

CUADERNOS INTEMAC

Mecanismos de respuesta frente al esfuerzo cortante en vigas prefabricadas

Shear response mechanisms in precast beams

David Fernández-Ordóñez Hernández
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 45
1.º TRIMESTRE '02



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

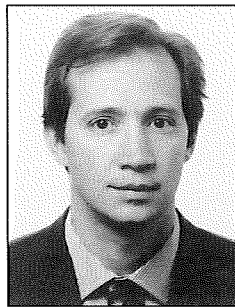
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**MECANISMOS DE RESPUESTA FRENTE
AL ESFUERZO CORTANTE
EN VIGAS PREFABRICADAS**

**SHEAR RESPONSE MECHANISMS
IN PRECAST BEAMS**



David Fernández-Ordóñez Hernández*
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PhD Civil Engineering

* Este trabajo ha sido desarrollado a partir de la Tesis Doctoral del mismo autor, dirigida por los Catedráticos, Doctores Ingenieros de Caminos: D. Ángel Aparicio, D. José Calavera y D. Florencio del Pozo.

* This paper is taken from the author's doctoral thesis, directed by the following Professors of Civil Engineering: Ángel Aparicio, José Calavera and Florencio del Pozo.

Copyright © 2002, 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 - 44.421 -2002
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. APPROACH AND OBJECTIVES
3. PREVIOUS SHEAR RESPONSE MODELS
4. DESCRIPTION OF THE MODEL PROPOSED BY THE AUTHOR
 - 4.1. GEOMETRY
 - 4.2. ARRANGEMENT OF NODES AND BARS FOR THE BEAMS TESTED
 - 4.3. MECHANICAL CHARACTERISTICS OF THE BARS FOR THE BEAMS TESTED
 - 4.4. EXAMPLE
5. COMPARISON OF THE MODEL PROPOSED TO TEST RESULTS
 - 5.1. STRUT CRUSHING FAILURE
 - 5.1.1. Reinforced concrete beam
 - 5.1.2. Prestressed concrete beam
 - 5.2. BREAKAGE DUE TO STEEL FAILURE. STUTTGART TESTS
 - 5.2.1. Beam ET2
 - 5.2.2. Beam ET3
6. CONCLUSIONS
7. FUTURE LINES OF RESEARCH
8. SELECTED BIBLIOGRAPHY ON SHEAR STRESS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS
3. MODELOS ANTERIORES DE RESPUESTA CORTANTE
4. DESCRIPCIÓN DEL MODELO PROPUESTO POR EL AUTOR
 - 4.1. GEOMETRÍA
 - 4.2. DISPOSICIÓN DE NUDOS Y BARRAS PARA LAS VIGAS ENSAYADAS
 - 4.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS BARRAS PARA LAS VIGAS ENSAYADAS
 - 4.4. EJEMPLO
5. CONTRASTE ENTRE EL MODELO PROPUESTO Y LOS ENSAYOS
 - 5.1. ROTURAS POR BIELA COMPRIMIDA
 - 5.1.1. Viga de hormigón armado
 - 5.1.2. Viga de hormigón pretensado
 - 5.2. ROTURAS POR FALLO EN EL ACERO. ENSAYOS DE STUTTGART
 - 5.2.1. Viga ET2
 - 5.2.2. Viga ET3
6. CONCLUSIONES
7. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN
8. BIBLIOGRAFÍA SELECCIONADA SOBRE ESFUERZO CORTANTE

SUMMARY

The phases and methodology followed in the research conducted and reported in this paper consisted in:

- 1. Study and analysis of the existing literature.*
- 2. Analysis of existing tests on shear failure.*
- 3. Analysis of FEDECE tests on shear failure. Strut compression failure.*
- 4. Construction of a rational structural model for response to shear stress.*
- 5. Comparison between the model and the tests analysed.*
- 6. Final conclusions.*

A rational model was developed and subsequently extensively compared to actual shear failure tests conducted.

The shear tests performed by F. Leonhardt and R. Walter in 1961 in Stuttgart were reviewed. The tests run by M.P. Nielsen and M.W. Braestrup at the Danish Technical University in 1980 were likewise analysed, as were the tests performed by Teófilo Serrano at CEDEX in 1982. In all these tests member failure occurred primarily due to compression on shear struts or on the compressed chord after plastification of shear reinforcement.

The abundant data from the tests conducted for FEDECE by INTEMAC and the School of Civil Engineering of Barcelona under the leadership of the three professors directing this thesis were also reviewed. The precast beams tested in these trials were observed to break directly along shear struts and failure was not preceded by reinforcement plastification.

The rational model developed combines shear strength based on the strut and tie mechanism, originally designed by Ritter and Mörsh, and the inscribed arch and tension tie mechanism.

The proposed model takes account of the redistribution between the strut and tie and arch-tension tie mechanisms when one of the two reaches its maximum load capacity.

A sufficient correlation was found between the projections obtained with the theoretical rational model and the results of the shear failure tests conducted by the various authors, in which failure was ultimately caused by different mechanisms: either direct compression on compression struts or initial plastification of shear ties followed by compression on the struts or the top chord.

In all the cases studied, the proposed model correctly predicted the failure mechanism observed in the trials, both in the cases of the "direct" oblique compression found in the Barcelona tests, and of the failure of the concrete in the webs after plastification of the reinforcement in the CEDEX and Stuttgart trials.

The work performed may be taken as evidence that the shear strength mechanism is very complex and may be approximated by the proposed model, which addresses two strength systems that interact in ways that depend on the mechanical characteristics of the component elements and the load history.

The proposed model may be used to fine tune the response of linear members to the combined effect of bending and shear stresses. Although not explicitly sought, the tensile load on the chord subject to bending and the compression force on the chord subject to compression can also be obtained with this system. Both depend heavily on bending and shear reinforcement arrangement.

1. INTRODUCTION

Precast beams for bridges began to be manufactured in Spain in the early fifties. Bridge construction techniques with precast members have been developing ever since and are used today to build statically determinate, continuous bridges with spans of over 50 metres.

Different beam types have been developed, such as I, trough and box girders. These beams have been engineered in recent years to Codes EP-80 and EP-93, in turn based on the CEB-FIP MODEL CODE 1978.

With the publication of Eurocode EC-2 Part 1 and EC-2 Part 1-3, it was found that for the situations in which precast beams are usually employed, the solutions used with considerable success in recent years would not be valid.

The new regulations based on the Eurocode propose a reduction of the allowable compression on shear struts. The FEDECE (Spanish precast concrete manufacturers association) felt that this called for a research plan. The resulting study included a general analysis of the issue, with a review of the legislation in force, available test results, a theoretical analysis and an experimental campaign. The study was conducted by professors Angel Aparicio, José Calavera and Florencio J. del Pozo.

The present survey analyses the data from the FEDECE trials. The author of this thesis, as a member of one of the precasting companies that participated in the study, participated in both the design and implementation of these tests. Earlier tests conducted to study shear response mechanisms were also analysed.

RESUMEN

En la realización de los estudios de este trabajo se han seguido las siguientes fases y metodología:

1. Estudio y análisis de la documentación bibliográfica existente.
2. Análisis de los ensayos existentes sobre rotura por cortante.
3. Análisis de los ensayos sobre rotura por cortante realizados para FEDECE. Rotura por compresión en la biela.
4. Realización de un modelo racional estructural de respuesta frente al esfuerzo cortante.
5. Contraste entre el modelo desarrollado y los ensayos analizados.
6. Conclusiones finales.

Se ha desarrollado un modelo racional que ha sido luego ampliamente contrastado con los ensayos reales que se han realizado sobre la rotura de elementos por esfuerzo cortante.

Se han revisado los ensayos sobre cortante realizados por F. Leonhardt en 1961 en Stuttgart junto a R. Walter. También se han analizado los ensayos de M.P. Nielsen y M.W. Braestrup en la Universidad Técnica de Dinamarca en 1980, y por último se han analizado los ensayos llevados a cabo por Teófilo Serrano en el CEDEX en el año 1982. En estos ensayos la rotura de los elementos se produjo principalmente por compresión en las bielas de cortante o en la cabeza comprimida tras la plastificación de los cercos de cortante.

Además se han revisado los numerosos datos de los ensayos realizados para FEDECE por INTEMAC y por la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, dirigidos por los tres catedráticos directores de esta tesis. En estos ensayos la rotura de las vigas prefabricadas se produjo directamente en las bielas de cortante, sin plastificación previa de los cercos.

Se ha desarrollado un modelo racional en el que se combina la resistencia frente al esfuerzo cortante a través del mecanismo de la celosía, originalmente ideado por Ritter y Mörsch, con el mecanismo que forman el arco y el tirante inscritos en la viga.

El modelo propuesto tiene en cuenta la redistribución entre los mecanismos de la celosía y del arco-tirante cuando uno de los dos alcanza su máxima capacidad portante.

Se ha podido verificar una correlación adecuada entre las previsiones del modelo teórico racional y los ensayos sobre la rotura por cortante realizados por los distintos autores cuya rotura última ha sido producida mediante mecanismos de rotura distintos, tanto por compresión directa en las bielas de compresión, como por plastificación inicial de los tirantes y posterior compresión de las bielas o la cabeza superior.

En todos los casos estudiados se ha obtenido, con el modelo propuesto, el mismo mecanismo de rotura que se produjo en los ensayos, tanto en los casos de rotura por compresión oblicua "directa" de los ensayos de Barcelona, como en los de rotura del hormigón de las almas tras la plastificación de los cercos en los ensayos del CEDEX y Stuttgart.

Se puede considerar que el trabajo desarrollado ha servido para demostrar que el mecanismo de resistencia frente a esfuerzo cortante es muy complejo y que puede ser aproximado mediante el modelo propuesto, que contiene dos sistemas resistentes que interaccionan entre sí en función de las características mecánicas de los elementos que los componen y del historial de cargas.

El uso del modelo propuesto permitiría afinar la respuesta de elementos lineales frente a sollicitaciones de flexión y cortante combinados. Aunque no se ha buscado explícitamente, se puede obtener del sistema la tracción en la cabeza traccionada a flexión y la compresión en la cabeza comprimida. Ambas dependen fuertemente del modo de armado a flexión y a cortante.

1. INTRODUCCIÓN

La prefabricación de vigas para puentes comenzó en España al principio de los años 50. Desde entonces se ha desarrollado la técnica de construcción de puentes con elementos prefabricados hasta nuestros días, en los que se están realizando puentes, isostáticos y continuos, con luces de más de 50 metros.

Se han desarrollado distintos tipos de tipologías de vigas como doble T, Artesa y Cajón. Para el cálculo de estos elementos se han utilizado, en los últimos años, las Normas EP-80 y EP-93, basadas en el MODEL CODE CEB-FIP 1978.

Cuando han aparecido los Eurocódigos EC-2 Parte 1 y EC-2 Parte 1-3 se ha podido comprobar que, para las situaciones normales de las vigas prefabricadas, no serían válidas las soluciones que se han estado utilizando con un éxito notable en los últimos años.

En las nuevas Normativas, basadas en el Eurocódigo, se propone una reducción en la compresión admisible en las bielas de cortante. Se consideró por parte de FEDECE (asociación de los prefabricadores españoles) que era necesario abordar un plan de investigación. En este estudio se realizó un análisis general del tema, incluyendo una revisión de la Normativa, de los ensayos disponibles, un análisis teórico y una campaña experimental. El estudio lo desarrollaron los catedráticos D. Angel Aparicio, D. José Calavera y D. Florencio J. Del Pozo.

Este trabajo analiza los datos provenientes de los ensayos del estudio de FEDECE, en los que el autor de esta tesis ha participado tanto en su planteamiento como en su desarrollo, ya que forma parte de una de las empresas prefabricadoras que en él han participado. También se han analizado los ensayos que se han realizado sobre los mecanismos de respuesta frente al esfuerzo cortante en fechas anteriores.

In addition, a rational model was developed to analyse shear response in precast beams.

Finally, the response predicted by the rational model was critically compared to the results of shear failure tests on beams in the two cases addressed, namely where failure was found to be due to compression on concrete struts or on steel ties.

2. APPROACH AND OBJECTIVES

The primary objective of this study is to develop a rational model and contrast it extensively with the results of actual shear failure tests.

A review of the shear tests conducted by F. Leonhardt and R. Walter in Stuttgart in 1961 was envisaged, along with an analysis of the tests run by M.P. Nielsen and M.W. Braestrup at the Danish Technical University in 1980. Finally, the trials conducted by Teófilo Serrano at CEDEX in 1982 were also seen to be particularly relevant.

Another objective was to review the large volume of data available from the tests performed for FEDECE by INTEMAC and the Barcelona School of Civil Engineering, under the leadership of the three professors who directed the present thesis.

The need was felt for a model that could combine shear strength under the strut and tie mechanism, originally designed by Ritter and Morsch, with the inscribed arch and tension tie mechanism proposed by the three professors who led the FEDECE trials.



Figura 1.1. Disposición de los ensayos en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona.
Figure 1.1. Test arrangement, Barcelona School of Civil Engineering.

The proposed model, the ultimate objective of the present study, takes account of the redistribution between the strut and tie and the arch-tension tie mechanisms when one of the two reaches its maximum load capacity. In conventional structures, the strut and tie mechanism normally reaches its maximum load carrying capacity when the ties reach theirs. It is then that the arch-tension tie mechanism intervenes to continue absorbing further stresses on the member.

Finally, sufficient correlation was found between the figures predicted by the theoretical rational model and the results of the shear failure tests conducted by the various authors, in which failure was ultimately caused by different mechanisms: either direct compression on compression struts or plastification of shear reinforcement followed by compression strut fatigue in conjunction with the arch-tension tie effect.

3. PREVIOUS SHEAR RESPONSE MODELS

The first model proposed was the Strut and Tie Model, also known as the Ritter-Morsch Model, developed in the early twentieth century. In 1902, Morsch developed Ritter's initial ideas dating from 1899 and applied them to



Figura 2.1. Rotura por compresión en las bielas de cortante. Ensayos realizados por Intemac en Madrid.
Figure 2.1. Shear strut compression failure. Trials conducted by Intemac at Madrid.

Además se ha realizado un modelo racional para analizar la respuesta de las vigas prefabricadas frente al esfuerzo cortante.

Por último se ha realizado un análisis crítico entre la respuesta del modelo racional, comparado con los ensayos que se han realizado sobre la rotura por esfuerzo cortante en vigas, tanto en lo concerniente a la rotura por compresión en las bielas de hormigón, como en los tirantes de acero.

2. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS

El objetivo principal de este estudio es poder desarrollar un modelo racional que sea luego ampliamente contrastado con los ensayos reales que se han realizado sobre la rotura de elementos por esfuerzo cortante.

Se planteó revisar los ensayos sobre cortante realizados por F. Leonhardt en 1961 en Stuttgart junto a R. Walter. También se previó analizar los ensayos de M.P. Nielsen y M.W. Braestrup en la Universidad Técnica de Dinamarca en 1980. Por último se vio el gran interés que tienen los ensayos llevados a cabo por Teófilo Serrano en el CEDEX en el año 1982.

Se ha tenido como objetivo revisar los numerosos datos de los ensayos realizados para FEDECE por INTEMAC y por la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, dirigidos por los tres catedráticos directores de esta tesis.

Se ha planteado el desarrollo de un modelo racional en el que se combina la resistencia frente al esfuerzo cortante a través del mecanismo de la celosía, originalmente ideado por Ritter y Morsch, con el mecanismo que forman el arco y el tirante inscritos en la viga, propuesto por los tres catedráticos autores de los Ensayos Fedece.

El modelo propuesto, objetivo final de este trabajo, tiene en cuenta la redistribución entre los mecanismos de la celosía y del arco-tirante cuando uno de los dos alcanza su máxima capacidad portante. Lo normal, en estructuras convencionales, es que el mecanismo de la celosía alcance su máximo valor portante cuando alcanzan su máximo valor los tirantes de la celosía. En este momento el nuevo mecanismo de arco y tirante continúa absorbiendo las nuevas solicitaciones en la pieza.

Por último se ha verificado la buena correlación entre las previsiones del modelo teórico racional y los ensayos sobre la rotura por cortante realizados por los distintos autores cuya rotura última ha sido producida mediante mecanismos de rotura distintos, tanto por compresión directa en las bielas de compresión, como por una plastificación de los cercos de cortante y un posterior agotamiento de las bielas de compresión combinadas con el efecto arco-tirante.

3. MODELOS ANTERIORES DE RESPUESTA A CORTANTE

El primer modelo que se propuso fue el Modelo de la Celosía, llamado también de Ritter-Morsch, que fue desarrollado a principios del siglo XX. Morsch desarrolla en 1902 las ideas iniciales en 1899 de Ritter y las aplica al

concrete. Highly intuitive, his approach eventually proved to be right. He was already aware of the aggregate interlock effect on beam flanges. These and others of his ideas have been used in concrete engineering up to the present time. Indeed, in the new codes, strut and tie models are being proposed for reinforcement detailing in concrete (Figures 3.1 and 3.2).

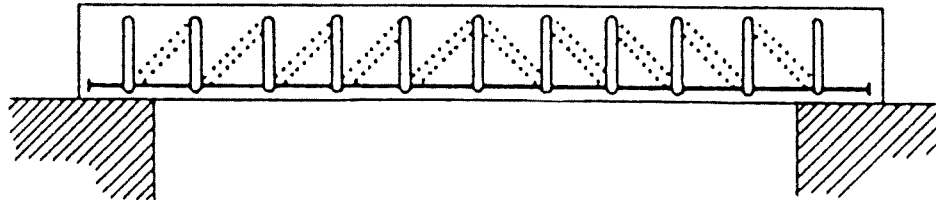


Figura 3.1. Modelo original para la analogía de la celosía de Ritter.
Figure 3.1. Original model for Ritter's strut and tie analogy.

In 1964 Kani suggested the comb or tooth model, which idealised the load carrying mechanisms in reinforced concrete beams cracked due to bending and subject to shear stress. In this model the base of the comb represents the non-cracked concrete and the teeth, the concrete between cracks. The bond stress on the reinforcement is resisted by the bending moments on the teeth. When the bending moment is large enough the teeth break at the base and diagonal cracking appears. The Kani model helped designers realise that slender beams may be subject to brittle failure when they crack diagonally. Moreover, beams with a low depth:span ratio can tolerate significant load increases after diagonal cracking appears. In these members the base of the comb forms a robust arch with a tension tie that can continue to accommodate load increases even after the teeth fail. This analogy also stresses the importance of bonding in shear strength mechanisms. The model assumes that stress is not transmitted across the flexural cracks.

Research conducted in the sixties showed that the compression area close to the failure point only carried 25% of the load. Therefore, the rest of the load had to have been transmitted across what Fenwick and Paulay called the aggregate interlock and due to shear effects on the reinforcement bars, proving Mörsh to be right, over half a century later.

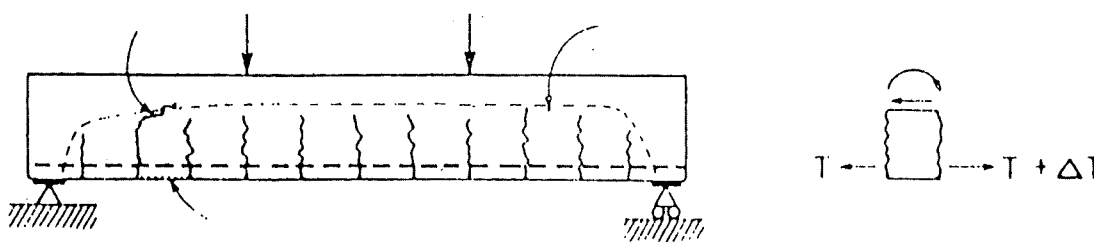


Figura 3.3. Modelo de Kani.
Figure 3.3. Kani model.

On the occasion of the tests conducted by F. Leonhardt and R. Walter in Stuttgart in 1961 [4] and [5], the Strut and Tie Model began to be analysed in combination with the Arch-tension Tie Model, leading to some very interesting preliminary conclusions.

The two shear strength schemes interact depending on the relative rigidities of each throughout the load history of the member. For instance, the arch and tension tie mechanism is more prominent in deep beams. It is generally acknowledged that the main stresses that appear prior to cracking follow the laws of elasticity, but after cracking redistribution takes place between the two mechanisms.

hormigón. Sus ideas fueron muy intuitivas y acertadas. Se da cuenta ya del efecto del "aggregate interlock" o del efecto rasante en alas de vigas. Estas y otras ideas se han usado para el cálculo aplicado al hormigón hasta nuestros días. Ahora precisamente se propone en las nuevas Normativas aplicar modelos de bielas y tirantes para el cálculo de detalles de armado en hormigón (figuras 3.1 y 3.2).

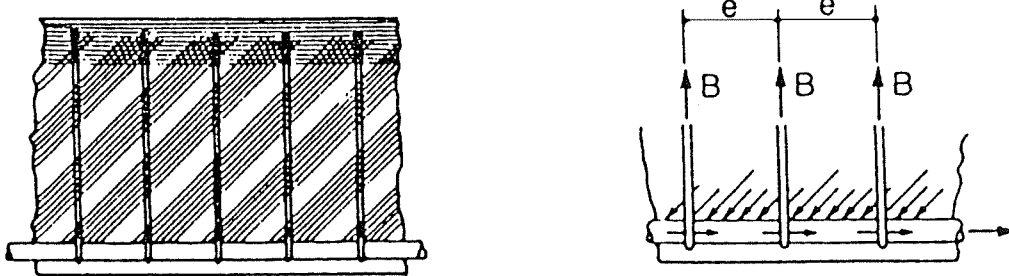


Figura 3.2. Modelo de Mörsch.
Figure 3.2. Mörsch's Model.

En 1964 Kani sugirió el Modelo del Peine en el que se idealizaban los mecanismos de soporte de la carga en vigas de hormigón armado, fisuradas en flexión y sujetas a esfuerzo cortante. En este modelo el hormigón no fisurado está representado por la espina dorsal del peine y el espacio entre las fisuras por los dientes. Las fuerzas de adherencia en la armadura son resistidas por momentos flectores en los dientes. Cuando el momento flector es suficientemente grande los dientes se rompen por su base y aparece la fisuración diagonal. El modelo de Kani ayudó a entender que vigas esbeltas con armadura de cortante pueden fallar fragilmente cuando aparecen fisuras diagonales. Por otro lado en vigas con baja relación canto/luz pueden tolerar aumentos significativos de carga después de la aparición de fisuras diagonales. En estos elementos la espina dorsal del peine forma un robusto arco con tirante que puede continuar soportando incrementos de carga incluso aunque los dientes hayan fallado. Esta analogía también enfatiza la importancia de la adherencia en los mecanismos de resistencia a cortante. Este modelo asume que no se transmiten tensiones a través de las fisuras de flexión.

En investigaciones de los años 60 se demostró que, cerca de la rotura la zona de compresión solamente llevaba un 25% de la carga. Por tanto el resto de la carga pasaba a través de lo que Fenwick y Paulay llamaron "aggregate interlock" y por efectos de corte en las barras de armado, lo cual dio la razón a Mörsch después de más de medio siglo.

En el desarrollo de los ensayos que realiza F. Leonhardt con R. Walter en Stuttgart en 1961, [4] y [5], se comienza a analizar el Modelo de la Celosía combinado con el Modelo del Arco con el Tirante y se obtienen unas primeras conclusiones muy interesantes.

Los dos esquemas de resistencia frente al esfuerzo cortante interaccionan entre sí en función de las rigideces relativas de cada uno a lo largo de la historia de carga del elemento. Por ejemplo en vigas de poca esbeltez aumenta la acción del mecanismo de arco y tirante. Se admite que antes de la fisuración las tensiones principales siguen las leyes elásticas, pero después de la fisuración se producen redistribuciones entre los mecanismos resistentes.

En definitiva se analizan los ensayos realizados con la vista puesta en la relación entre los mecanismos. Llega a la conclusión de que es muy importante tener en cuenta el anclaje de las barras longitudinales de flexión y que es recomendable no cortar esta armadura a lo largo de la viga para favorecer el mecanismo de arco y tirante. En este punto ya se propone un Modelo de Bielas y Tirantes generalizado con bielas de inclinación variable y cabeza superior también inclinada.

En 1964 Kupfer desarrolla un proceso para determinar el ángulo de inclinación de las bielas θ a través de principios de mínima energía. El ángulo variable de las bielas fue introducido en el Código Modelo CEB-FIP de 1978 y luego también en el de 1990.

The tests conducted were analysed with sights trained on the relationship between the two mechanisms. The conclusion reached was that it is very important to take account of the anchorage of the longitudinal bending bars and it was recommended that such reinforcement should not be cut at any point along the beam to favour the arch and tension tie mechanism. At this point a general Strut and Tie Model was proposed with struts with a variable slope angle and a top chord that was likewise sloped.

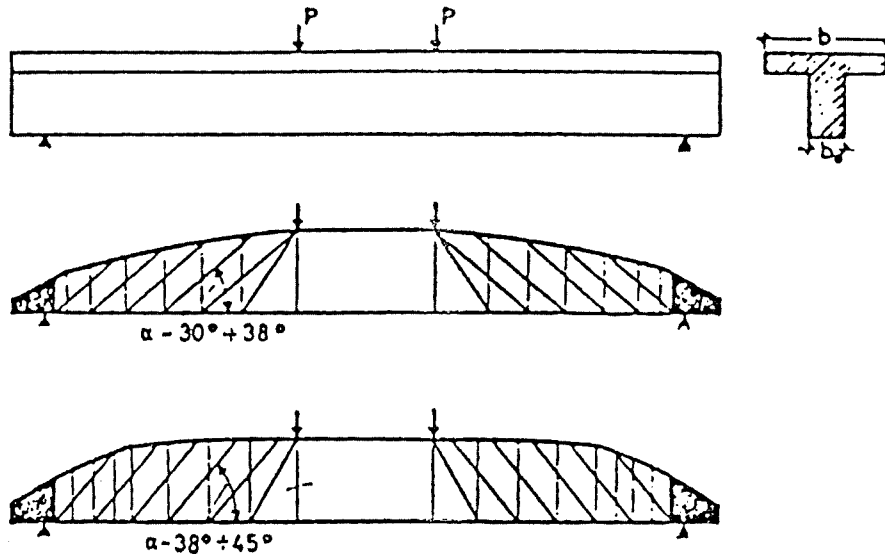


Figura 3.4. Modelo de Bielas y Tirantes generalizado.
Figure 3.4. General Strut and Tie Model.

In 1964 Kupfer developed a process to determine the strut slope angle via minimum energy principles. The principle of a variable slope angle for struts was introduced in the CEB-FIP Model Code of 1978 and maintained in 1990 MC.

Other models have been developed in recent years, such as the G. Russo and G. Puleri [61] model, which takes account of the arch and strut effects as well as the shear reinforcement ratio. These authors established a formula based on cracking mechanics in which, under arch action, failure is caused by concrete collapse because strain compatibility prevents forces from developing on the reinforcement. However, when beam-type action, which involves heavy strain, predominates in the mechanism, the stress is borne by the reinforcement and therefore the strut system until the reinforcement reaches plastification.

According to the most recent theories and opinions, defended by both Nielsen and Collins, longitudinal prestressing enhances concrete resistance to strut collapse-mediated shear by increasing the factor that affects its load capacity.

Furthermore, experimental evidence indicates that when the stirrup plastification point is reached, the internal forces are redistributed, a process which finalises with the failure of the test specimens due to breakage of the compressed concrete chord or the struts. Leonhardt [4] draws attention to the need for caution when limiting the maximum stress on struts because strain - and therefore stress - values have been measured on them that is much greater than obtained with the Strut and Tie Model.

The study by professors A. Aparicio, J. Calavera and F. del Pozo suggests a model which takes account of the arch and strut and tie effects, which is summarised as follows:

Figure 3.6 shows a beam with a 10-m span subjected to a design load of 1000 kN and analysed with a statically indeterminate strut and tie scheme, plus a flattened "arch". The stress on the bars is obtained, with the bending and shear reinforcement dimensioned as in traditional models.

This simple model, which follows the guidelines set out in the Model Code 1990 [25], affords a qualitative understanding of many phenomena:

1. The statically indeterminate model approximately reproduces the part of the shear resisted by the concrete and the part resisted by the reinforcement.

