Given the proportionality between loads and strain, the convention adopted as acceptable was that sections exhibiting variable strain on the steel, i.e., variable dead loads, correspond to proportional fractions of the total service load acting on the member prior to strengthening. Three levels of initial strain on the steel (ϵ_{s0}) were defined, resulting from three levels of dead load (0%, 30% and 70% of the total load).

investigación resulta ser de 2,4 MPa, valor que representa el 60% del que preconiza la Guía de *fib* Bolletín 14 (4), que conduciría a 4,0 MPa. En la Tabla 6 se presentan los resultados de los valores de los momentos de rotura a que conduciría la aplicación del modelo en los casos en los que se limite la tensión tangencial en la interfase de contacto a 2,4 MPa, pudiendo observarse que los valores calculados en este caso estarían muy ajustados con los valores alcanzados en ensayo con valores individuales de la desviación entre el 3% en más, si no se toma en consideración la viga 2/D, (7% si se considera), y el 8% en menos, valores que se ven aún mas reducidos, 2% en más y 3% en menos si se contemplan los valores medios de las vigas de configuración análoga.

3. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

3.1. VARIABLES DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO REALIZADO

Las variables básicas para las que se ha analizado la influencia en la capacidad del refuerzo han sido la cuantía de la sección original y nivel de deformación del acero en el momento de procederse al refuerzo de la pieza. Por ello para realizar el estudio las variables establecidas han sido:

- Vanos de viga. Luces de 4 m (luces cortas), 6 m (luces medias) y 8 m (luces largas). Hemos de señalar que la luz ficticia que figura en los cuadros que se adjuntan sería la correspondiente a la distancia entre puntos de momento nulo resultante de adoptar para el vano de la viga una distribución de momentos, en una viga continua, que igualase en valor absoluto los momentos de apoyo y de vano, siendo en consecuencia $L_F = l/\sqrt{2}$.
- Acero de la sección original. Acero de la sección original: B500S y AE24.
- Geometría de la sección original. Para las tres luces se han considerado *vigas planas* (con canto 1/20 de la luz) y *vigas de canto* (con canto 1/12 de la luz). En el caso de vigas armadas con acero original de calidad AE24 tan sólo se han considerado vigas de canto.
- Cuantía de la sección original (U_x/U_y). Se han considerado tres niveles de cuantía original correspondientes a secciones débilmente armadas, con cuantía media y secciones fuertemente armadas.

En la Tabla 7 se resumen estos datos geométricos relativos a las vigas que serán objeto de análisis en este estudio paramétrico.

ACERO B500SD						ACERO AE24		
Viga de 4 metros de luz, L.Fict.= 2,83 m								
Luz m	Ancho m	Canto m	Luz m	Ancho m	Canto m	Luz m	Ancho m	Canto m
4,00	0,25	0,35	4,00	0,40	0,20	4,00	0,25	0,35
U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN
108	216	324	91	181	272	108	206	324
Viga de 6 metros de luz, L.Fict.= 4,24 m								
Luz m	Ancho m	Canto m	Luz m	Ancho m	Canto m	Luz m	Ancho m	Canto m
6,00	0,25	0,50	6,00	0,50	0,28	6,00	0,25	0,50
U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN
154	308	463	159	317	476	154	308	463
Viga de 8 metros de luz, L.Fict.= 5,66 m								
Luz m	Ancho m	Canto m	Luz m	Ancho m	Canto m	Luz m	Ancho m	Canto m
8,00	0,30	0,67	8,00	0,70	0,40	8,00	0,30	0,67
U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN	U ₁ kN	U ₂ kN	U ₃ kN
247	493	740	317	635	952	247	493	740

Tabla 7. Datos Geométricos de las Vigas consideradas para el Estudio

- Deformación inicial de la sección original. El análisis se ha planteado en el caso de elementos con deformación

3.2. STRUCTURAL ENGINEERING MODEL ADOPTED

The structural model adopted was a continuous beam with loads distributed uniformly across the span. The following assumptions were made:

- Bending moment equations based on a linear model provide a good fit for the bending strength in the original non-strengthened beam. Accordingly, the beam analyzed would bear a bending moment at the supports on the order of $pl^2/12$, and positive moments in the span of from $pl^2/18$ to $pl^2/20$.
- Member sections are strengthened only to accommodate positive moments.
- Stress may be redistributed across the strengthened member pursuant to the equations derived from elastic linear analysis, within the limits laid down in the CEB-FIP Model Code, Eurocode 2 and Spanish structural concrete code EHE. In the continuous beam model accepted for the strengthened beam, therefore, stress may be redistributed until the moment in the supports equals the moment in the span.
- Two strengthening hypotheses are considered, corresponding to 25% and 40% increases in the mid-span moment borne by the non-strengthened section.

3.3. IMPLEMENTATION OF THE PARAMETRIC STUDY AND RESULTS

The above calculations were performed for each of the configurations defined, using the spread sheet described in item 1.9. The results for each configuration that highlight the main aspects of the present study are grouped in Table 8, along with data on the two criteria specified in ACI 440.2R (1), the maximum strain on the strengthening plate and the service load on the original steel.

PP+CP= %·CT											
CT	PP	SOB	A_p	M_u	M_d	σ_{pd}	σ_{sd}	τ_{pd}	σ_{ps}	σ_{ss}	σ_{cs}
kN/ml	kN/ml	kN/ml	cm ²	kN·m	kN·m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
32.49	0.00	32.49	0.39	61	61	1059	209	2.17	139	174	10,7
ϵ_{fu}	1.53%	K_m	0.6	Judgement		ϵ_{pd}	0.83%	not OK	σ_{ss}	OK	

Table 8. Summary of numerical results for one case

In other words, where the strain on the plate (ϵ_{fu}) for a given fatigue moment is lower than the ACI limit ($k_m \cdot \epsilon_{fu}$), it is labelled as "OK" in the table, while "not OK" means that the plate reached the maximum strain. Analogously, the service load on the original steel was compared, with "OK" meaning that the requirement defined was met, and "not OK" that it was not.

4. ANALYSIS OF RESULTS

The analysis explores the effect of the level of existing stress in the member and the steel ratio in the original section on:

- The area of strengthening material required, at a constant strengthening levels of either 25% or 40%.
- The bearing capacity of the strengthened section for the different levels of stress prior to strengthening, with a constant cross-section of strengthening material, corresponding to zero stress.
- The service load on the steel in the original section for the serviceability state load level of the strengthened section.

inicial variable (ϵ_{s0}). Se ha considerado que la proporcionalidad entre cargas y deformaciones permite aceptar que los casos de deformación en el acero variable, que correspondería a los casos de carga permanente variable, se corresponden con fracciones proporcionales de la carga total que actúa sobre el elemento sin reforzar en servicio, habiéndose adoptado tres niveles de deformación inicial ϵ_{s0} en el acero como consecuencia de tres niveles de carga permanente (0, 30%, 70 %) respecto de la carga total.

3.2. MODELO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ADOPTADO

Se adopta un modelo estructural de viga continua solicitada por cargas uniformemente repartidas en el vano y se han adoptado las hipótesis siguientes:

- La viga original, sin reforzar, ajusta su resistencia a flexión a leyes de momentos flectores derivadas de un cálculo realizado adoptando las bases del cálculo lineal. De este modo el vano de viga en análisis soportaría un momento flector en apoyos, del orden de $pl^2/12$, y en vano, momentos positivos, entre $pl^2/18$ y $pl^2/20$.
- En el elemento solamente se refuerzan las secciones frente a momentos positivos.
- En el elemento reforzado se admite una redistribución de esfuerzos sobre las leyes derivadas de un análisis elástico y lineal considerando los límites que establecen el Código Modelo CEB-FIP, el Eurocódigo 2 o la EHE. Por ello en la viga reforzada se acepta un modelo de viga continua con redistribución de esfuerzos hasta igualar los momentos de apoyo y de vano
- Se consideran dos hipótesis de refuerzo, correspondientes a incrementos del momento soportado por la sección de centro de vano sin refuerzo del 25% y del 40%.