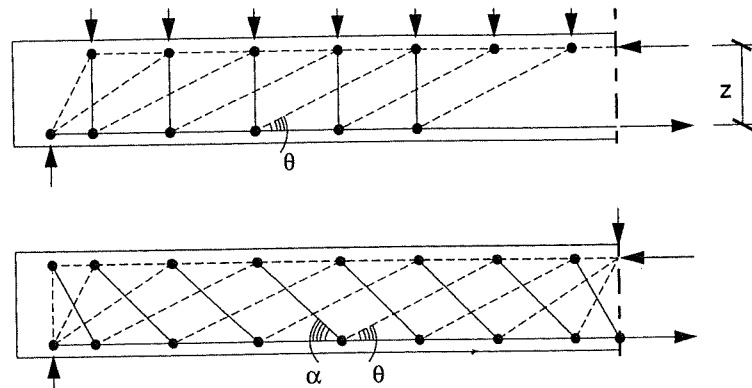


Figura 3.5. Modelos de bielas del Código Modelo CEB-FIP 1990.
Figure 3.5. CEB-FIP Model Code 1990 strut models.

Hay otros modelos desarrollados en los últimos años, como el de G. Russo y G. Puleri [61] en el que desarrollan un modelo que tiene en cuenta los efectos arco, bielas y la cantidad de armadura de los cercos de cortante. Determinan una formulación a partir de la mecánica de fractura en la que, cuando trabaja la acción arco la fractura se obtiene por aplastamiento del hormigón ya que la compatibilidad de deformaciones no permite que se desarrollen las fuerzas en los cercos. Sin embargo, cuando gobierna en el mecanismo la acción tipo viga, con grandes deformadas, comienzan a trabajar los cercos y por tanto el sistema de bielas hasta que plastifican los cercos.

Según las teorías y opiniones más recientes, tanto de Nielsen como de Collins, el pretensado longitudinal incrementa la resistencia a cortante del hormigón por aplastamiento de las bielas al incrementarse el factor que afecta su capacidad portante.

Por otra parte, la evidencia experimental indica que, cuando los estribos plastifican, se produce una redistribución interna de esfuerzos, acabando con el fallo de las piezas ensayadas por rotura de la cabeza comprimida de hormigón o de las bielas. Leonhardt [4] llama la atención sobre la conveniencia de ser prudente a la hora de limitar la tensión máxima de las bielas, por el hecho de haberse medido deformaciones sobre las mismas - y por tanto tensiones- mucho más altas que las obtenidas por el Modelo de la Celosía.

En el estudio de los Prof. A. Aparicio, J. Calavera y F. Del Pozo se indica un modelo en el que se tienen en cuenta los efectos arco y bielas y tirantes, que se resume en lo siguiente:

En la Figura 3.6. se representa una viga de 10 m de luz sometida a una carga de cálculo de 1000 kN y analizada con un esquema hiperestático de celosía más "arco" rebajado. Con las armaduras de flexión y cortante dimensionadas según los métodos tradicionales se obtienen los esfuerzos sobre las barras.

Este modelo sencillo, que sigue las directrices del Código Modelo de 1990 [25] permite entender cualitativamente muchos fenómenos:

1. El modelo hiperestático permite reproducir aproximadamente la parte de cortante resistida por el hormigón y la resistida por los cercos.
2. Un incremento de carga que produzca la casi plastificación de los estribos incrementa muy poco las tensiones que toman, así como las compresiones de las bielas primitivas. Por el contrario, crece de manera muy importante el protagonismo del esquema "arco" rebajado que conduce a un cordón superior altamente comprimido y a la casi igualación de las tracciones a todo lo largo de la armadura de tracción. Esto explica:
 - La distinta orientación de las bielas comprimidas tras la plastificación de los cercos.
 - El enorme incremento de compresiones que sufren las bielas tras la plastificación de los estribos.
 - Las roturas por fallos de adherencia o interrupción de barras de la armadura longitudinal
 - El incremento de resistencia a cortante que puede soportar una viga de hormigón armado o pretensado tras la plastificación de los cercos si los espesores de hormigón son altos y las

2. Any increase in loading that causes near plastification of the stirrups scarcely increases the stress on them or the compression stress on the original struts. On the contrary, the role of the flattened "arch" scheme grows substantially, leading to a highly compressed top chord and near equivalence of the tension stresses all along the tension reinforcement. This explains:

- The change in strut orientation after plastification of the reinforcement.
- The enormous increase in crushing stress to which the struts are subject after plastification of the stirrups.
- Rupture due to bonding failure or gaps between bars in the longitudinal reinforcement.
- The increased shear strength in a reinforced or prestressed concrete beam after plastification of the reinforcement if the concrete cover is deep and the stresses after redistribution are low, providing the longitudinal reinforcement is firmly anchored.
- Plastification of the reinforcement subject to tensile stress lowers the shear on the concrete - arch mechanism - and increases the shear borne by the strut and tie mechanism, occasioning greater stress on the reinforcement and the compressed struts.

This model can be used to interpret shear tests, explain the redistribution of internal stresses on which Nielsen's theory is based and visualise the contribution of shear borne by the concrete, but it also evinces a problem: the best way to prevent failure due to large increases in diagonal compression on the concrete web is by preventing the internal redistribution of forces, which can be achieved by heavily reinforcing the member to avoid stirrup plastification. Although very high oblique compression stress was reached at failure ($\sigma_w \approx \beta_p$) in the beam tests, the reinforcement plastification point was not reached in any of them.

4. DESCRIPTION OF THE MODEL PROPOSED BY THE AUTHOR

4.1. GEOMETRY

The model proposed in this paper to analyse shear response in linear stirrup-reinforced members made of reinforced and/or prestressed concrete, is a flat structure model consisting of bars connected at the nodes that can be analysed by a matrix calculation program for bar structures.

Two resistance mechanisms develop in the node and bar arrangement. Firstly a strut and tie beam is formed, with a bottom chord, top chord, vertical ties and compressed struts with a slope angle of θ over the horizontal.

Secondly, the arch and tension tie system develops. The directrix of the arch is non-funicular to the load used to verify the model. The tension tie consists of the bottom chord in the strut and tie mechanism.

The model is divided into eight strut - tie cells for the beams tested. The strut slope angle θ is constant in the first three cells. Adjustment to the actual span takes place in the two centre cells.

The depth used in the model is the mechanical arm z . The useful depth d is considered to be $0.9 \cdot h$, where h is the actual depth of the member. Since the mechanical arm is $0.9 \cdot d$, $z = 0.81 \cdot h$.

The length of each cell varies depending on angle θ , with a value of: $z/\tan\theta$.

The theoretical total length would be $8 \cdot z/\tan\theta$. The differences between the total theoretical length and the actual test length are adjusted in the two central cells.

The loads are applied to the nodes in the strut and tie structure (41,45,49,53,57,61,65,65,69,73). For distributed loads, the load is applied in proportion to the length of bar corresponding to each node.

For point loads, the load is applied to the two closest nodes in the strut and tie structure, using a statically determinate distribution that varies depending on the lengths at each node.

Node 1 is fixed and node 33 is allowed to slide along the X axis.

tensiones resultantes tras la redistribución bajas, siempre que la armadura longitudinal esté bien anclada.

- La plastificación de la armadura traccionada produce una disminución del cortante resistido por el hormigón - mecanismo arco - y un incremento del resistido por el mecanismo de la celosía, lo que origina un incremento de la tensión en los cercos y en las bielas comprimidas.

Este modelo permite interpretar los ensayos de cortante, explicar la redistribución de esfuerzos internos en la que se basa la teoría de Nielsen, visualizar la contribución del cortante resistido por el hormigón y, sobre todo, pone de manifiesto un problema: la mejor manera de evitar la rotura por altos incrementos de compresión diagonal sobre el hormigón del alma es evitando la redistribución interna de esfuerzos, lo que puede lograrse mediante un armado sobreaabundante que evite la plastificación de los estribos. En los ensayos de las vigas, en los que en situación de rotura se alcanzaron compresiones oblicuas altísimas ($\sigma_w \approx \beta_p$), en ninguna de ellas se alcanzó la plastificación de los cercos.

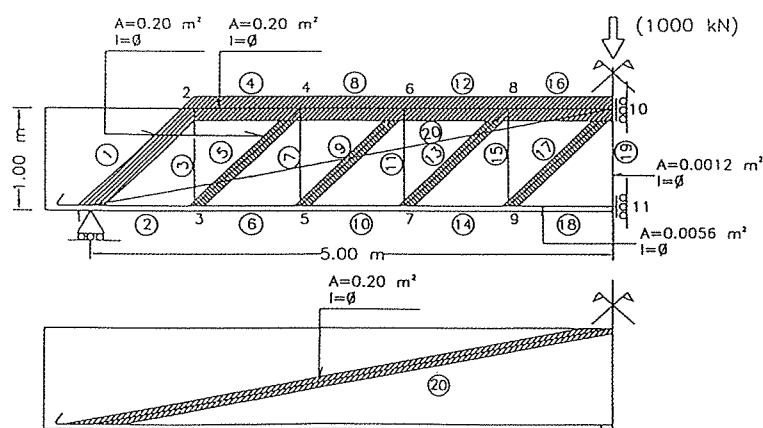


Figura 3.6. Modelo de Aparicio, Calavera y del Pozo. Ejemplo.
Figure 3.6. Aparicio, Calavera and del Pozo Model. Example.

4. DESCRIPCIÓN DEL MODELO PROPUESTO POR EL AUTOR

4.1. GEOMETRÍA

El modelo propuesto en este estudio para analizar la respuesta a cortante de piezas lineales de hormigón armado y/o pretensado, armadas con estribos, es un modelo de estructura plana formada por barras que se conectan en los nudos y que puede analizarse mediante un programa de cálculo matricial de estructuras de barras.

Con la disposición de los nudos y las barras se forman dos mecanismos resistentes. En primer lugar, se forma la viga en celosía con un cordón inferior, un cordón superior, los tirantes verticales y las bielas comprimidas, inclinadas respecto a la horizontal con un ángulo θ .

En segundo lugar, se forma el arco y el tirante. La directriz del arco es el antifunicular de la carga con la que se esté comprobando el modelo. El tirante está formado por el mismo cordón inferior del mecanismo de celosía.

Para las vigas ensayadas el modelo se divide en ocho células de biela - tirante. En las tres primeras células se mantiene constante el ángulo θ de inclinación de las bielas. El ajuste a la luz real se produce en las dos células centrales.

El canto del modelo es el brazo mecánico z . Se considera que el canto útil d es $0,9 \cdot h$, siendo h el canto real del elemento. El brazo mecánico es $0,9 \cdot d$ y, por tanto, $z = 0,81 \cdot h$.

La longitud de cada celda es variable en función del ángulo θ , con un valor de: $z/\tan\theta$

La longitud total teórica sería $8 \cdot z/\tan\theta$. Las diferencias de ajuste entre la longitud teórica total y la real del ensayo se realiza en las dos células centrales.

Las cargas se aplican a los nudos de la celosía (41,45,49,53,57,61,65,65,69,73). En el caso de carga repartida se aplica la carga proporcional a la longitud de barra que le corresponde a cada nudo.

The vertical strain on the strut and tie nodes must be equal to the strain on the arch nodes in each section to ensure actual physical compatibility between the two mechanisms.

The model is supported by a program that yields a linear response. Nonetheless, a non-linear response must be simulated, as the result of concrete cracking on the bottom chord and the ties. The plastification of the top chord and compressed struts must also be simulated.

Calculations are performed by stages to reproduce this non-linear effect, ascertaining whether the cracking or plastification loads on each bar have been exceeded at each stage. If necessary, in the following load steps the bar characteristics are changed to accommodate the new situation. This method is applied until the failure load is reached for any of the bars.

4.2. ARRANGEMENT OF NODES AND BARS FOR THE BEAMS TESTED

The node and bar arrangement for the model is shown in figures:

- 4.1. Model for uniform load
- 4.2. Model for a point load near midspan
- 4.3. Model for a point load near the support
- 4.4. Model for two symmetrical point loads

In particular, the most important nodes and bars are as follows:

Nodes:

- Bottom chord	1 to 33
- Top chord	41 to 73
- Arch	200 to 208
- L support tie	101 to 103
- Tie 1-L	111 to 113
- Tie 2-L	121 to 123
- Tie 3-L	131 to 133
- Central tie	141 to 143
- R support tie	181 to 183
- Tie 1-R	171 to 173
- Tie 2-R	161 to 163
- Tie 3-R	151 to 153
- Strut at 1-L	105 to 107
- Strut at 2-L	115 to 117
- Strut at 3-L	125 to 127
- Strut at 4-L	135 to 137
- Strut at 1-R	185 to 187
- Strut at 2-R	175 to 177
- Strut at 3-R	165 to 167
- Strut at 4-R	155 to 157

Bars:

- Bottom chord	1 to 32
- Top chord	33 to 64
- Arch	200 to 209
- L support tie	101 to 103
- Tie 1-L	75 to 78
- Tie 2-L	80 to 83
- Tie 3-L	85 to 88
- Central tie	90 to 93
- R support tie	110 to 113
- Tie 1-R	105 to 108
- Tie 2-R	100 to 103
- Tie 3-R	<95 to 98
- Strut at 1-L	140 to 143
- Strut at 2-L	145 to 148

En el caso de carga puntual se aplica la carga a los dos nudos de la celosía más cercanos aplicando un reparto isostático en función de las longitudes a cada nudo.

El nudo 1 se mantiene fijo y el nudo 33 se le permite deslizar a lo largo del eje X.

Se obliga a que las deformadas verticales de los nudos de la celosía y del arco en cada sección sean iguales para permitir la compatibilidad física real de los dos mecanismos.

El modelo se aplica en un programa que da una respuesta lineal. Sin embargo es necesario simular una respuesta no lineal, producto de la fisuración del hormigón en el cordón inferior y en los tirantes. También es necesario simular la plastificación del cordón superior y las bielas comprimidas.

Para reproducir este efecto no lineal se realiza un cálculo por etapas. En cada etapa se analiza si se han superado las cargas de fisuración o plastificación de cada barra. Si es necesario se cambia, en los análisis de escalones de carga siguientes, las características de las barras de acuerdo con su nueva situación. Se procede mediante este método hasta llegar a alcanzar la carga de rotura en alguna barra.

4.2. DISPOSICIÓN DE NUDOS Y BARRAS PARA LAS VIGAS ENSAYADAS

La disposición de los nudos y las barras del modelo se pueden observar en las figuras:

- 4.1. Modelo para carga uniforme
- 4.2. Modelo para una carga puntual cercana al centro del vano
- 4.3. Modelo para una carga puntual cercana al apoyo
- 4.4. Modelo para dos cargas puntuales simétricas

En particular los nudos y barras más importantes son:

Nudos:

- Cordón Inferior	1 al 33
- Cordón Superior	41 al 73
- Arco	200 al 208
- Tirante de Apoyo I	101 al 103
- Tirante 1-I	111 al 113
- Tirante 2-I	121 al 123
- Tirante 3-I	131 al 133
- Tirante Central	141 al 143
- Tirante de Apoyo D	181 al 183
- Tirante 1-D	171 al 173
- Tirante 2-D	161 al 163
- Tirante 3-D	151 al 153
- Biela de 1-I	105 al 107
- Biela de 2-I	115 al 117
- Biela de 3-I	125 al 127
- Biela de 4-I	135 al 137
- Biela de 1-D	185 al 187
- Biela de 2-D	175 al 177
- Biela de 3-D	165 al 167
- Biela de 4-D	155 al 157

Barras:

- Cordón Inferior	1 al 32
- Cordón Superior	33 al 64
- Arco	200 al 209
- Tirante de Apoyo I	101 al 103
- Tirante 1-I	75 al 78
- Tirante 2-I	80 al 83
- Tirante 3-I	85 al 88
- Tirante Central	90 al 93
- Tirante de Apoyo D	110 al 113
- Tirante 1-D	105 al 108
- Tirante 2-D	100 al 103
- Tirante 3-D	95 al 98

- Strut at 3-L 150 to 153
- Strut at 4-L 155 to 158
- Strut at 1-R 180 to 183
- Strut at 2-R 175 to 178
- Strut at 3-R 170 to 173
- Strut at 4-R 165 to 168

In uniform loads the arch is a 2nd degree parabola. In point loads the arch consists of straight lines that intersect at the points where the loads are applied.

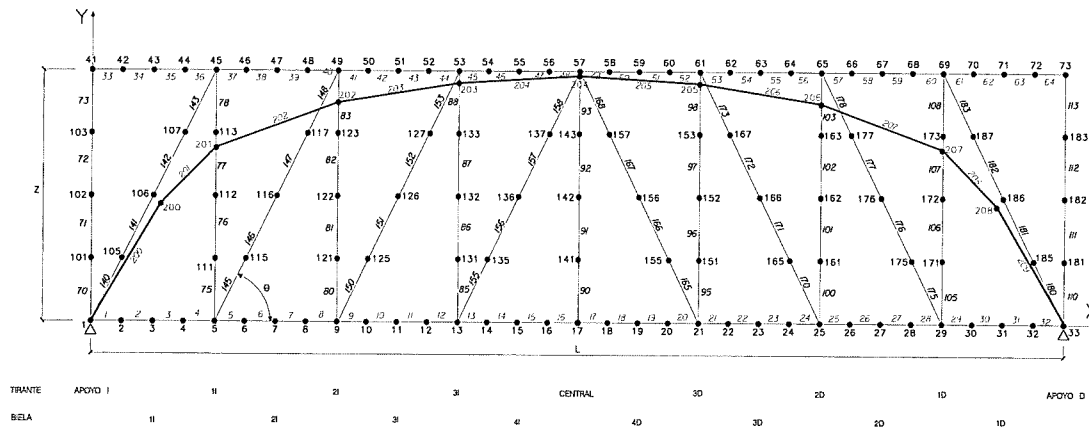


Figura 4.1. Modelo para carga uniforme.
Figure 4.1. Model for uniform load.

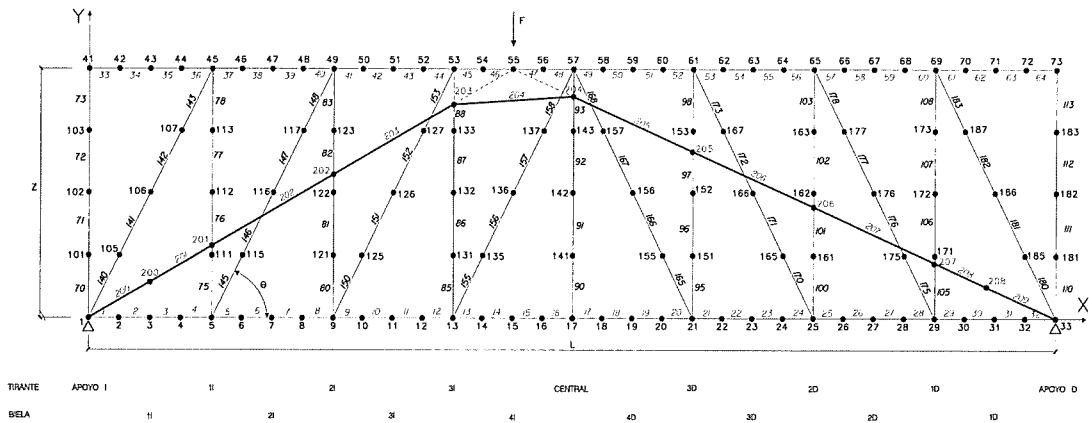


Figura 4.2. Modelo para una carga puntual cercana al centro del vano.
Figure 4.2. Model for a point load near midspan.

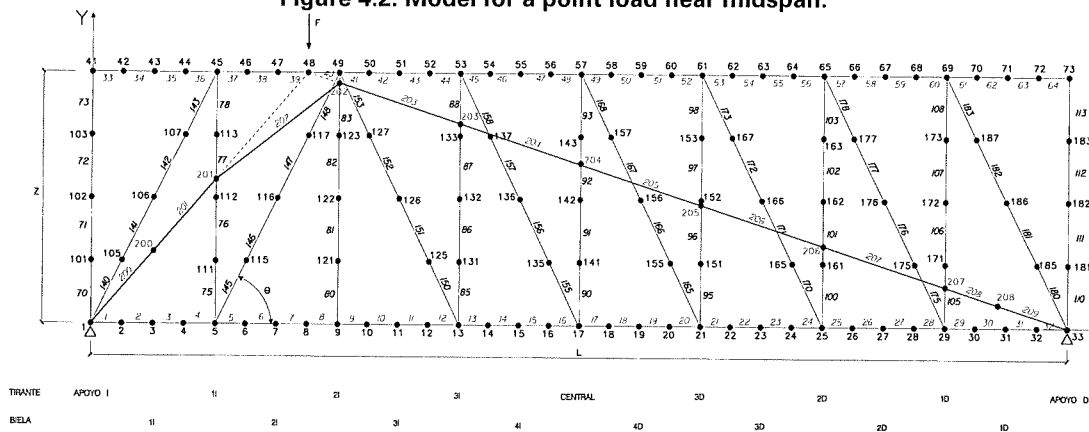


Figura 4.3. Modelo para una carga puntual cercana al apoyo.
Figure 4.3. Model for a point load near the support.

- Biela de 1-I 140 al 143
- Biela de 2-I 145 al 148
- Biela de 3-I 150 al 153
- Biela de 4-I 155 al 158
- Biela de 1-D 180 al 183
- Biela de 2-D 175 al 178
- Biela de 3-D 170 al 173
- Biela de 4-D 165 al 168

En el caso de carga uniforme la forma del arco es la de una parábola de 2º grado. En el caso de las carga puntuales la forma del arco es de rectas que se intersectan en los puntos de aplicación de las cargas.

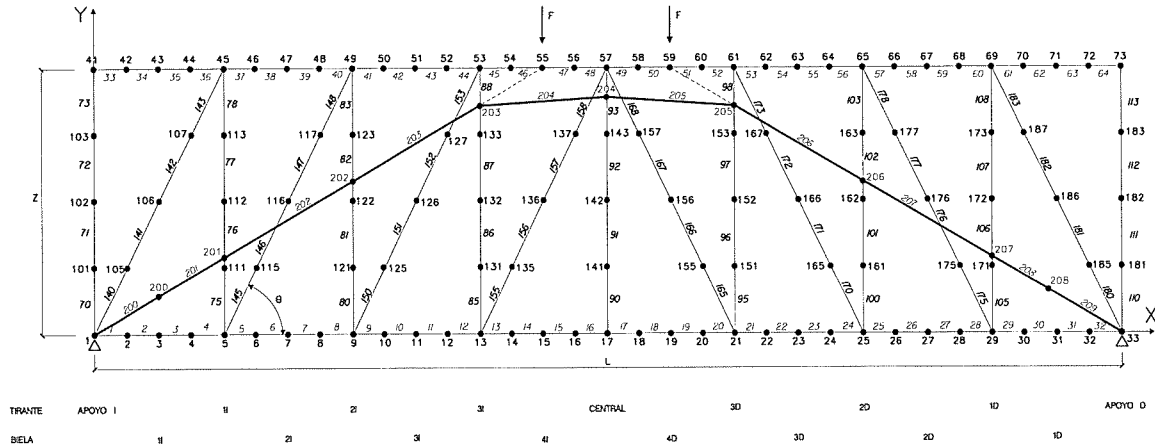


Figura 4.4. Modelo para dos cargas puntuales simétricas.
Figure 4.4. Model for two symmetrical point loads.

4.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS BARRAS PARA LAS VIGAS ENSAYADAS

Los materiales utilizados son los obtenidos en ensayos realizados el día de la prueba

Se han considerado materiales reales, sin coeficientes de ponderación.

Para obtener las cargas de fisuración y plastificación de las distintas barras se han considerado las deformadas siguientes:

Deformación para la fisuración del hormigón:	0.000086
Deformación para la plastificación del hormigón:	-0.0016
Deformación última del hormigón:	-0.0022
Deformación para la plastificación del acero:	0.0025
Deformación última del acero:	0.10

Se han considerado las características homogeneizadas en secciones de hormigón antes de la fisuración. Después de la fisuración se cambian las secciones a solamente acero, aplicando en el modelo también el Módulo de Elasticidad del acero en esas barras.

Cuando una barra, normalmente de un tirante, ha plastificado, se sustituyen las barras que lo forman en el modelo y se aplican unas fuerzas equivalentes a la carga de plastificación en los nudos de inicio y fin de ese elemento.

El sistema de cargas elegido es por carga total incrementada. De esta forma se tiene en cada estado de carga los esfuerzos reales en cada elemento.

Las barras se ha considerado con inercia nula, salvo las barras del arco a las que se les ha dotado de una inercia muy pequeña para asegurar la convergencia del sistema de cálculo.

Para la caracterización mecánica del modelo se han diferenciado varios tipos de barras:

- * Cordón Superior: Área de hormigón de la cabeza superior de la viga.
- * Cordón Inferior: Área homogeneizada de hormigón y acero antes de la fisuración con E_h y área de acero con E_a después de la fisuración.

4.3. MECHANICAL CHARACTERISTICS OF THE BARS FOR THE BEAMS TESTED

The materials used were those obtained in the tests on the day of the trial.

They were considered to be the actual materials and no weighting coefficients were applied.

The following strain figures were used to obtain the cracking and plastification loads:

Strain for concrete cracking:	0.000086
Strain for concrete plastification:	-0.0016
Ultimate concrete strain:	-0.0022
Strain for steel plastification:	0.0025
Ultimate steel strain:	0.10

The characteristics of the concrete sections prior to cracking were assumed to be homogeneous. After cracking, for the intents and purposes of the model, the sections were taken to be the sum of the sections of the steel bars only and the modulus of elasticity of the steel was the modulus used.

When a bar, usually for a tie, reached the plastification point, the bars comprising it were substituted in the model and forces equivalent to the plastification load were applied to the first and last nodes of this member.

The load system chosen was incremental loading, to be able to determine the actual stress on each member in each loading state.

Bar inertia was assumed to be nil, with the exception of the bars in the arch, which were given very small inertia values to ensure calculation system convergence.

Several types of bars were differentiated in the mechanical characterisation of the model:

* Top chord:	Area of concrete in the top chord of the beam.
* Bottom chord:	Homogeneous area of concrete and steel with E_c prior to cracking and area of the steel with E_s after cracking
* Compressed struts:	Area of concrete with E_c . Width is web thickness and height the orthogonal distance between struts: $z \cdot \cos\theta$
* Ties:	Homogeneous area of concrete and steel with E_c prior to cracking and area of steel with E_s after cracking.
* Arch:	Area of concrete with a value equal to the value of the struts.

4.4. EXAMPLE

In the following example a statically determinate I-beam, similar to those used in the tests, is stressed to failure by applying an increasing uniform load.

This example is designed to reach reinforcement plastification prior to member failure.

The evolution of the stresses on the different parts of the member can be observed before and after plastification of the reinforcement. It will be noted that when the shear reinforcement reaches plastification the entire strut and tie mechanism becomes plastic and any subsequent load increases are absorbed by the arch and tension tie mechanism.

The beam modelled is a statically determinate reinforced concrete beam bearing a uniform load. The load is progressively increased to observe the evolution of the stresses on each of the bars.

Figures 4.5 to 4.11 contain the graphs showing the evolution of stresses with load increases on the following elements:

- Bottom chord
- Top chord
- Ties
- Compression struts
- Arch
- Combination of arch and 1st strut
- Combination of arch and top chord
- Midspan deflection
- Strain on tie 1

- * Bielas comprimidas: Area de hormigón con E_h . Ancho el espesor del alma y altura la distancia ortogonal entre bielas: $z \cdot \cos\theta$
- * Tirantes: Area homogeneizada de hormigón y acero antes de la fisuración con E_h y área de acero con E_a después de la fisuración.
- * Arco: Area de hormigón de valor igual a las bielas.

4.4. EJEMPLO

A continuación se desarrolla, a modo de ejemplo, una viga I isostática, similar a las utilizadas en los ensayos, a la que se aplica una carga uniforme creciente hasta llegar a rotura.

Este ejemplo se ha diseñado para que se produzca la plastificación de los cercos antes de obtenerse la rotura de la pieza.

Se puede ver la evolución de los esfuerzos en las distintas partes de la pieza antes de plastificar los cercos y después. Se observa como al plastificar los cercos de cortante todo el mecanismo de bielas y tirantes "plastifica" y los sucesivos aumentos de carga son absorbidos por el mecanismo de arco y tirante de tracción.

La viga que se modeliza es una viga isostática de hormigón armado, cargada con carga uniforme. Se aumenta la carga progresivamente para ver la evolución de los esfuerzos en cada una de las barras.