3.3. DESARROLLO DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO Y RESULTADOS

Para cada una de las configuraciones definidas se han realizado los cálculos descritos haciendo uso de la hoja de cálculo indicada. En cada configuración los resultados obtenidos se han agrupado con objeto de resaltar los principales aspectos de la presente investigación, según la Tabla 8 adjunta, en la que se incluyen las dos comprobaciones indicadas en ACI 440.2R (1), deformación máxima del laminado y la tensión en servicio en el acero original.

PP+CP= %·CT											
CT	PP	SOB	A _p	M _u	M _d	σ _{pd}	σ _{sd}	τ _{pd}	σ _{ps}	σ _{ss}	σ _{cs}
kN/ml	kN/ml	kN/ml	cm ²	kN·m	kN·m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
32,49	0,00	32,49	0,39	61	61	1059	209	2,17	139	174	10,7
ε _{fu}	1,53%	K _m	0,6	Juicios		ε _{pd}	0,83%	no ok	σ _{ss}	ok	

Tabla 8. Resumen de Resultados del Modelo Numérico para un caso.

Es decir, en el caso de que la deformación en el laminado (ϵ_{fd}) alcanzada para el momento de agotamiento sea inferior a su deformación límite ($k_m \cdot \epsilon_{fu}$) en el resumen se indica como "ok", y para aquellos casos en los que el laminado sí haya alcanzado la deformación límite se indica como "no ok". De manera análoga se compara la tensión en servicio de la armadura original indicándose "ok" para aquellos casos en los que se cumple la limitación definida e indicándose como "no ok" para aquellos casos en los que no se verifica.

4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

El análisis se ha centrado en analizar la influencia que el nivel de sollicitación previo del elemento y la cuantía de la sección original tienen en:

- El área necesaria de material de refuerzo, manteniendo constante los niveles de refuerzo de la sección en un 25% y un 40%.
- La capacidad resistente de la sección reforzada para los distintos niveles de sollicitación previa al refuerzo, manteniendo constante la sección de material de refuerzo correspondiente a un nivel nulo de sollicitación.

- Shear stress at the interface between the concrete section and the strengthening material.
- Section curvature at failure.

4.1. EFFECT OF THE INITIAL STRAIN IN THE STEEL ON THE RATIO OF STRENGTHENING MATERIAL REQUIRED TO REACH A CERTAIN REINFORCEMENT LEVEL

The parametric study began by calculating the ratio of strengthening material (A_p) needed to reach the defined level of reinforcement in sections with a 0% load.

The areas of material that would be required for 25% and 40% increases in bearing strength were determined for the same sections, but taking as the initial strain on the original steel the values corresponding to pre-strengthening stress levels of 30% and 70% of the total load borne by the original member. Table 9 gives a summary of the percentage increase in material area needed in a given section for these two levels of stress, compared to a section in which the initial moment in the member to be strengthened is zero.

		% INCREASE IN STRENGTHENING MATERIAL RATIO NEEDED BY LEVEL OF INITIAL STRESS			
		$\Delta M_{ult} = 25\%$		$\Delta M_{ult} = 40\%$	
Steel	Ratio	Deep beams	Flat beams	Deep beams	Flat beams
B500S	High	from 9.1% to 25.8%	from 7.9% to 21.7%	from 12.1% to 35.6%	from 10.1% to 28.8%
	Medium	Negligible		from 5.7% to 15.2%	Negligible
	Low	Negligible in all cases			
AE24		Negligible in all cases			

Table 9. Increase in ratio of strengthening material by P_0

The foregoing shows that the effect of the level of existing stress on the ratio of strengthening material needed to reach increase the initial strength of the member by 25% or 40% was nil in most cases. It was only relevant where the original B500S steel sections had high initial ratios ($U_s/U_c = 0.24$), particularly where the initial stress was very high (70% of P_0). For medium ratios ($U_s/U_c = 0.16$), the effect of the level of existing stress was only relevant for sections with a high strengthening level (40%) and a very high initial stress (70% of P_0).

Given, however, that the cost of these solutions is conditioned more by process workmanship than the ratio of the strengthening material, and that unloading members before proceeding to their strengthening is extraordinarily complex, as a general rule members should be strengthened with no prior unloading. The exception would be members requiring strengthening levels that cannot be feasibly attained – due to geometric limitations, for instance.

4.2. EFFECT OF THE INITIAL STRESS IN THE STEEL ON THE MOMENT BORNE BY THE STRENGTHENED SECTION AT A CONSTANT AREA OF STRENGTHENING MATERIAL

When the area of material needed to strengthen an unloaded member was applied to the three initial stress levels defined, the failure moment attained by the strengthened sections was found to decline regardless of the span length, as shown in Table 10. Since, however, this reduction did not exceed 5% of the bearing strength of the resulting member in the event of unloaded members, the existing stress on the member may be concluded to exert very little effect on the strength of the externally reinforced section.

- La tensión en servicio en el acero de la sección original para el nivel de carga correspondiente al estado de servicio de la sección reforzada.
- Las tensiones tangenciales en la interface de contacto entre la sección de hormigón y el material de refuerzo.
- La curvatura de la sección en agotamiento.

4.1. INFLUENCIA DE LA DEFORMACIÓN INICIAL DEL ACERO SOBRE LA CUANTÍA DE MATERIAL DE REFUERZO NECESARIA PARA ALCANZAR UN DETERMINADO NIVEL DE REFUERZO

El estudio paramétrico ha partido de calcular las cuantías de refuerzo necesarias, (A_p), en el caso de secciones con 0% de nivel de carga, para alcanzar los niveles de refuerzo definidos.

También se ha determinado las áreas de refuerzo que corresponderían, para los dos casos de incremento de capacidad resistente del 25% y del 40%, en las mismas secciones pero con deformaciones iniciales en el acero de la sección original, correspondientes a un estado de sollicitación previa al refuerzo de la sección del 30% y del 70% de la carga total soportada por el elemento original. En la Tabla 9 se incluye un resumen de los porcentajes del incremento de área de material de refuerzo necesario en una misma sección para estos dos niveles de sollicitación respecto del caso en el que el nivel de carga inicial existente sobre el elemento en el momento de reforzar fuese nulo.

		% INCREMENTO DE LA CUANTÍA DEL REFUERZO NECESARIA SEGÚN EL NIVEL DE SOLICITACIÓN INICIAL			
		$\Delta M_{ult} = 25\%$		$\Delta M_{ult} = 40\%$	
Acero	Cuantía	Vigas de Canto	Vigas Planas	Vigas de Canto	Vigas Planas
B500S	Alta	de 9,1% a 25,8%	de 7,9% a 21,7%	de 12,1% a 35,6%	de 10,1% a 28,8%
	Media	Despreciable		de 5,7% a 15,2%	Despreciable
	Baja	Despreciable en todos los casos			
AE24		Despreciable en todos los casos			

Tabla 9. Incremento de Cuantía de Refuerzo según P_0

A partir de lo anterior hay que destacar que la influencia del nivel de sollicitación previo sobre la cuantía de armadura necesaria para alcanzar los niveles de refuerzo definidos sobre la capacidad inicial del elemento, es nula para la mayoría de los casos y tan sólo es relevante en casos de secciones de acero original B500S con cuantías originales altas ($U_s/U_c = 0,24$) siendo muy significativa tal influencia en aquellos casos en los que el nivel de sollicitación inicial es muy alto (70% de P_0). En las cuantías medias ($U_s/U_c = 0,16$) la influencia del nivel de sollicitación previo sólo es relevante para los casos de secciones en los que el nivel de refuerzo previsto es alto (40%) y el nivel de sollicitación inicial es muy alto, (70% de P_0).

Sin embargo, si consideramos que el coste de estas soluciones está más condicionado por el proceso de ejecución que por la cuantía del material de refuerzo, así como lo delicado que resultaría el proceso de descarga de los elementos previamente a su refuerzo, en general resultará mas interesante el reforzar el elemento sin proceder a su descarga previa, con la excepción de aquellos elementos en los que el incremento de armadura que fuese requerido hiciese inviable su disposición, por ejemplo por limitaciones de tipo geométrico.