A continuación se muestran los gráficos de evolución de los esfuerzos con la carga en los siguientes elementos:

- Cordón Inferior
- Cordón Superior
- Tirantes
- Bielas de Compresión
- Arco
- Combinación del Arco con la 1ª Biela
- Combinación del Arco con el Cordón Superior
- Flecha en el Centro de Vano
- Deformada del Tirante 1º

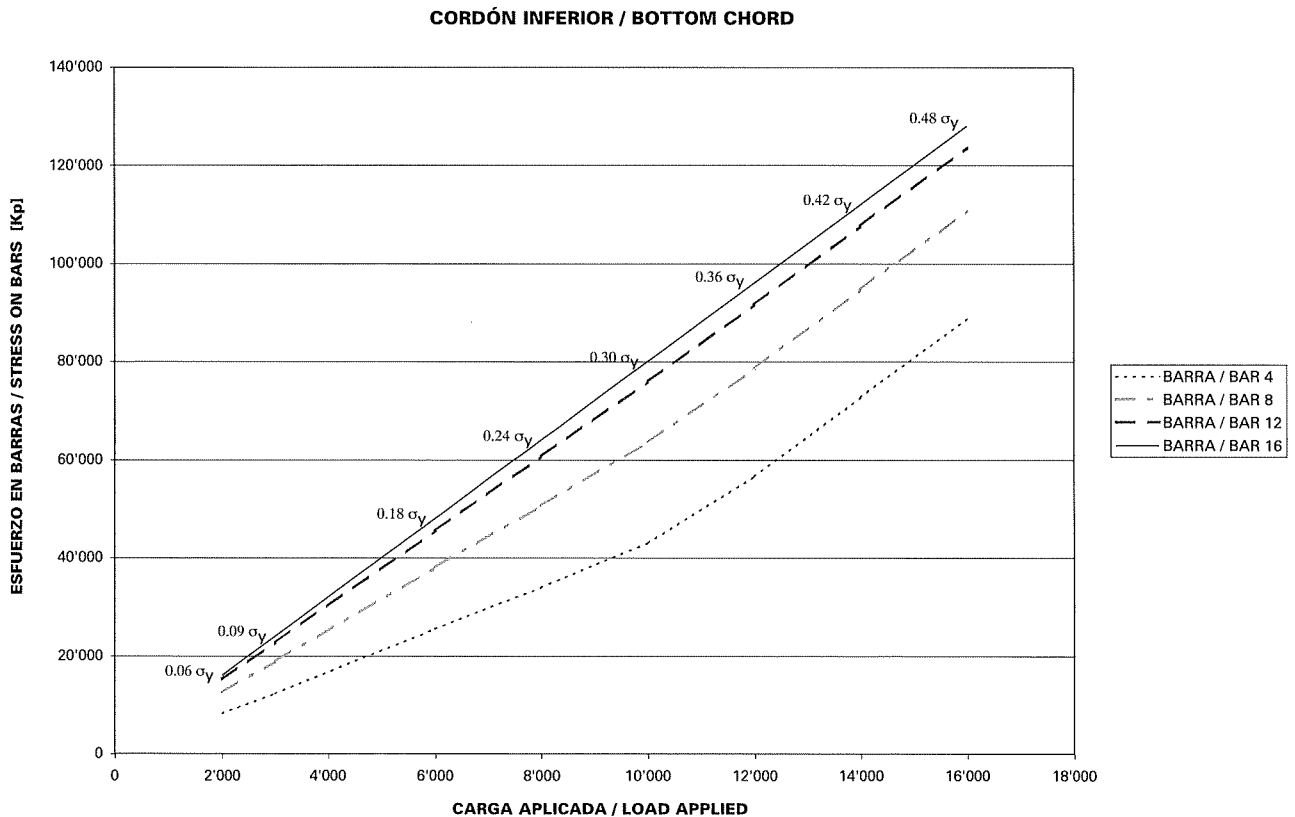


Figura 4.5. Modelo aplicado con carga uniforme. Cordón Inferior.
Figure 4.5. Model applied with uniform load. Bottom chord.

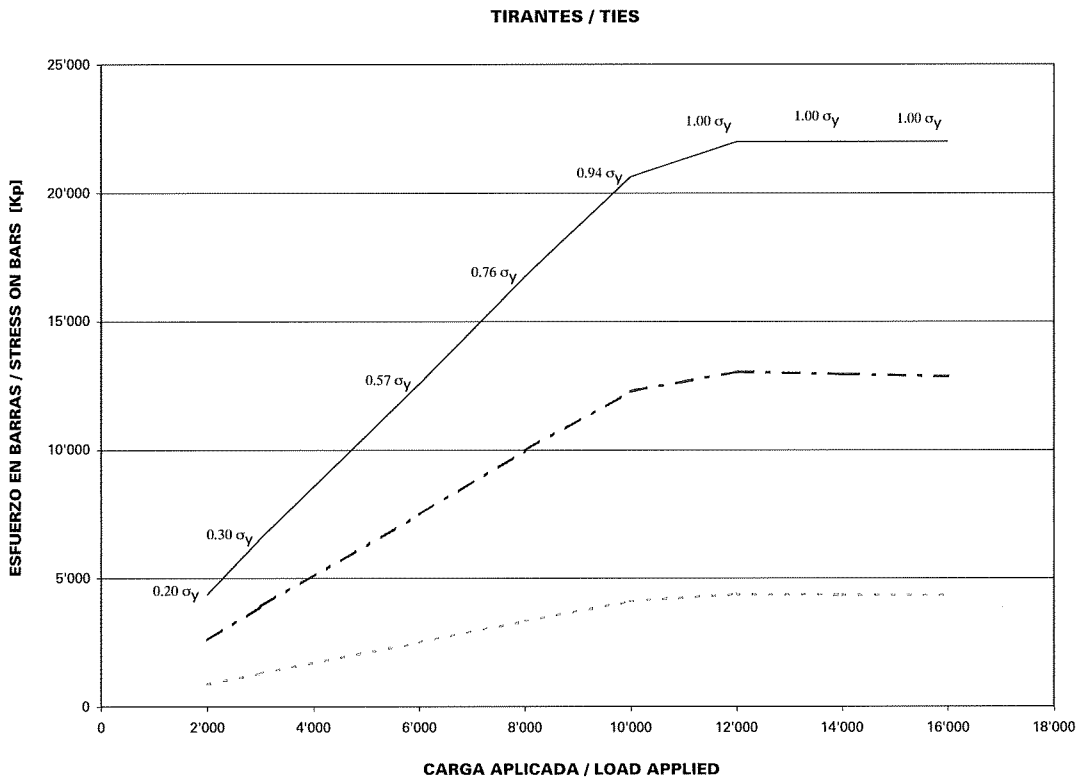


Figura 4.6. Modelo aplicado con carga uniforme. Tirantes.
Figure 4.6. Model applied with uniform load. Ties.

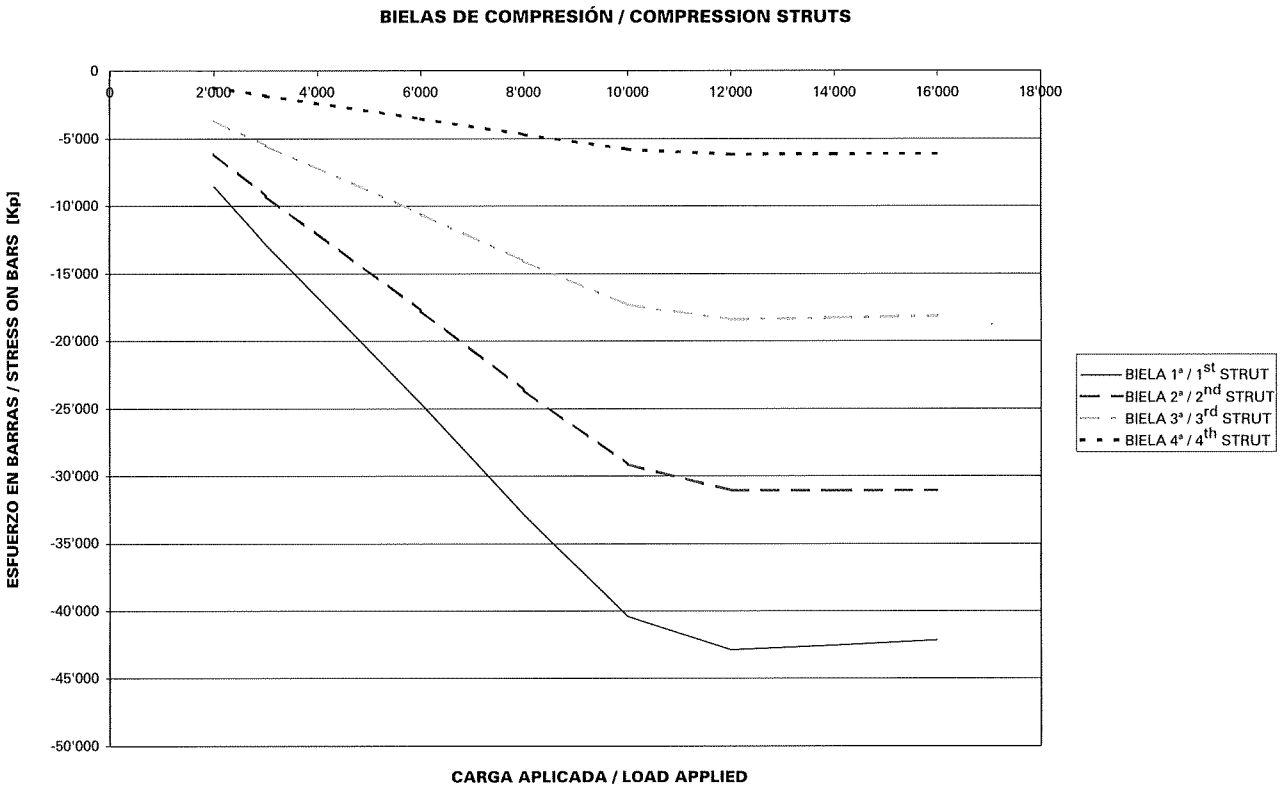


Figura 4.7. Modelo aplicado con carga uniforme. Bielas de Compresión.
Figure 4.7. Model applied with uniform load. Compression struts.

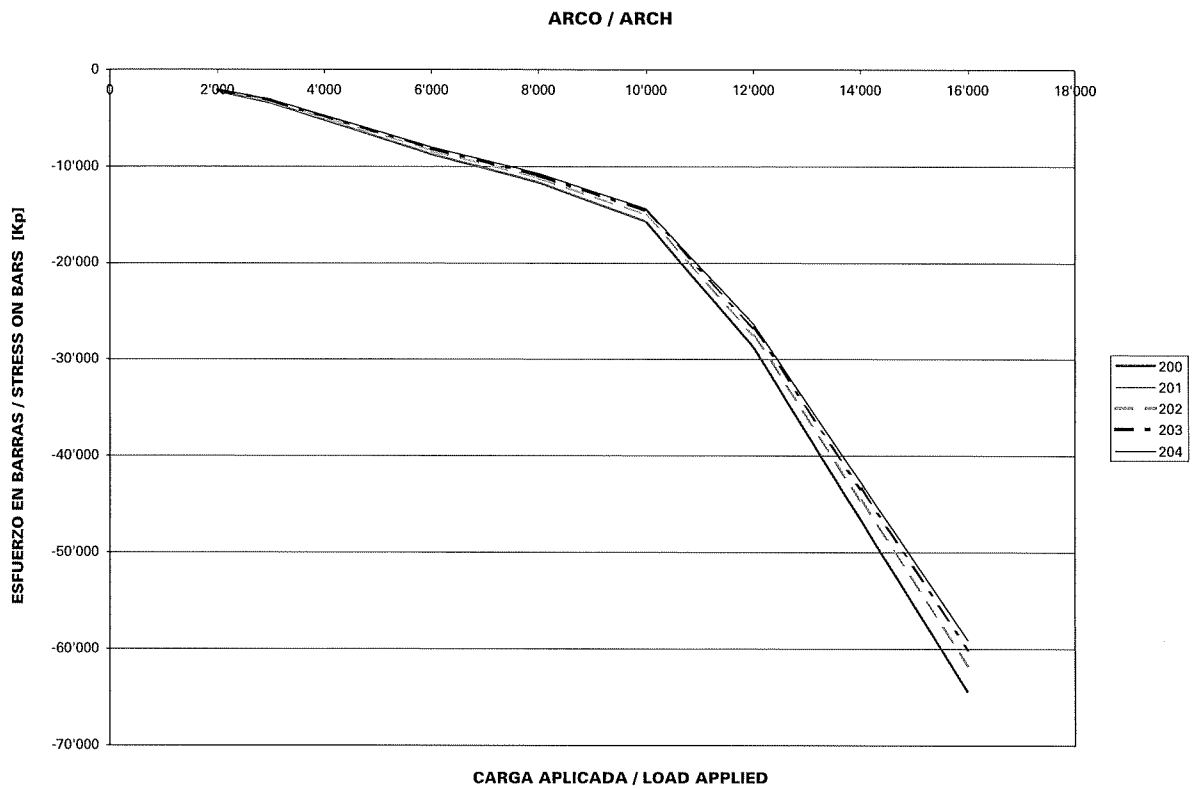


Figura 4.8. Modelo aplicado con carga uniforme. Arco.
Figure 4.8. Model applied with uniform load. Arch.

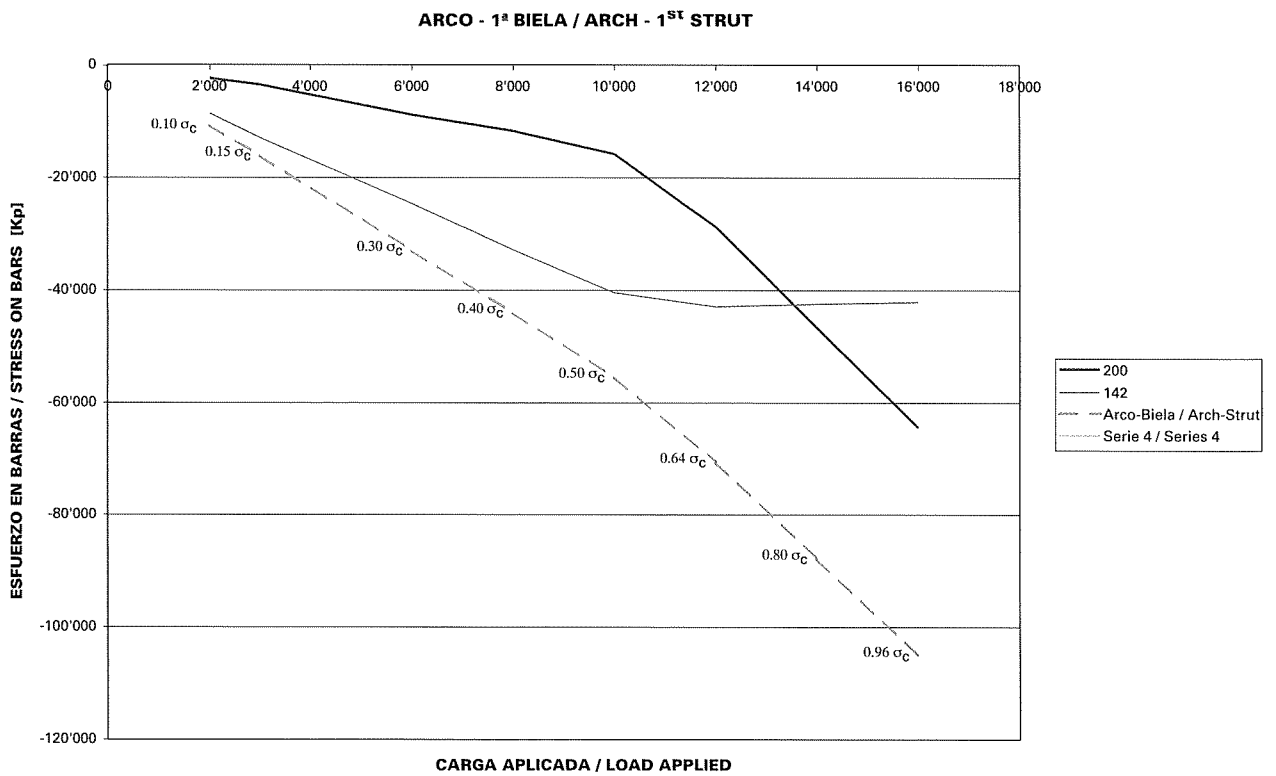


Figura 4.9. Modelo aplicado con carga uniforme. Arco-1ª Biela.
Figure 4.9. Model applied with uniform load. Arch-1st Strut.

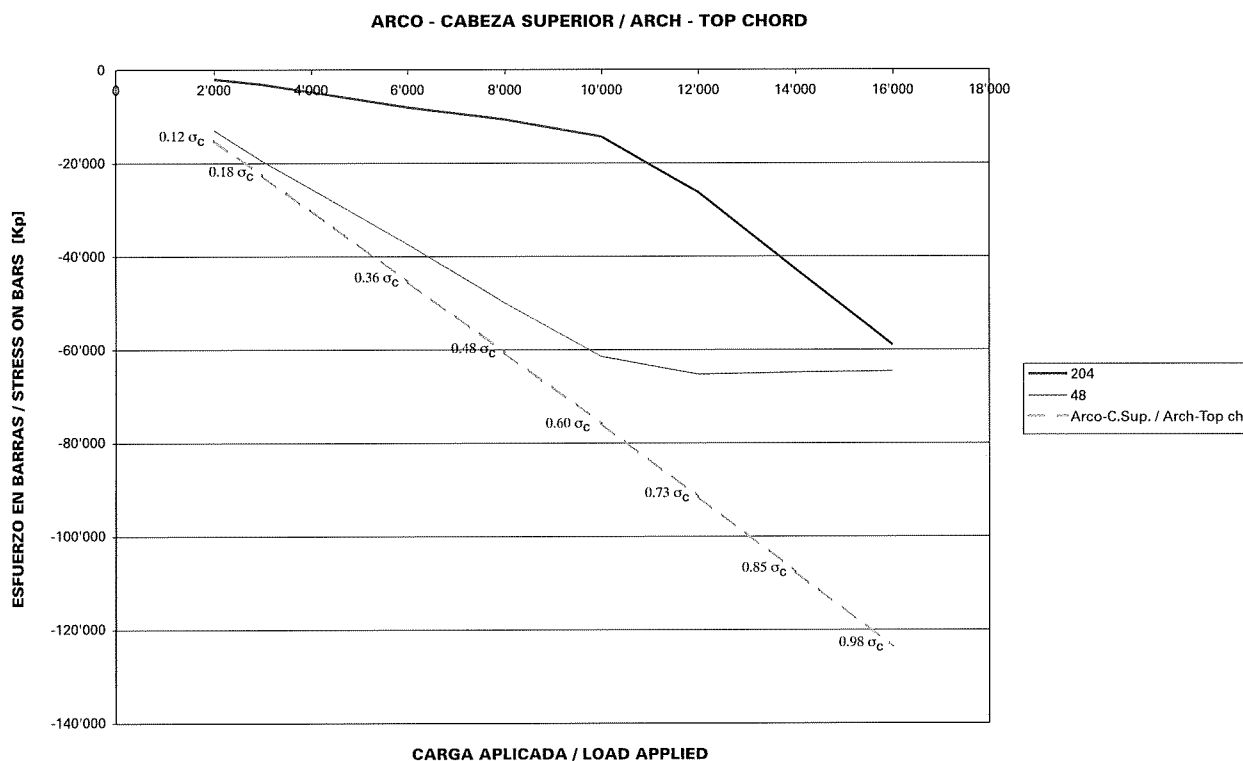


Figura 4.10. Modelo aplicado con carga uniforme. Arco - Cabeza Superior.
Figure 4.10 Model applied with uniform load. Arch - top chord.

5. COMPARISON OF THE MODEL PROPOSED TO TEST RESULTS

The tests and their correlation to the model proposed are analysed in this section.

5.1. STRUT CRUSHING FAILURE

The tests pursued crushing failure in the struts before plastification of the shear reinforcement. The proposed model was analysed for both a reinforced and a prestressed concrete beam.

In the proposed model the struts were observed to collapse before plastification of the reinforcement in both the reinforced and prestressed concrete beams.

5.1.1. Reinforced concrete beam

This section contains a discussion of the reinforced concrete beam tested on its west side (RCB-W). In this test failure was caused by shear compression on the struts.

In the model, as in reality, breakage was caused by concrete strut failure before plastification of the shear reinforcement.

Strut compression values of up to 0.84 of the concrete plastic stress were obtained.

The correlation between the deflection values yielded by the model and found during testing was 0.98, confirming that the general rigidity of the member was correctly evaluated.

The correlation between the model and actual test results for the ultimate load on the strut was 0.845.

Larger variations were recorded, however, for other parameters such as reinforcement stress and compression on the top chord.

DEFORMADA DEL TIRANTE T-1 / STRAIN ON TIE T-1

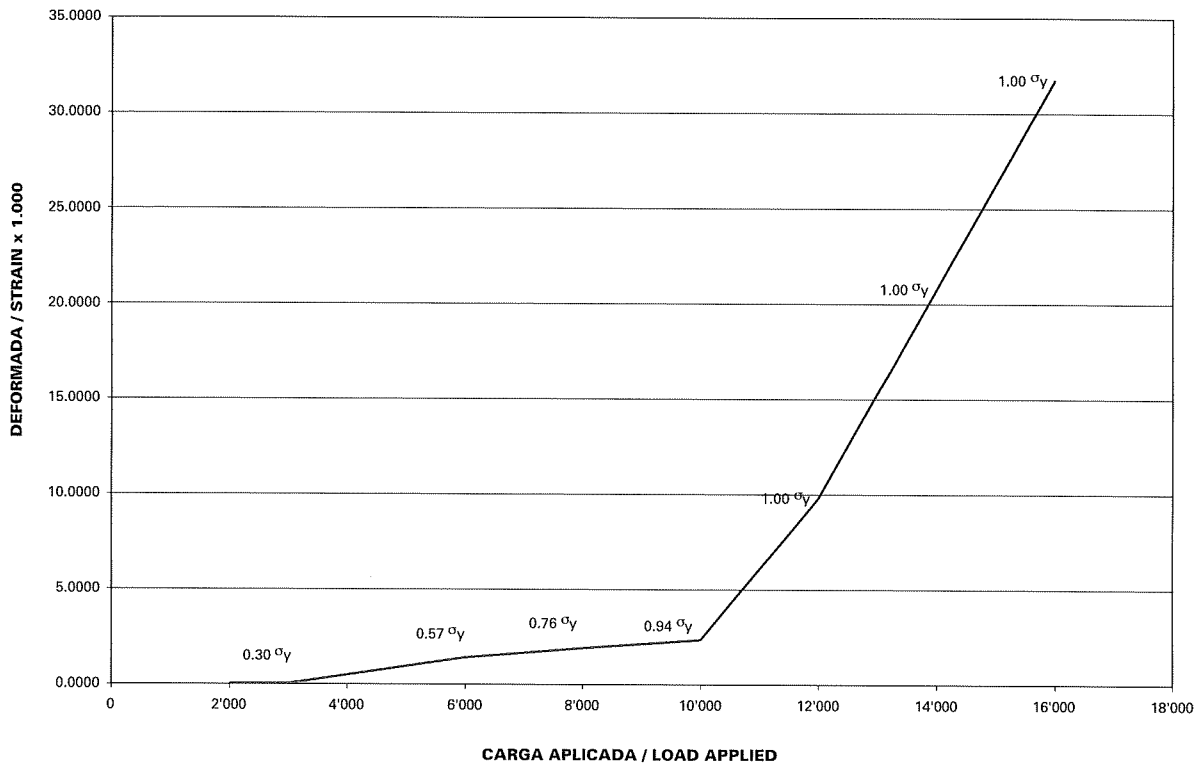


Figura 4.11. Modelo aplicado con carga uniforme. Deformada del Tirante 1°.
Figure 4.11. Model applied with uniform load. Strain on 1st tie.

5. CONTRASTE ENTRE EL MODELO PROPUESTO Y LOS ENSAYOS

Se analizan en este apartado los ensayos y la correlación con el desarrollo del modelo propuesto.

5.1. ROTURAS POR BIELA COMPRIMIDA

En los ensayos se buscó conseguir una rotura por compresión en las bielas antes que llegara a producirse la plastificación de los cercos de cortante. El modelo propuesto se ha analizado en un caso de una viga de hormigón armado y otro caso en un viga de hormigón pretensado.

En el modelo propuesto se puede observar que, tanto para la viga de hormigón armado como para la de hormigón pretensado, se agotan las bielas de compresión antes de que plastifiquen los cercos.

5.1.1. Viga de hormigón armado

Se analiza en este apartado el ensayo de la viga de hormigón armado en su lado Oeste (VHA-W). En este ensayo se produjo la rotura por compresión de las bielas cortante.

En el modelo, al igual que en la realidad se obtuvo, se produce una rotura por fallo en las bielas de hormigón antes que lleguen a plastificar los cercos de cortante.

Se ha llegado a obtener una compresión en las bielas de 0.84 la tensión de plastificación del hormigón.

La correlación entre el modelo y el ensayo en cuanto a la flecha es de 0.98, con lo que se puede confirmar que la rigidez general de la pieza se ha evaluado correctamente.

En la carga ultima de la biela se produce una correlación de 0.845 respecto de la realmente medida en el ensayo.

The test and model values are given in the table below:

		40 t		Failure 105 t		Model/ Test
		Model	Test	Model	Test	
Deflection	cm	1.88	1.80	4.91	5.00	0.982
Load on tie	Kp	30,244	56,584	79,239	119,605	0.663
Load on strut	Kp	-48,752	-49,830	-127,730	-151,208	0.845
Load on top chord	Kp	-76,198	-105,739	-200,346	-280,314	0.715
θ	°	41	34/43	41	34/43	

Table 5.1. Comparison of model and test results. Most significant values.

The test strain values were converted to force values for comparison with the model with a parabola - rectangle diagram in which the plastic stress assumed was the mean crushing strength found for the beam specimens.

Account was taken of the difference between the actual position of the load sensors on the beams and the position of the bars in the model, which is $z = 0.81 \cdot h$.

The discrepancy in the load on the tie may be due to the fact that the strain on the tie in the real beam was measured at a specific point, whereas the model measures mean forces across a length of beam.

In the case of the top chord the discrepancy may be due to the fact that the bar areas used are an approximation of actual developments in the beam.

Account should also be taken of the fact that the test measures strains, which are converted to stress and these in turn to forces through an estimation of areas and the stress-strain curve of the materials, which is not linear.

Figure 1.1. Tests conducted in the Barcelona School of Civil Engineering. The most significant values for the model and their comparison to the test results are given in the figures below.

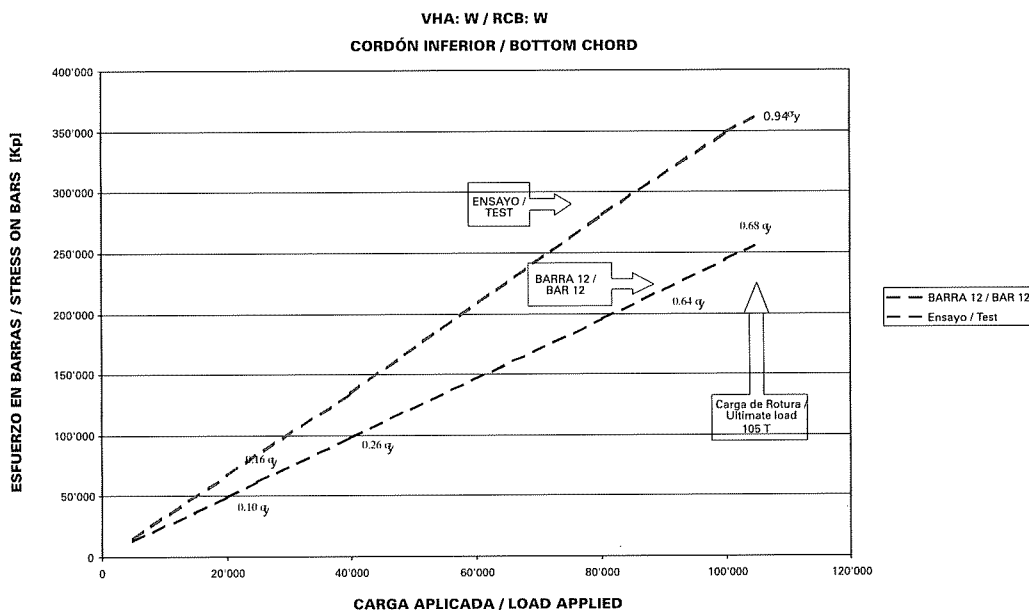


Figura 5.1. Viga de hormigón armado VHA-W. Cordón Inferior.
Figure 5.1. Reinforced concrete beam RCB-W. Bottom chord.

Sin embargo se producen variaciones mayores en otros aspectos como son la tensión de los cercos y en la compresión de la cabeza superior.

Los valores obtenidos en el ensayo y en el modelo son los siguientes:

		40 t		Rotura 105 t		Modelo / Ensayo
		Modelo	Ensayo	Modelo	Ensayo	
Flecha	cm	1.88	1.80	4.91	5.00	0.982
Carga en el tirante	Kp	30,244	56,584	79,239	119,605	0.663
Carga en la biela	Kp	-48,752	-49,830	-127,730	-151,208	0.845
Carga en Cordón Sup.	Kp	-76,198	-105,739	-200,346	-280,314	0.715
θ	°	41	34/43	41	34/43	

Cuadro 5.1. Valores más significativos, comparados el modelo y el ensayo.