4.2. INFLUENCIA DE LA TENSIÓN INICIAL DEL ACERO EN EL MOMENTO SOPORTADO POR LA SECCIÓN REFORZADA PARA ÁREA DE MATERIAL DE REFUERZO CONSTANTE

Si se evalúa el momento de agotamiento alcanzado por las secciones reforzadas, considerando para los tres niveles de sollicitación inicial definidos el área de material de refuerzo que se necesita para el refuerzo en el caso en el que el elemento que se refuerza está descargado, se observan decrementos, independientes de la luz del vano, en el momento de agotamiento alcanzado tal y como se indica en la Tabla 10. Sin embargo, esta reducción no superaría el 5% de la capacidad del elemento resultante para el caso de elemento descargado, por lo que se puede concluir que la sollicitación actuante en el elemento en el momento de reforzar incide muy poco sobre la capacidad de la sección reforzada.

MOMENT REDUCTION $\bar{A}_{ref} = cte$																		
$\Delta M_{ult} = 25\%$																		
$\Delta M_{ult} = 40\%$																		
%P ₀	AE 24			B 500 S						AE 24			B 500 S					
	Deep			Flat			Deep			Deep			Flat			Deep		
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}
0	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
30	0%	0%	-1%	0%	0%	-1%	0%	0%	0%	0%	-1%	-2%	0%	-1%	-2%	0%	0%	0%
70	0%	0%	-3%	0%	-1%	-2%	0%	0%	0%	0%	-3%	-5%	0%	-2%	-5%	0%	0%	0%

Table 10. Moment reduction, $\Delta M_{ult} = 25\%$ e $\Delta M_{ult} = 40\%$. \bar{A}_{ref} cte.

4.3. EFFECT OF THE STRESS LEVEL IN THE ORIGINAL STEEL ON THE LIMITATIONS ESTABLISHED FOR THE STRENGTHENED SECTION SERVICEABILITY LIMIT STATE

The limitation laid down in ACI 440.2R-02 (1) relating to stress in the original steel at the serviceability limit state of the strengthened section may condition the strengthening approach adopted, for it may call for unloading the member as an alternative to increasing the ratio of strengthening material. Table 11 summarizes the results obtained, which were independent of the span length in all cases.

EFFECT OF THE INITIAL LOAD LEVEL ON SERVICEABILITY $\bar{A}_{ref} = CTE$				
$\Delta M_{ult} = 25\%$				
$\Delta M_{ult} = 40\%$				
Steel	Ratio	Deep and flat sections	Deep sections	Flat sections
B500S	High	Compliant	Compliant	Compliant
	Medium		Non-compliant 70%	Non-compliant 70% cp
	Low		Non-compliant 30% and 70% cp	Non-compliant 30% and 70% cp
AE24	High		Non-compliant 30% and 70% cp	Non-compliant 30% and 70% cp
	Medium		Non-compliant 30% and 70% cp	Non-compliant 30% and 70% cp
	Low		Non-compliant 30% and 70% cp	Non-compliant 30% and 70% cp

Table 11. Effect of the initial load level on serviceability findings

4.4 EFFECT OF INITIAL STRAIN IN THE STEEL ON INTERFACE SHEAR

The starting point for the evaluation of the effect of the existing stress level in the member to be strengthened on the interface shear stress was the ratio of the strengthening material required to attain 25% and 40% increases in section bearing strength, regardless of the initial stress on the section. In this evaluation the width of the surface in contact with the substrate was assumed to be the same for the three levels of initial stress defined. In other words, since the width of the strengthening material was constant, the ratio of strengthening material needed was attained by varying the thickness.

4.4.1. EFFECT OF INITIAL STRAIN ON INTERFACE SHEAR

Table 12 summarizes the percentage increases in shear stress in a given section for different initial load levels

EFFECT OF INITIAL LOAD LEVEL ON $\Delta\tau$ %						
P_0						
$\Delta M_{ult} = 25\%$						
$\Delta M_{ult} = 40\%$						
Ratio	P ₀	Deep		Flat		Flat
		B500S	High	30	from 3% to 5%	
		70	from 11% to 16%	from 18% to 25%	from 44% to 50%	from 13% to 16%
	Medium		from 3% to 10%		from 2% to 12%	
	Low		from 1% to 8%		from 1% to 6%	
	AE24		from 2% to 7%		from 1% to 5%	

Table 12. Effect of initial load level on $\Delta\tau$

REDUCCIÓN MOMENTO SOPORTADO. $A_{ref}=cte$																		
$\Delta M_{ult}=25\%$																		
$\Delta M_{ult}=40\%$																		
%P ₀	AE 24			B 500 S						AE 24			B 500 S					
	Canto			Planas			Canto			Canto			Planas			Canto		
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}
0	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
30	0%	0%	-1%	0%	0%	-1%	0%	0%	0%	0%	-1%	-2%	0%	-1%	-2%	0%	0%	0%
70	0%	0%	-3%	0%	-1%	-2%	0%	0%	0%	0%	-3%	-5%	0%	-2%	-5%	0%	0%	0%

Tabla 10. Reducción del Momento Soportado, $\Delta M_{ult}=25\%$ e $\Delta M_{ult}=40\%$. $A_{ref}=cte$.

4.3. INFLUENCIA DEL NIVEL TENSIONAL DE LA ARMADURA ORIGINAL DE LA PIEZA EN LAS LIMITACIONES ESTABLECIDAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE LA SECCIÓN REFORZADA

La limitación establecida por ACI 440.2R-02 (1) referente a la tensión en el acero original para el E.L.S. de la sección reforzada podría llegar a condicionar el modo de ejecución del refuerzo dado que puede obligar a descargar el elemento como alternativa al incremento de las cuantías de la armadura de refuerzo. La Tabla 11 resume los resultados obtenidos observándose que todos los casos son independientes de la luz del vano.

INFLUENCIA DEL NIVEL DE CARGA INICIAL EN SERVICIO para $A_{ref}=CTE$				
$\Delta M_{ult}=25\%$				
$\Delta M_{ult}=40\%$				
Acero	Cuantía	Secciones de Canto y Planas	Secciones de Canto	Secciones Planas
B500S	Alta	Cumple	Cumple	Cumple
	Media		No cumple 70 % cp	No cumple 70 % cp
	Baja		No cumple 30% y 70 % cp	No cumple 30% y 70 % cp
AE24	Alta		No cumple 30% y 70 % cp	No cumple 30% y 70 % cp
	Media		No cumple 30% y 70 % cp	No cumple 30% y 70 % cp
	Baja		No cumple 30% y 70 % cp	No cumple 30% y 70 % cp

Tabla 11. Influencia del Nivel de Carga Inicial en las Comprobaciones de Servicio

4.4 INFLUENCIA DE LA DEFORMACIÓN INICIAL DEL ACERO EN LAS TENSIONES TANGENCIALES DE LA INTERFACE

La evaluación de la influencia que el nivel de sollicitación previo en el elemento que se refuerza tiene sobre las tensiones tangenciales en la interface, ha partido de considerar la cuantía de área de refuerzo necesaria para alcanzar el incremento de capacidad portante de la sección, correspondiente a $\Delta M_{ult}=25\%$ y $\Delta M_{ult}=40\%$, independientemente de la sollicitación inicial previa de la sección e imponiendo que el ancho de contacto con el soporte sea el mismo para los tres niveles de sollicitación inicial definidos. Es decir, el ancho del material de refuerzo es constante de manera que se varía el espesor en función de la cuantía de material de refuerzo necesaria.

4.4.1. INFLUENCIA DE LA SOLICITACIÓN INICIAL EN LOS VALORES DE LAS TENSIONES TANGENCIALES DE LA INTERFACE

En la Tabla 12 se resumen para cada caso analizado los incrementos en porcentaje de la tensión tangencial para una misma sección, en función del nivel de carga inicial existente.

INFLUENCIA DEL NIVEL DE CARGA INICIAL EN EL $\Delta\tau$ %						
P ₀						
$\Delta M_{ult}=25\%$						
$\Delta M_{ult}=40\%$						
Cuantía	P ₀	Canto		Planas		
		Canto	Planas	Canto	Planas	
B500S	Alta	30	de 3% a 5%		de 3% a 13%	
		70	de 11% a 16%	de 18% a 25%	de 44% a 50%	de 13% a 16%
	Media	de 3% a 10%		de 2% a 12%		
	Baja	de 1% a 8%		de 1% a 6%		
AE24		de 2% a 7%		de 1% a 5%		

Tabla 12. Influencia del Nivel de Carga Inicial en $\Delta\tau$.

In all cases the highest shear stress values were found for sections in which the original steel had reached its design stress. Since the analysis was conducted on specific sections by dividing the beam into discrete parts, more precise shear values could be obtained if smaller divisions were used.

The results given in Table 12 indicate that as a rule shear stress rose with higher initial stress. This increase was significant (over 10%) for some of the sections with initial stress levels of 70% of the total load and a high initial steel ratio.

4.4.2. EFFECT OF INITIAL STRESS ON INTERFACE SHEAR

The recommendations for designing this type of strengthening limit interface shear; in FIB Bulletin 14 (4), the limit for concrete HA-25 is 2.15 N/mm².

In Table 13 the shear stress values that comply with the above condition for H-25 class concrete are highlighted; note that compliance with the requirement is independent of the initial stress level.

%P ₀	$\Delta M_{ult} = 25\%$									$\Delta M_{ult} = 40\%$								
	B500S						AE24			B500S						AE24		
	Deep			Flat			Deep			Deep			Flat			Deep		
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}
	Luz 4 m																	
0	2.41	2.29	1.17	2.39	2.29	1.38	2.53	2.35	2.22	2.17	1.79	0.56	2.24	1.96	0.92	2.31	2.15	2.03
30	2.40	2.35	1.13	2.52	2.31	1.43	2.60	2.38	2.26	2.28	1.91	0.59	2.28	2.00	1.04	2.32	2.18	2.06
70	2.52	2.51	1.30	2.53	2.42	1.63	2.68	2.39	2.27	2.29	2.00	0.84	2.25	2.08	1.07	2.42	2.22	2.07
	Luz 6m																	
0	1.58	1.48	0.76	1.61	1.46	0.91	1.71	1.55	1.44	1.48	1.19	0.39	1.45	1.31	0.61	1.57	1.44	1.35
30	1.64	1.56	0.78	1.63	1.53	0.97	1.77	1.59	1.46	1.48	1.26	0.40	1.50	1.37	0.69	1.58	1.46	1.35
70	1.67	1.62	0.87	1.62	1.61	1.12	1.80	1.66	1.52	1.52	1.33	0.56	1.54	1.44	0.71	1.62	1.47	1.38
	Luz 8m																	
0	1.16	1.12	0.58	1.20	1.10	0.67	1.29	1.18	1.10	1.11	0.90	----	1.12	0.98	0.46	1.18	1.11	1.02
30	1.22	1.17	0.58	1.23	1.15	0.73	1.31	1.20	1.11	1.13	0.96	----	1.13	1.02	0.52	1.18	1.11	1.03
70	1.25	1.22	0.67	1.26	1.21	0.84	1.33	1.24	1.14	1.15	0.97	----	1.17	1.06	0.54	1.20	1.13	1.05

Table 13. Value of τ_s (MPa) for $\Delta M_{ult} = 25\%$ and $\Delta M_{ult} = 40\%$. Constant width

The measure set out in ACI 440.2R-02 (1) to prevent debonding of the strengthening material is to limit the strain to which it is subjected; in the present study this criterion was found to be independent of the span length. Table 15 contains the results obtained. In the table a "P" (peeling) means that the plane of fatigue for the section crossed the strain limit threshold and "OK" that the strengthening material did not reach that strain level at the fatigue moment in the member.

%P ₀	$\Delta M_{ult} = 25\%$									$\Delta M_{ult} = 40\%$								
	AE24			B500S						AE24			B500S					
	Deep			Flat			Deep			Deep			Flat			Deep		
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}
0	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P
30	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P
70	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P

Table 15. Strengthening material strain (ϵ_s) values for $\Delta M_{ult} = 25\%$ and $\Delta M_{ult} = 40\%$, further to ACI 440.2R-02 (1)

A comparison of the above data to the stress limitation results defined in FIB Bulletin 14 (4) shows that the ACI criterion is more restrictive. Indeed, certain cases, while nowhere near exceeding the shear stress ceiling imposed by the FIB guide, would undergo detachment according to the ACI criterion, if the section is subjected to an increase in stress beyond the amount defined in the present study, even without depleting the strengthening capacity.

En primer lugar cabe desatacar que en todos los casos los valores máximos de tensión tangencial se corresponden con las secciones en las que el acero original alcanza su tensión de cálculo. Dado que el análisis se ha realizado sobre secciones concretas, discretizando la viga, los valores de tensión tangencial anteriores podrían tener más precisión si se considerasen elementos más pequeños.

Del análisis de los resultados indicado en la Tabla 12 se desprende que de manera general las tensiones tangenciales se incrementan con el aumento de sollicitación inicial. Dicho incremento puede ser significativo (superior al 10%) para algunos de los casos de secciones con sollicitación inicial del 70% de la carga total y cuantía original alta.

4.4.2. INFLUENCIA DE LA SOLICITACIÓN INICIAL EN LA VERIFICACIÓN DE LAS TENSIONES TANGENCIALES DE LA INTERFACE.

Las recomendaciones de proyecto para este tipo de refuerzos establecen una limitación en la tensión tangencial rasante en la interface de contacto, que en el caso de *fib* Bulletin 14 (4), para hormigón HA-25, es de 2,15 N/mm².

En la Tabla 13 se han resaltado los valores de tensiones tangenciales, que cumplirían con la anterior condición para un hormigón de la clase H-25 observándose que el cumplimiento del requisito es independiente del nivel de sollicitación inicial.

	$\Delta M_{ult} = 25\%$									$\Delta M_{ult} = 40\%$								
	B500S						AE24			B500S						AE24		
	Canto			Planas			Canto			Canto			Planas			Canto		
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}
%P ₀	Luz 4 m																	
0	2.41	2.29	1.17	2.39	2.29	1.38	2.53	2.35	2.22	2.17	1.79	0.56	2.24	1.96	0.92	2.31	2.15	2.03
30	2.40	2.35	1.13	2.52	2.31	1.43	2.60	2.38	2.26	2.28	1.91	0.59	2.28	2.00	1.04	2.32	2.18	2.06
70	2.52	2.51	1.30	2.53	2.42	1.63	2.68	2.39	2.27	2.29	2.00	0.84	2.25	2.08	1.07	2.42	2.22	2.07
%P ₀	Luz 6 m																	
0	1.58	1.48	0.76	1.61	1.46	0.91	1.71	1.55	1.44	1.48	1.19	0.39	1.45	1.31	0.61	1.57	1.44	1.35
30	1.64	1.56	0.78	1.63	1.53	0.97	1.77	1.59	1.46	1.48	1.26	0.40	1.50	1.37	0.69	1.58	1.46	1.35
70	1.67	1.62	0.87	1.62	1.61	1.12	1.80	1.66	1.52	1.52	1.33	0.56	1.54	1.44	0.71	1.62	1.47	1.38
%P ₀	Luz 8 m																	
0	1.16	1.12	0.58	1.20	1.10	0.67	1.29	1.18	1.10	1.11	0.90	----	1.12	0.98	0.46	1.18	1.11	1.02
30	1.22	1.17	0.58	1.23	1.15	0.73	1.31	1.20	1.11	1.13	0.96	----	1.13	1.02	0.52	1.18	1.11	1.03
70	1.25	1.22	0.67	1.26	1.21	0.84	1.33	1.24	1.14	1.15	0.97	----	1.17	1.06	0.54	1.20	1.13	1.05

Tabla 13. Valor de τ_s (MPa) para $\Delta M_{ult} = 25\%$ e $\Delta M_{ult} = 40\%$. Ancho Constante

En el caso de ACI 440.2R-02 (1) como medida para evitar el despegue del material de refuerzo se limita la deformación en dicho material, observándose en el estudio realizado que este criterio es independiente de la luz del vano. En la Tabla 15 se incluyen los resultados obtenidos indicándose como "peeling" (P) los casos en los que el plano de agotamiento de la sección pasa por dicha deformación límite, y se definen "ok" los casos en los que el material de refuerzo, para el momento de agotamiento del elemento, no ha alcanzado dicha deformación.