Para pasar de los valores de deformaciones del ensayo a fuerzas para poder ser comparado con el modelo, se ha utilizado un diagrama parábola - rectángulo que tiene como tensión de plastificación la resistencia media obtenida de las roturas de probetas de las vigas.

Se ha considerado la diferencia entre la posición real de los transductores en las vigas y la posición de las barras en el modelo, que es $z = 0.81.h$

La discrepancia en la carga del tirante puede ser debida a que la medición de deformaciones en el tirante de la viga real se realiza en una zona localizada, mientras que en el modelo se miden fuerzas medias para una longitud de viga.

En el caso del Cordón Superior la discrepancia puede ser debida a que la asignación de áreas en las barras es una aproximación al funcionamiento real de la viga.

También hay que tener en cuenta que en el ensayo se miden deformaciones, que se transforman en tensiones y a su vez en fuerzas a través de la estimación de áreas y de la curva Tensión/Deformación de los materiales, curva que no es lineal.

Figura 1.1. Ensayos en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Los valores más significativos del modelo y de la comparación con el ensayo se muestran en los gráficos siguientes.

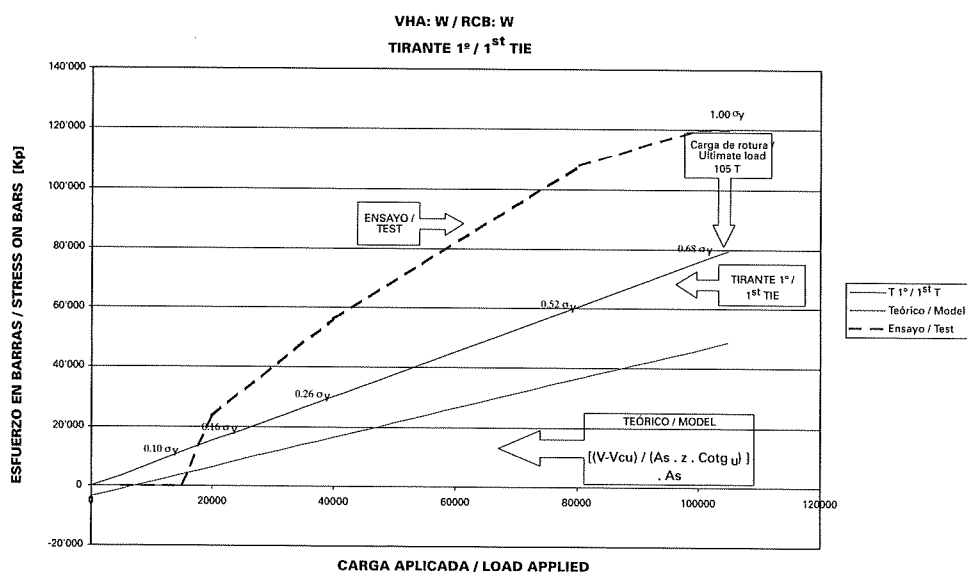


Figura 5.2. Viga de hormigón armado VHA-W. Cordón Superior.
Figure 5.2. Reinforced concrete beam RCB-W. Top chord.

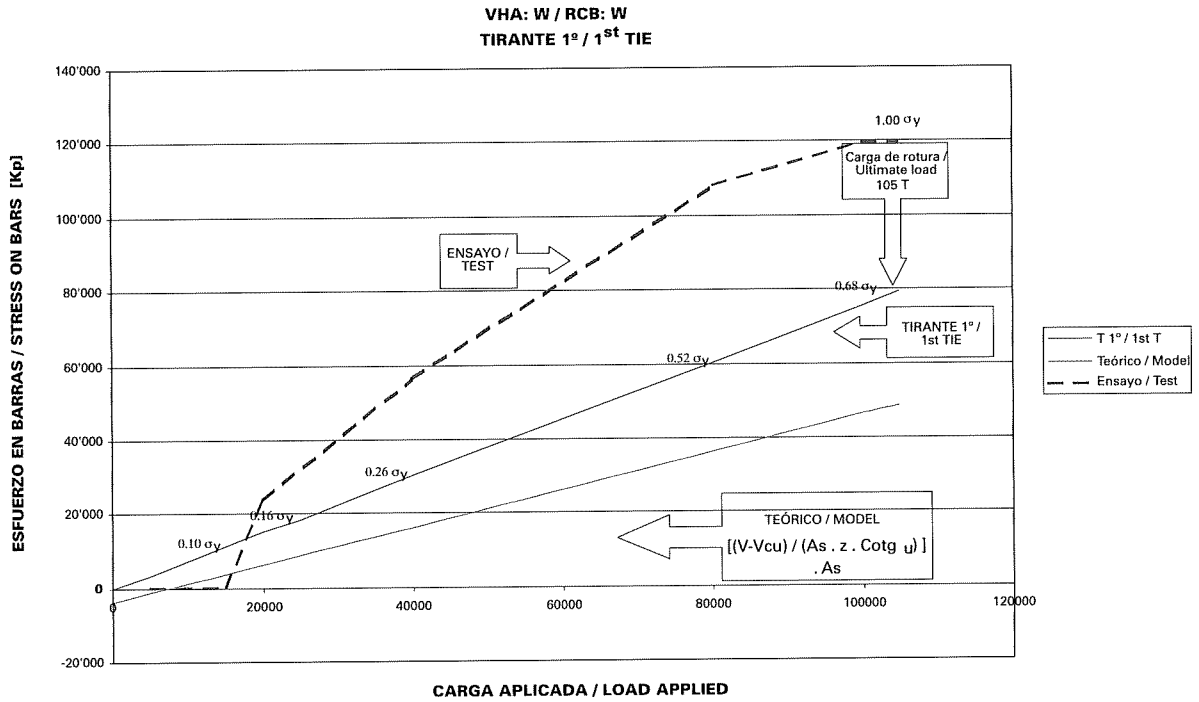


Figura 5.3. Viga de hormigón armado VHA-W. Tirante 1º.
Figure 5.3. Reinforced concrete beam RCB-W. 1st tie.

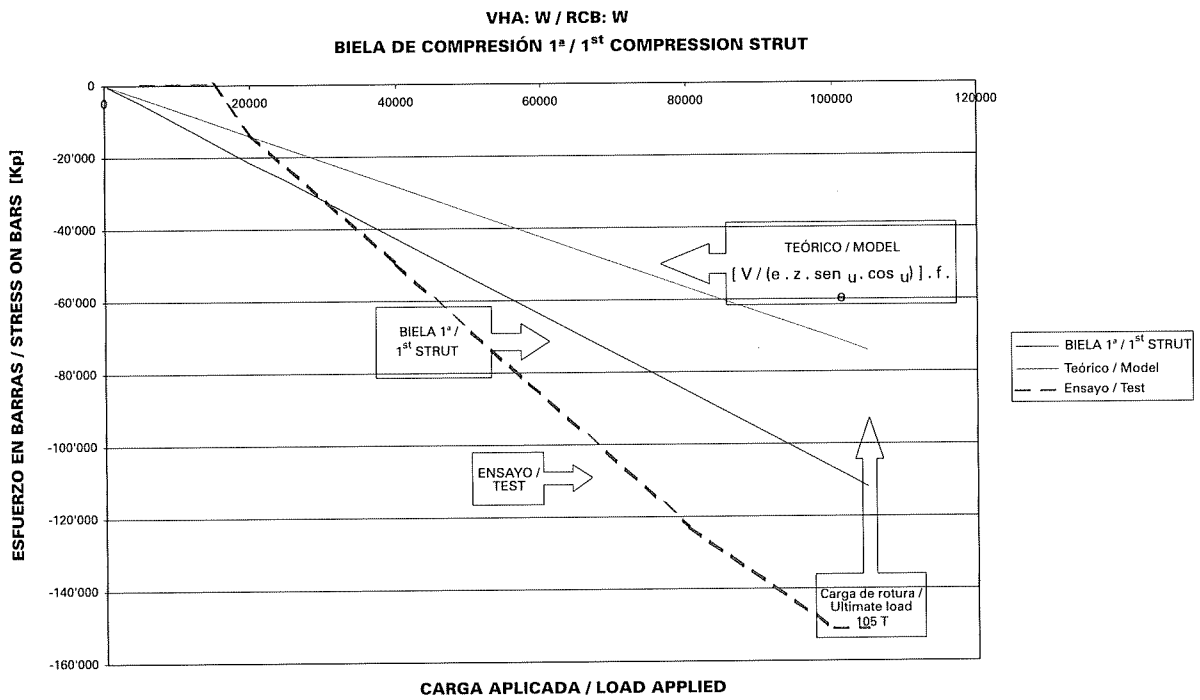
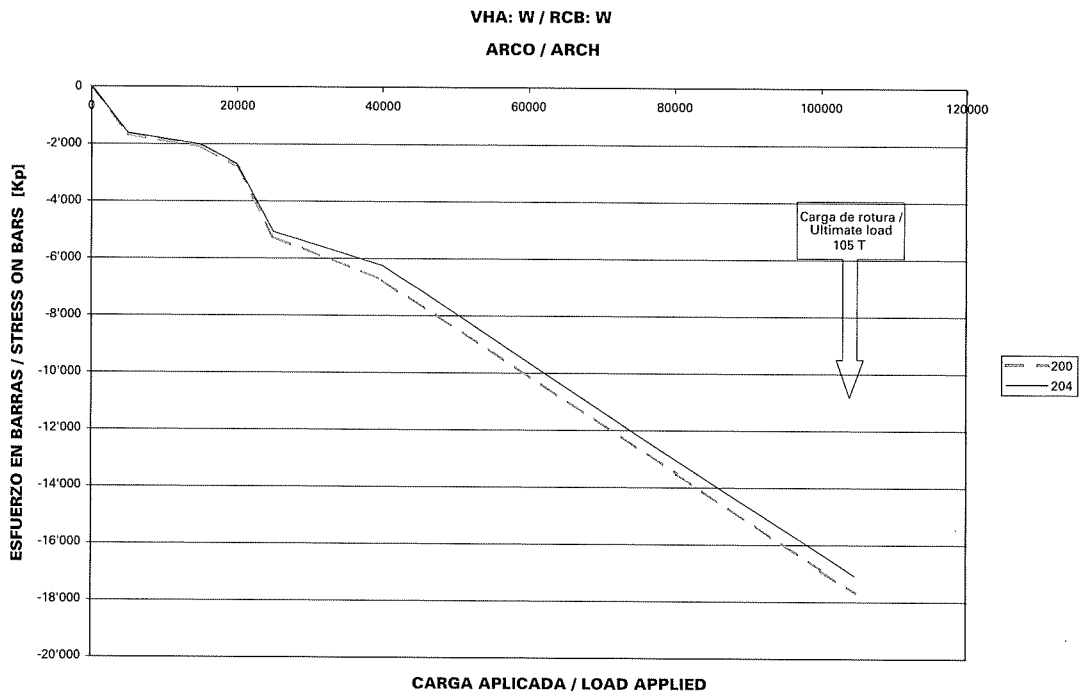


Figura 5.4. Viga de hormigón armado VHA-W. Biela de Compresión 1º.
Figure 5.4. Reinforced concrete beam RCB-W. 1st compression strut.



FFigura 5.5. Viga de hormigón armado VHA-W. Arco.
Figure 5.5. Reinforced concrete beam RCB-W. Arch.

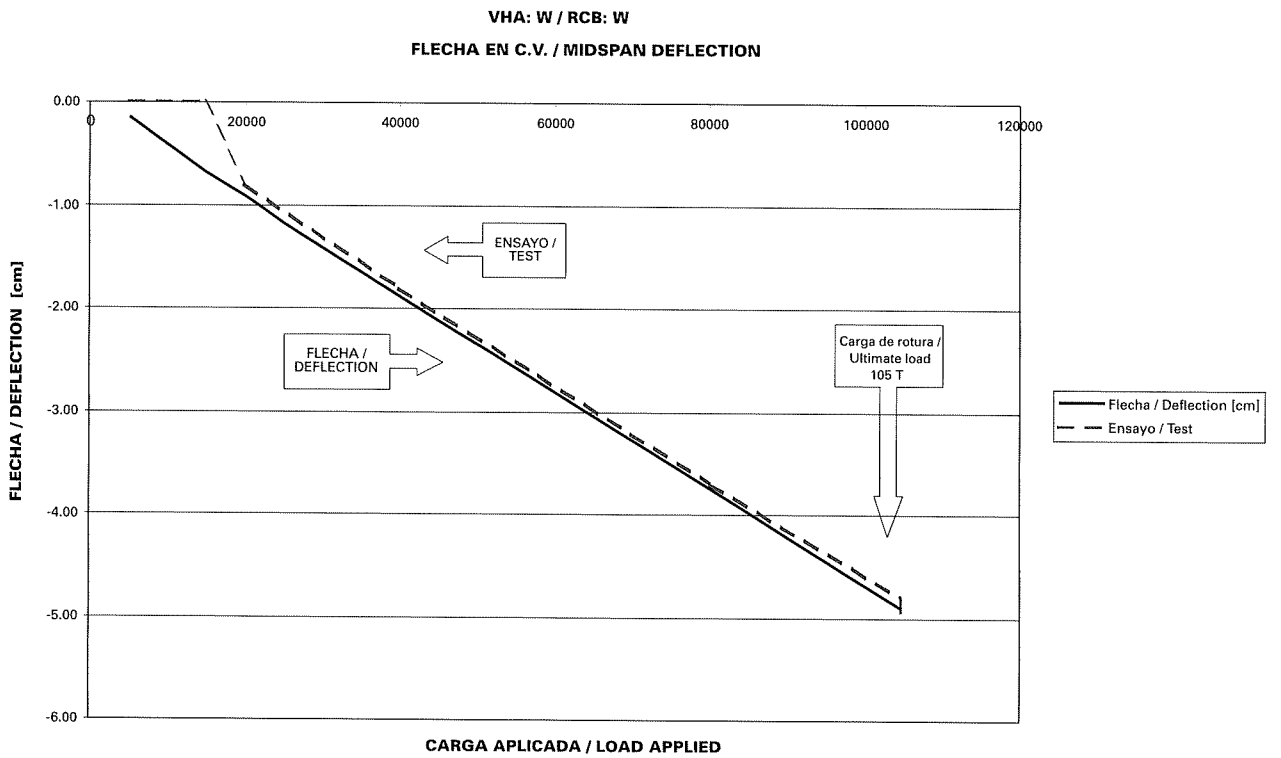


Figura 5.6. Viga de hormigón armado VHA-W. Flecha.
Figure 5.6. Reinforced concrete beam RCB-W. Deflection.