%P ₀	$\Delta M_{ult} = 25\%$									$\Delta M_{ult} = 40\%$								
	AE24			B500S						AE24			B500S					
	Canto			Planas			Canto			Canto			Planas			Canto		
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}
0	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P
30	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P
70	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P	P	ok	ok	P	ok	ok	P	P	P

Tabla 15. Verificación ϵ_f para $\Delta M_{ult} = 25\%$ e $\Delta M_{ult} = 40\%$ según ACI 440.2R-02 (1)

Comparando los anteriores datos con los resultados de la limitación de tensiones definida por *fib* Bulletin 14 (4), se observa que este segundo criterio resulta más restrictivo, dado que determinados casos que estaban muy lejos de rebasar la limitación de valor de tensión tangencial impuesta, con este segundo criterio, si bien no se ha agotado la capacidad del refuerzo, todo incremento de sollicitación en la sección por encima del definido en el estudio implicaría un aumento en la deformación del material que conllevaría su despegue.

4.4.3 EFFECT OF THE STEEL RATIO IN THE ORIGINAL SECTION ON SHEAR STRESS

The increases in shear for a given level of initial stress and different steel ratios are summarized in Table 16. Shear declined with increasing ratios, very significantly where the ratio was high in the original member, particularly as compared to the shear values for small ratios.

Reduction in τ for medium and high ratios compared to the low ratio				
$\Delta M_{ult} = 25\%$			$\Delta M_{ult} = 40\%$	
	Medium	High	Medium	High
B500S	de -2% a -10%	de -31% a -48%	de -6% a -18%	de -44% a -74%
AE24	de -7% a -10%	de -12% a -18%	de -6% a -9%	de -11% a -15%

Table 16. Reduction in τ with the initial steel ratio

4.5 EFFECT OF INITIAL STRESS ON SECTION CURVATURE AT FATIGUE FAILURE

In all cases studied, the ultimate curvature in the strengthened section declined with respect to the curvature at fatigue failure in the non-strengthened section. The results obtained are summarized in Table 17.

Comparison of χ in strengthened and original sections			
$\Delta M_{ult} = 25\% \text{ e } \Delta M_{ult} = 40\%$			
	Low	Medium	High
B500S	-56% to -61%	-18% to -28%	-16% to -29%
AE24	-79% to -81%	-36% to -63%	-36% to -40%

Table 17. Comparison of χ in original and strengthened sections

The percentage variation in the curvature for a given section was also explored in terms of the initial stress level. The study showed that this value was practically independent of the span length. The results obtained are summarized in Table 18, which shows that the curvature grew with rising initial stress by up to 10% in sections with low ratios and less in all other cases.

% INCREASE IN CURVATURE																								
$\Delta M_{ult} = 25\%$																								
$\Delta M_{ult} = 40\%$																								
%P ₀	AE 24						B 500 S						AE 24						B 500 S					
	Deep			Flat			Deep			Deep			Flat			Deep								
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}						
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						
30	0	0,9	1,5	0	2,5	3,6	0	11	0	0	1,3	2,6	0	1,2	2,3	0	0	0						
70	9,8	2,4	4,1	11	3,6	5,6	0	11	0	8,9	3,3	6,7	11	3,0	5,7	0	0	5,7						

Table 18. Approximate variation in χ with the increase in P₀ for $\Delta M_{ult} = 25\%$ e $\Delta M_{ult} = 40\%$

5. CONCLUSIONS

Further to the above findings and the analysis of the results, the following conclusions can be drawn:

4.4.3 INFLUENCIA DE LA CUANTÍA DE ACERO DE LA SECCIÓN ORIGINAL EN LAS TENSIONES TANGENCIALES

Podemos determinar los incrementos de tensiones tangenciales para un mismo nivel de sollicitación inicial, en función de la cuantía de la sección inicial, los cuales se resumen respecto de los valores de cuantía baja en la Tabla 16, observándose que las tensiones tangenciales se reducen con el incremento de la cuantía original, siendo muy significativas las reducciones en los casos de cuantías altas en la pieza original respecto de los valores de tensión tangencial para las cuantías bajas.

Reducción de τ 's para cuantías medias y altas respecto de la cuantía baja.				
	$\Delta M_{ult} = 25\%$		$\Delta M_{ult} = 40\%$	
	Media	Alta	Media	Alta
B500S	de -2% a -10%	de -31% a -48%	de -6% a -18%	de -44% a -74%
AE24	de -7% a -10%	de -12% a -18%	de -6% a -9%	de -11% a -15%

Tabla 16. Reducción de τ 's en función de la Cuantía de Acero Original.

4.5 INFLUENCIA DE LA SOLICITACIÓN INICIAL DE LA SECCIÓN EN LA CURVATURA EN AGOTAMIENTO DE LA MISMA.

A partir de la curvatura última de la sección reforzada en cada uno de los casos se ha determinado el decremento de curvatura respecto de la curvatura en agotamiento de la sección sin reforzar. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 17.

Reducción de χ 's las secciones reforzadas respecto de la sección sin reforzar			
	$\Delta M_{ult} = 25\%$ e $\Delta M_{ult} = 40\%$		
	Baja	Media	Alta
B500S	-56% a -61%	-18% a -28%	-16% a -29%
AE24	-79% a -81%	-36% a -63%	-36% a -40%

Tabla 17. Reducción de χ 's respecto de la sección original.

Además se ha considerado la variación de curvatura en % para una misma sección en función del nivel de sollicitación inicial, observándose en el estudio realizado que este valor es prácticamente independiente de la luz del vano. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 18, en la que se indica cómo se incrementa la curvatura con el incremento de sollicitación inicial alcanzando dicho incremento un valor máximo del 10% para los casos de cuantías bajas, siendo inferior para el resto de cuantías

%P ₀	% INCREMENTO DE LA CURVATURA																	
	$\Delta M_{ult} = 25\%$.									$\Delta M_{ult} = 40\%$.								
	AE 24			B 500 S						AE 24			B 500 S					
	Canto			Planas			Canto			Canto			Planas			Canto		
	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}	U _{sb}	U _{sm}	U _{sa}
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0,9	1,5	0	2,5	3,6	0	11	0	0	1,3	2,6	0	1,2	2,3	0	0	0
70	9,8	2,4	4,1	11	3,6	5,6	0	11	0	8,9	3,3	6,7	11	3,0	5,7	0	0	5,7

Tabla 18. Variación aproximada de χ 's con el incremento de P₀ para $\Delta M_{ult} = 25\%$ e $\Delta M_{ult} = 40\%$.

5. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados de la investigación y en función del análisis realizado sobre los resultados alcanzados se establecen las siguientes conclusiones:

5.1. STRENGTHENING CAPACITY LIMITS AND THE THEORETICAL MODEL FOR SECTION ANALYSIS

- a) Inasmuch as the use of composite materials to strengthen reinforced concrete sections constitutes secondary reinforcement, strengthening capacity is subject to substantial limitations. These limitations depend on the ratio between the dead load to the total load acting on the strengthened section and whether such reinforcement is needed to accommodate the dead load, the dead load and live loads or live loads only.
- b) For normal building structures where the dead load accounts for on the order of 70% of the total load, the above considerations limit the maximum strengthening capacity to values of 19% to 26% of the original section strength. For structures where the dead load constitutes on the order of 30% of the total load, the above limits to strengthening capacity are somewhat higher, ranging from 44% to 62% of the original section strength. The foregoing holds only where strengthening is required to accommodate the dead load only or live loads only.
- c) A comparison of the model developed to experimental results revealed that the interface shear ceilings established in FIB Bulletin 14 (4) may be regarded to be optimistic. In the present case, values on the order of 60% of the limits laid down in the bulletin would provide a better fit to the database used.

5.2. RESULTS OF THE STUDY CONDUCTED

5.2.1. EFFECT OF STRESS LEVELS EXISTING IN THE SECTION ON THE RATIO OF STRENGTHENING MATERIAL NEEDED AND ON THE MOMENT BORNE BY THE STRENGTHENED SECTION, ASSUMING THE AREA OF STRENGTHENING MATERIAL TO BE CONSTANT

- a) In the event of low and medium initial steel ratios ($U_s/U_c = 0.08$ and 0.16), flat or deep beams and initial reinforcing steel type AE24 or B500S, existing stress levels of from 30% to 70% of the total load initially acting on the member under service conditions have no perceptible effect on the area of the strengthening material needed to attain the strengthening capacity defined.
- b) In the event of high initial steel ratios ($U_s/U_c = 0.24$), existing stress levels of 30% would call for increases in area on the order of 8% to 9% for 25% strengthening and of 10% to 12% for 40% strengthening. When the existing stress accounts for 70% of the total load, the area increases needed are on the order of 21% to 26% for 25% strengthening and 29% to 35% for 40% strengthening in flat or deep beams with B500S reinforcing steel. In deep beams having AE24 reinforcing steel, the existing stress level has no perceptible effect on the area of strengthening material needed to increase the original bearing strength of the section by the amount defined.
- c) When the area of the strengthening material required to attain the reinforcement capacity defined is held constant, initial service stress levels of 30% and 70% have no relevant effect (under 3% for 25% strengthening and under 5% for 40% strengthening) on the moment borne by the strengthened section in any of the cases analyzed, i.e., regardless of initial steel ratio, whether beams are flat or deep and whether the initial reinforcing steel is type AE24 or B500S.
- d) While certain stress levels entail the need to increase the ratio of strengthening material to attain the increases in bearing strength defined, in the worst case scenario such increases would come to 36% of the area required if the member were to be unloaded. In other words, this solution would be more economically sound than proceeding to unload the member in question.

5.2.2. EFFECT OF EXISTING STRESS IN THE SECTION ON SERVICEABILITY STRESS LIMITS IN THE ORIGINAL REINFORCING STEEL

- a) Further to the parametric analysis conducted, existing stress levels affect the stress at the serviceability limit state in the original reinforcing steel; all beams with 25% strengthening would comply with the stress ceiling imposed.

5.1. SOBRE LOS LÍMITES DE CAPACIDAD DE REFUERZO Y EL MODELO TEÓRICO DE COMPROBACIÓN DE SECCIONES.

- a) El refuerzo de secciones de hormigón armado con materiales compuestos debe ser considerado como un refuerzo secundario, lo que conlleva fuertes limitaciones en la capacidad de refuerzo de las secciones. Estas limitaciones dependerán de la relación de la carga permanente a la carga total actuante sobre la sección reforzada y de que la exigencia del refuerzo sea de la necesidad de reforzar frente a cargas permanentes, frente a cargas permanentes y sobrecarga o solamente frente a sobrecargas.
- b) Para casos usuales de estructuras de edificación, en las que la carga permanente puede representar del orden del 70% de las cargas totales, lo anterior limita la máxima capacidad de refuerzo a valores que oscilan entre el 19% y el 26% de la capacidad original de la sección. En los casos de estructuras en los que las cargas permanentes representasen del orden del 30% de las cargas totales, los límites anteriormente establecidos para las capacidades de refuerzo se verían modificados a valores que oscilarían entre 44% y el 62% de la capacidad original de la sección. Todo ello en función de que la exigencia del refuerzo sea por necesidad de incrementar la capacidad solamente frente a cargas permanentes o solamente frente a sobrecargas respectivamente.
- c) Del contraste del modelo desarrollado con resultados experimentales se desprende que los valores límite de resistencia tangencial en la interface, establecidos en uno de los procedimientos de comprobación por la guía *fib* *Bulletín* n° 14 (4), podrían considerarse optimistas. En nuestro caso valores del orden del 60% del límite allí establecido serían los que mejor ajustan con los resultados de la base de datos empleada.

5.2. SOBRE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO REALIZADO

5.2.1. SOBRE LA INFLUENCIA DEL ESTADO DE SOLICITACION PREVIO DE LA SECCION EN LA CUANTIA NECESARIA DE MATERIAL DE REFUERZO Y EN EL MOMENTO SOPORTADO POR LA SECCION REFORZADA PARA AREA DE MATERIAL DE REFUERZO CONSTANTE

- a) Estados de solicitación previo, equivalentes al 30% y 70% de la carga total actuante sobre el elemento en situación original y bajo condiciones de servicio, no tienen influencia apreciable sobre el área de material de refuerzo necesaria para alcanzar los niveles de refuerzo de su capacidad original definidos, todo ello para casos de cuantías baja y media, ($U_s/U_c = 0.08$ y 0.16), tanto en configuraciones de vigas planas como de canto y aceros de la sección original del tipo AE24 y B500S.
- b) En lo que se refiere a cuantías altas en el elemento original ($U_s/U_c = 0.24$) niveles de solicitación previa del 30% conducirían a incrementos de área del orden del 8% al 9% para refuerzos del 25% e incrementos del 10% al 12% para refuerzos del 40%. Si el nivel de solicitación previo fuese del 70% los incrementos de área se situarían en órdenes del 21% al 26% para refuerzos del 25% y en órdenes del 29% al 35% para refuerzos del 40%, tanto en vigas de canto como planas armadas con aceros B500S. En las vigas de canto armadas con aceros AE24 para cuantía alta de armado original, no se aprecia la influencia del nivel de solicitación previo en el área de armadura necesaria para alcanzar los incrementos de la capacidad original de la sección definidos.
- c) Estados de solicitación previo, equivalentes al 30% y 70% de la carga total actuante sobre el elemento en situación original y bajo condiciones de servicio, no tienen influencia apreciable, (inferior al 3% para niveles de refuerzo del 25% e inferior al 5% para niveles de refuerzo del 40%), sobre el momento soportado por la sección reforzada manteniendo el área de material de refuerzo necesaria para alcanzar los niveles de refuerzo de su capacidad original definidos, y todo ello para los casos de cuantías analizados, tanto en configuraciones de vigas planas como de canto y aceros de la sección original del tipo AE24 y B500S.
- d) Como conclusión indicar que si bien existen determinados niveles de solicitación que conllevan la necesidad de incrementar las cuantías de armadura de refuerzo para alcanzar los incrementos de capacidad de la sección original definidos, tales incrementos se situarían en el peor de los casos en un 36% del área necesaria a la situación descargada, por lo que resultan viables estimando que su implementación resultaría más económica que proceder a la descarga del elemento.

- b) In the event of 40% strengthening, all flat and deep beams having medium and high initial B500S steel ratios would be compliant, regardless of the initial stress level. In the event of low initial steel ratios, only unloaded members or members with an existing stress level of 30% would exhibit values lower than the ceiling.
- c) Likewise for 40% strengthening, deep beams reinforced with AE24 steel would only meet the serviceability limit stress established when the member were unloaded prior to strengthening.

5.2.3. EFFECT OF INITIAL STRAIN IN THE SECTION ON INTERFACE SHEAR

- a) In strengthened sections, the higher the stress levels existing prior to strengthening the member, the higher the limit state shear acting on the interface. This increase grows with the initial steel ratio in the member.
- b) For 25% strengthening and members with existing stress of 70%, shear may be up to 25% higher than if the member were unloaded prior to strengthening. Such increases may be on the order of 44% in the worst case scenario, i.e., where the initial strength of the member is to be raised by 40%.
- c) Beams with short spans and low or medium reinforcing steel ratios subjected to uniform loads are more likely to fail to conform to the shear stress ceilings laid down in FIB Bulletin 14 (4) for this type of strengthening. Such limits to shear which, as noted above appear to be optimistic, must be established and calculated for the section bearing maximum shear stress, which as a general rule concurs with the section of the member where the original reinforcing steel yields.
- d) The maximum strain limits on the strengthening plate laid down in ACI.440-02 (1) prove to be stronger determinants for analyzing the likelihood of peeling than the shear stress ceiling established in the FIB Bulletin 14 recommendations (4).

5.2.4. EFFECT OF EXISTING STRESS IN THE SECTION ON CURVATURE VALUES AT FATIGUE FAILURE

- a) The ultimate curvatures for strengthened sections are substantially smaller than for the original non-strengthened members, with reductions for 25% and 40% strengthening of around 60% in sections reinforced with B500S steel and 80% for sections with AE24 reinforcing steel. In other words, due to the absence of plastic yielding in plates and the possibility of debonding-mediated fatigue, strengthening with composite materials lowers section ductility.
- b) The stress level prior to strengthening scantily affects the curvature of the strengthened section at fatigue failure: the decline in ultimate curvature does not exceed 10% of the curvature in the unloaded member in the worst of the scenarios studied.

5.2.2. SOBRE LA INFLUENCIA DEL ESTADO DE SOLICITACIÓN PREVIO DE LA SECCIÓN EN LA VERIFICACIÓN DEL LÍMITE TENSIONAL EN SERVICIO DE LA ARMADURA ORIGINAL

- a) De acuerdo con el análisis paramétrico realizado el estado de solicitación previo al refuerzo tiene influencia en el estado tensional de la armadura original de la pieza en E.L.S, observándose que la limitación tensional impuesta se cumple para todos los casos de nivel de refuerzo 25%.
- b) Para el caso de nivel de refuerzo 40% la limitación tensional se cumple para todos los casos de cuantías medias y altas, en vigas planas y de canto armadas con acero B500S, independientemente del nivel de solicitación previo. Para los casos de cuantías bajas el límite tensional sólo se vería cumplido para los casos de elemento descargado y de solicitación previa correspondiente al 30%.
- c) Asimismo para nivel de refuerzo del 40%, las vigas de canto armadas con acero AE24 tan sólo cumplirían el límite tensional en servicio establecido en el caso de que se procediese a la descarga del elemento previamente a la disposición del refuerzo.

5.2.3. SOBRE LA INFLUENCIA DEL ESTADO DE SOLICITACIÓN PREVIO DE LA SECCIÓN EN LOS VALORES DE LAS TENSIONES TANGENCIALES DE LA INTERFACE

- a) El estado de solicitación previa a la ejecución del refuerzo del elemento influye en el valor de las tensiones tangenciales que se alcanzarían en la interface, para el estado límite último de la sección reforzada, incrementando las tensiones. Tal incremento resulta tanto mayor cuanto lo es la cuantía de armadura original de la pieza y el nivel de solicitación previa al refuerzo del elemento.
- b) Para refuerzos que supongan incrementos de capacidad resistente del 25% de la capacidad original, pueden registrarse incrementos de tensiones tangenciales de hasta el 25% para niveles de presolicitación del 70% frente a las tensiones tangenciales que se alcanzarían en el caso de procederse a la descarga del elemento previamente a realizar el refuerzo. Estos incrementos podrían llegar a ser del orden del 44% en el peor de los casos de los estudiados para refuerzos que supongan incrementos del 40% frente a la capacidad original del elemento
- c) Las vigas de luces cortas sometidas a cargas uniformes y con cuantías bajas y medias presentan un mayor riesgo de incumplir los límites de tensión tangencial que establecen las recomendaciones de *fib* Bulletin 14 (4) relativas a estos tipos de refuerzo. Estos límites de la tensión tangencial, que según hemos indicado podrían resultar optimistas, deben ser establecidos y comprobados para la sección en la que se produce la máxima tensión tangencial, sección que en general es coincidente con la sección de la pieza donde se produce la plastificación del acero original de la pieza.
- d) Los límites de deformación máxima en el laminado de refuerzo que establece ACI.440-02 (1) en general se muestran más determinantes para la comprobación del despegue por "peeling" que los límites de tensión tangencial según la limitación establecida por las recomendaciones de *fib* Bulletin 14 (4).

5.2.4. SOBRE LA INFLUENCIA DEL ESTADO DE SOLICITACIÓN PREVIO DE LA SECCIÓN EN LOS VALORES DE LAS CURVATURAS DE AGOTAMIENTO

- a) Frente a las situaciones originales sin reforzar las curvaturas últimas de las secciones reforzadas se verían fuertemente reducidas, alcanzándose, para los casos de cuantías originales bajas y para niveles de refuerzo del 25% al 40% de incremento frente a la capacidad de la sección original, reducciones de curvatura del orden del 60% en secciones armadas con aceros B500S y del 80% en secciones armadas con aceros AE24. Es decir, el refuerzo con materiales compuestos, como consecuencia de la ausencia de escalón plástico en el laminado junto a la posibilidad de agotamiento por despegue, conduce a secciones de menor ductilidad que las correspondientes a secciones no reforzadas.
- b) El nivel de solicitación previo a la ejecución del refuerzo tiene una escasa influencia en la curvatura de agotamiento de la sección reforzada, observándose que el decremento de curvatura última, frente a la situación correspondiente a elemento descargado, no supera el 10% en el peor de los casos de entre los estudiados.

NOTATION

A_{sc}	area of compression reinforcement (cm ²)
A_p	plate area (cm ²)
E_s	steel modulus of elasticity (MPa)
E_f	plate modulus of elasticity (MPa)
L_F	fictitious span (m)
M_u	fatigue moment in the strengthened section
M_d	design moment in the section
R_n	nominal bearing strength of the original structure
$R_{n,R}$	nominal bearing strength of the strengthened structure
S_{DL}	stress due to dead load
S_{LL}	stress due to live loads
U_{sa}	sections with high original steel ratios
U_{sm}	sections with medium original steel ratios
U_{sb}	sections with low original steel ratios
b	plate width (m)
f_{ck}	characteristic concrete compressive strength (MPa)
f_{ctk}	characteristic concrete tensile strength (MPa)
f_{pk}	characteristic strengthening material tensile strength (MPa)
f_{yd}	design elastic limit for steel (MPa)
f_{yk}	characteristic elastic limit for steel (MPa)
f_{fu}^*	plate failure stress (MPa)
f_{fu}	plate design failure stress (MPa)
l	span length (m)
n	number of plate layers
t_f	plate thickness (m)
CT	ultimate load in the original section (kN/ml) [en el sistema internacional, esta abreviatura quiere decir "mililitros". Si lo que se quiere expresar es "metro lineal", es mejor dejar una "m" sola]
PP	section self weight and dead load (kN/ml)
SOB	live load in the original section (kN/ml)
ε_{fe}	effective strain on plate
ε_{fu}^*	plate failure strain
ε_{fu}	plate design failure strain
ε_s	strain on steel
ε_{s0}	initial strain on steel
ε_{sy}	reinforcing steel strain at yield strength
ε_{syd}	design strain at yield strength for reinforcing steel
ε_{pd}	fatigue moment strain on strengthening material
τ_{pd}	maximum shear along the entire beam (MPa)
σ_{cs}	serviceability moment stress for concrete (MPa)
σ_{pd}	plate fatigue moment stress (MPa)
σ_{ps}	plate serviceability moment stress (MPa)
σ_{s0}	initial stress in original steel (MPa)
σ_{sd}	fatigue moment stress for original steel (MPa)
σ_{ss}	service moment stress for original steel (MPa)

NOTACIÓN

A_{sc}	área de armadura comprimida (cm ²)
A_p	área de laminado (cm ²)
E_s	módulo de elasticidad del acero (MPa)
E_f	módulo de elasticidad del laminado (MPa)
L_F	luz ficticia (m)
M_u	momento de agotamiento de la sección reforzada
M_d	momento de cálculo de la sección.
R_n	capacidad resistente nominal de la estructura original
$R_{n,R}$	capacidad resistente nominal de la estructura reforzada
S_{DL}	solicitación debida a cargas permanentes
S_{LL}	solicitación debida a sobrecargas
U_{sa}	secciones con cuantía original alta
U_{sm}	secciones con cuantía original media
U_{sb}	secciones con cuantía original baja
b	ancho del laminado (m)
f_{ck}	resistencia característica a compresión del hormigón (MPa)
f_{ctk}	resistencia característica a tracción del hormigón (MPa)
f_{pk}	resistencia característica a tracción del material de refuerzo (MPa)
f_{yd}	límite elástico de cálculo del acero (MPa)
f_{yk}	límite elástico característico del acero (MPa)
f_{fu}^*	tensión de rotura del laminado (MPa)
f_{fu}	tensión de cálculo de rotura del laminado (MPa)
l	luz de vano (m)
n	número capas laminado
t_f	espesor del laminado (m)
CT	carga última de la sección original (kN/ml).
PP	peso propio y cargas permanentes de la sección (kN/ml).
SOB	sobrecarga de la sección original (kN/ml).
ε_{fe}	deformación efectiva del laminado
ε_{fu}^*	deformación de rotura del laminado
ε_{fu}	deformación de cálculo de rotura del laminado
ε_s	deformación del acero
ε_{s0}	deformación inicial del acero
ε_{sy}	deformación de límite elástico del acero
ε_{syd}	deformación de cálculo de límite elástico del acero
ε_{pd}	deformación del material de refuerzo para el momento de agotamiento
τ_{pd}	tensión tangencial máxima a lo largo de la viga (MPa)
σ_{cs}	tensión en el hormigón para el momento de servicio (MPa)
σ_{pd}	tensión en el laminado para el momento de agotamiento (MPa)
σ_{ps}	tensión en el laminado para el momento de servicio (MPa)
σ_{s0}	tensión inicial en el acero original (MPa)
σ_{sd}	tensión en el acero original para el momento de agotamiento (MPa)
σ_{ss}	tensión en el acero original para el momento de servicio (MPa)

REFERENCES

1. American Concrete Institute (ACI) 440.2R-02. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. October, 2003.
2. CEB-FIP. CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton. Lausanne. Switzerland. 2001.
3. EUROCÓDIGO EC-2. Proyecto de Estructuras de Hormigón-Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación, 2004
4. *fib*, Bulletin 14. Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. 2001.
5. OLLER, E. "Peeling failure in beams strengthened by plate bending. A design proposal". Doctoral Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, September 2005.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute (ACI) 440.2R-02. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. October, 2003.
2. CEB-FIP. CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton. Lausanne. Switzerland. 2001.
3. EUROCÓDIGO EC-2. Proyecto de Estructuras de Hormigón-Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación, 2004
4. *fib*, Bulletin 14. Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. 2001.
5. OLLER, E. "Peeling failure in beams strengthened by plate bending. A design proposal". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya, Septiembre de 2005.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

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

Ingenieros Aeronáuticos

- * París Loreiro, Angel
- Moreno Toriz, Juan José

Ingenieros de Caminos

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

Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Villanueva Ramírez, Santiago

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
De Jesús Filipe Sarabando Rei, Carolina
Giarrizzo, Roberto
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingenieros Geólogos

Catalán Navarro, Antonio
Hernández Alvarez, José Luis

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

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

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Ingeniero de Montes

Carrillo Bobillo, Oliva

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

Licenciado en Biología

González Llanes, José Pelayo

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

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

CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo. Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2007: 31€



ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno Nº 69

"Ménsulas cortas y vigas de apoyo a media madera de hormigón armado"
Autora: Krystyna Nagrodzka-Godycka

Cuaderno Nº 70

"Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado, reforzadas con materiales compuestos"
Autora: Elena Díaz Heredia

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

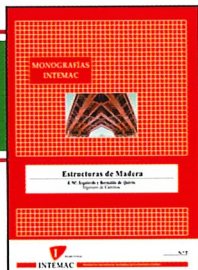
Cuaderno Nº 71

"Impermeabilización de túneles"
Autor: Pablo Usillos Espín

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC

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



MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 5

"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".
Autores: R. Barrios Corpa, C. Beleta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M. Rodríguez Romero.
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 6

"Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo".
Autores: P. López Sánchez, J. M. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez, A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 7

"Estructuras de madera".
Autores: J. M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.
Precio de la Monografía 38 €

NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

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

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

NIT-5 (06)

"Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón"
J. Calavera Ruiz, A. Delibes; J. M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós; G. González Isabel
Edición en español, en color. 12 páginas
P.V.P: 14 euros



NIT-6 (07)

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

J. Calavera Ruiz
Edición en español. 10 páginas P.V.P: 12 euros

VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

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

Nº 2001 (1-1)
Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, reftentado y ensayo a compresión. Esta nueva versión del video 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.
30 minutos - 25 €



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

Nº 2002 (1-2)
Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corrugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia.
30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

Nº 2002 (1-4)
Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 N/mm² a 100N/mm², las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.
35 minutos - 25 €



Flexión simple en hormigón armado.

Nº 2002 (1-3)
Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.
35 minutos - 25 €



Esfuerzo cortante en hormigón armado.

Nº 2002 (1-5)
Muestra el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.
25 minutos - 25 €



BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

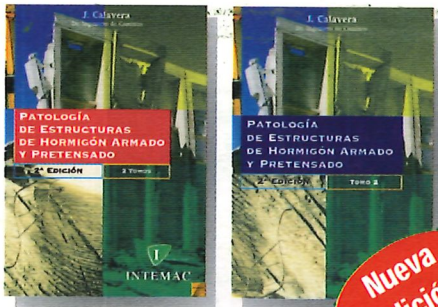
INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

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) 200 €



Consulte otras publicaciones
www.intemac.es



Nueva edición

Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado

2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €



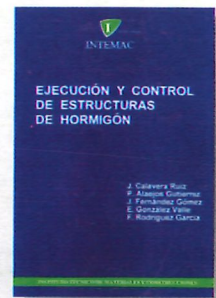
Nueva publicación

Fichas de ejecución de obras de hormigón

2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 56 €



Nueva publicación

Ejecución y control de estructuras de hormigón

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

Precio: 113 €



Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Manual de Ferralla

3ª edición

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

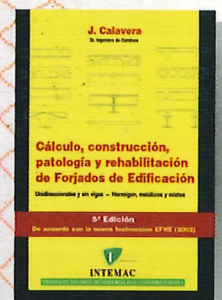
Precio: 45 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

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

Precio: 50 €

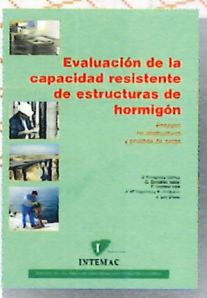


Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación

5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 113 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

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

Precio: 64 €

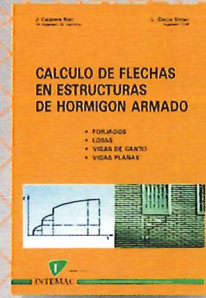


Muros de contención y muros de sótano

3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

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

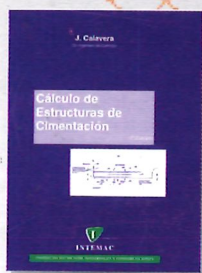
Precio: 53 €



Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 123 € - CD-ROM 198 €

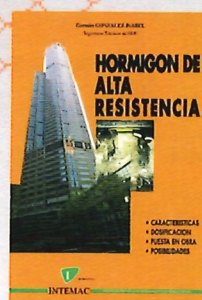


Cálculo de estructuras de cimentación

4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Hormigón de alta resistencia

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

Precio: 47 €



Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delbes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €



INTEMAC

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