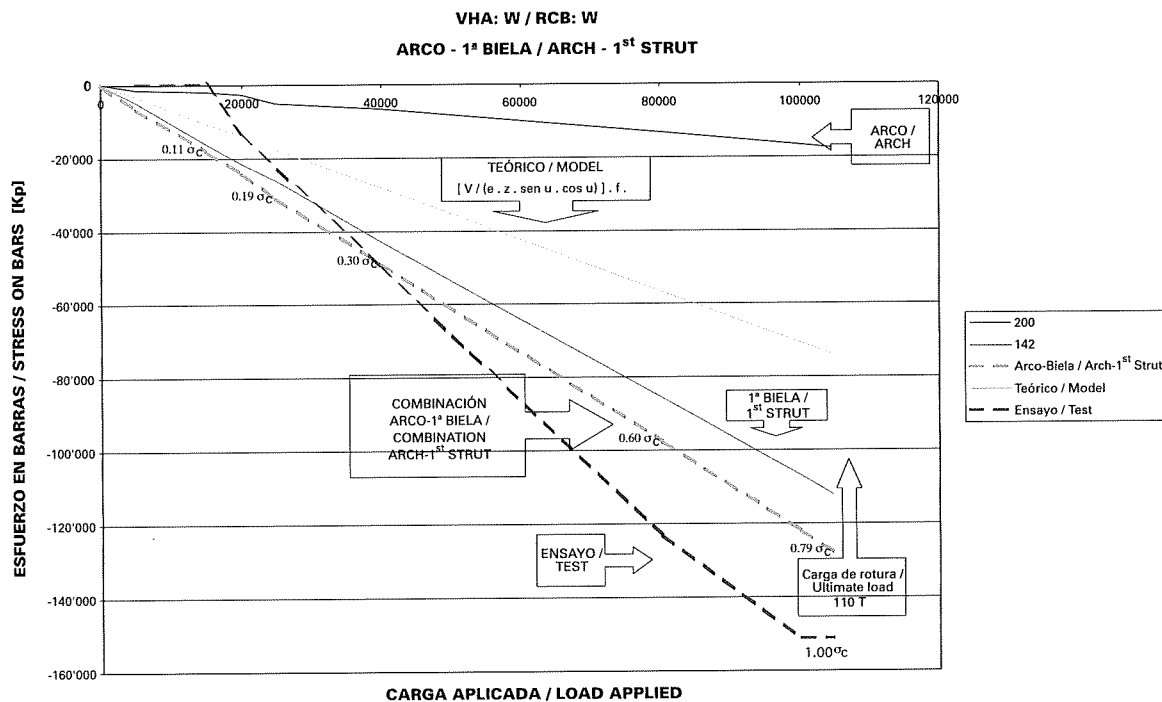


Figura 5.7. Viga de hormigón armado VHA-W. Arco-Biela.
Figure 5.7. Reinforced concrete beam RCB-W. Arch-strut.

5.1.2. Prestressed concrete beam

This Section contains a discussion of the prestressed concrete beam tested on its east side (PCB1-E). In this test failure was caused by shear compression on the struts.

In the model, as in reality, breakage was caused by concrete strut failure before plastification of the shear reinforcement.

The correlation between the deflection values yielded by the model and found during testing was 0.855, an indication that the general rigidity of the member was correctly evaluated.

The correlation between the model and actual test results for the ultimate load on the strut was 0.995.

Larger variations were recorded, however, for other parameters such as reinforcement stress and compression on the top chord.

The test and model values are given in the table below:

		40 t		Failure 105 t		Model/ Test
		Model	Test	Model	Test	
Deflection	cm	-1.31	-0.80	-3.59	-4.20	0.855
Load on tie	Kp	10,518	7,194	33,597	43,163	0.778
Load on strut	Kp	-58,534	-52,342	-186,979	-187,893	0.995
Load on top chord	Kp	-87,945	-111,955	-227,255	-299,645	0.758
θ	°	20	23	21	23	

Table 5.2. Comparison of model and test results. Most significant values.

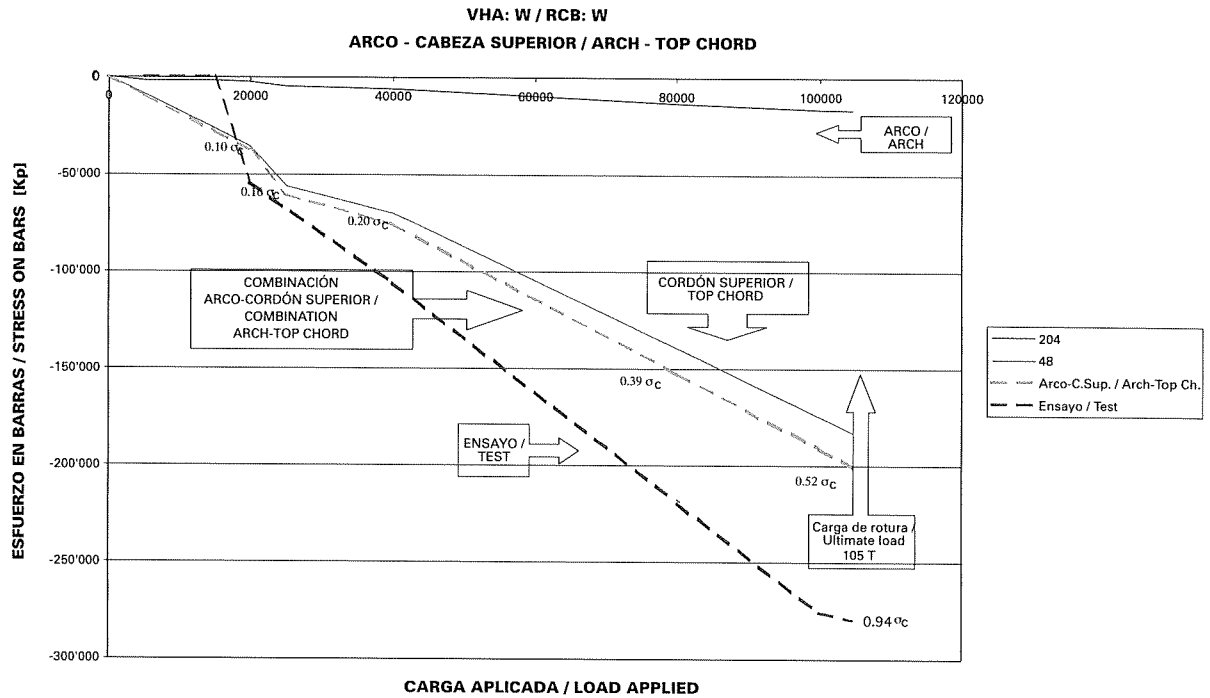


Figura 5.8. Viga de hormigón armado VHA-W. Arco-Cordón Superior.
Figure 5.8. Reinforced concrete beam RCB-W. Arch - top chord.

5.1.2. Viga de hormigón pretensado

Se analiza en este Apartado el ensayo de la viga de hormigón pretensado en su lado Este (VHP1-E). En este ensayo se produjo la rotura por compresión de las bielas cortante.

En el modelo, al igual que en la realidad se obtuvo, se produce una rotura por fallo en las bielas de hormigón antes que lleguen a plastificar los cercos de cortante.

La correlación entre el modelo y el ensayo en cuanto a la flecha es de 0.855, con lo que se puede aseverar que la rigidez general de la pieza se ha evaluado correctamente.

En la carga ultima de la biela se produce una correlación de 0.995 respecto de la realmente medida en el ensayo.

Sin embargo se producen variaciones mayores en otros aspectos como son la tensión de los cercos y en la compresión de la cabeza superior.

Los valores obtenidos en el ensayo y en el modelo son los siguientes:

		40 t		Rotura 105 t		Modelo / Ensayo
		Modelo	Ensayo	Modelo	Ensayo	
Flecha	cm	-1.31	-0.80	-3.59	-4.20	0.855
Carga en el tirante	Kp	10,518	7,194	33,597	43,163	0.778
Carga en la biela	Kp	-58,534	-52,342	-186,979	-187,893	0.995
Carga en Cordón Sup.	Kp	-87,945	-111,955	-227,255	-299,645	0.758
θ	°	20	23	21	23	

Cuadro 5.2. Valores más significativos, comparados el modelo y el ensayo.

The comments made in connection with the reinforced concrete beam are equally applicable to the prestressed beam. In the latter case, however, the correlation between the model and test values is higher.

The most significant model values and their comparison to the test results are given in the figures below.

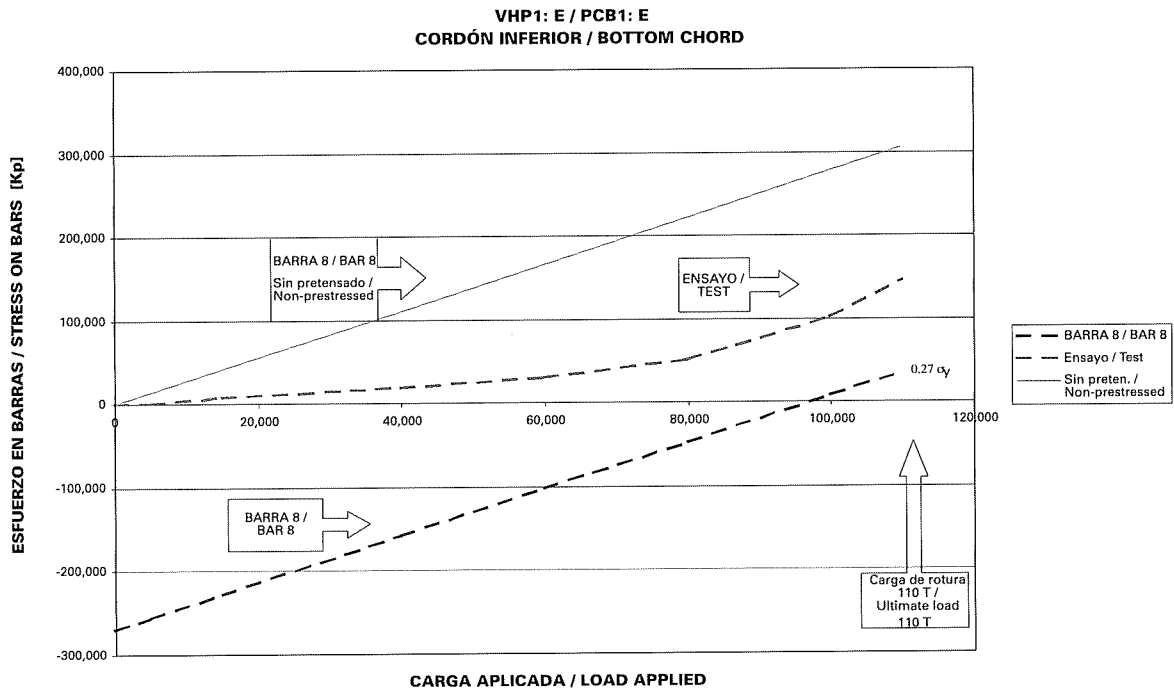


Figura 5.9. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Cordón Inferior.
Figure 5.9. Prestressed concrete beam PCB1-E. Bottom chord.

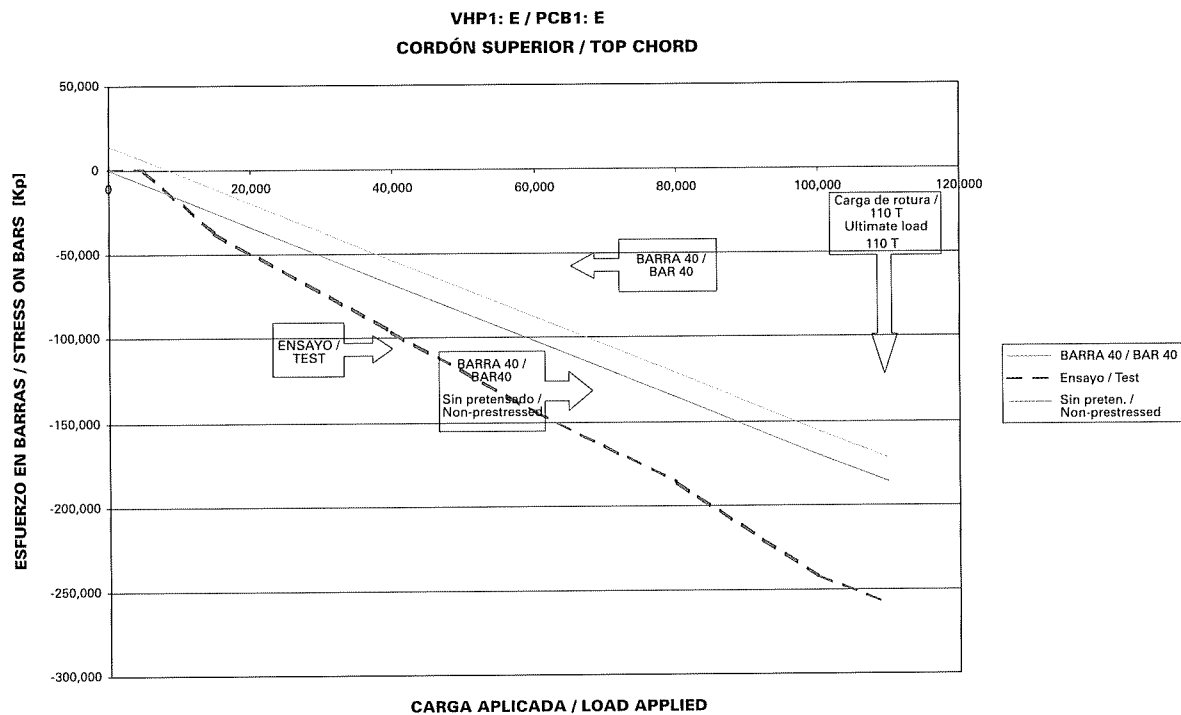


Figura 5.10. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Cordón Superior.
Figure 5.10. Prestressed concrete beam PCB1-E. Top chord.

En este caso se pueden apreciar las mismas consideraciones que se realizaron en el caso de la viga de hormigón armado. Sin embargo en este caso se produce una mejor correlación entre los valores del modelo y del ensayo.

Los valores más significativos del modelo y de la comparación con el ensayo se muestran en los gráficos siguientes.

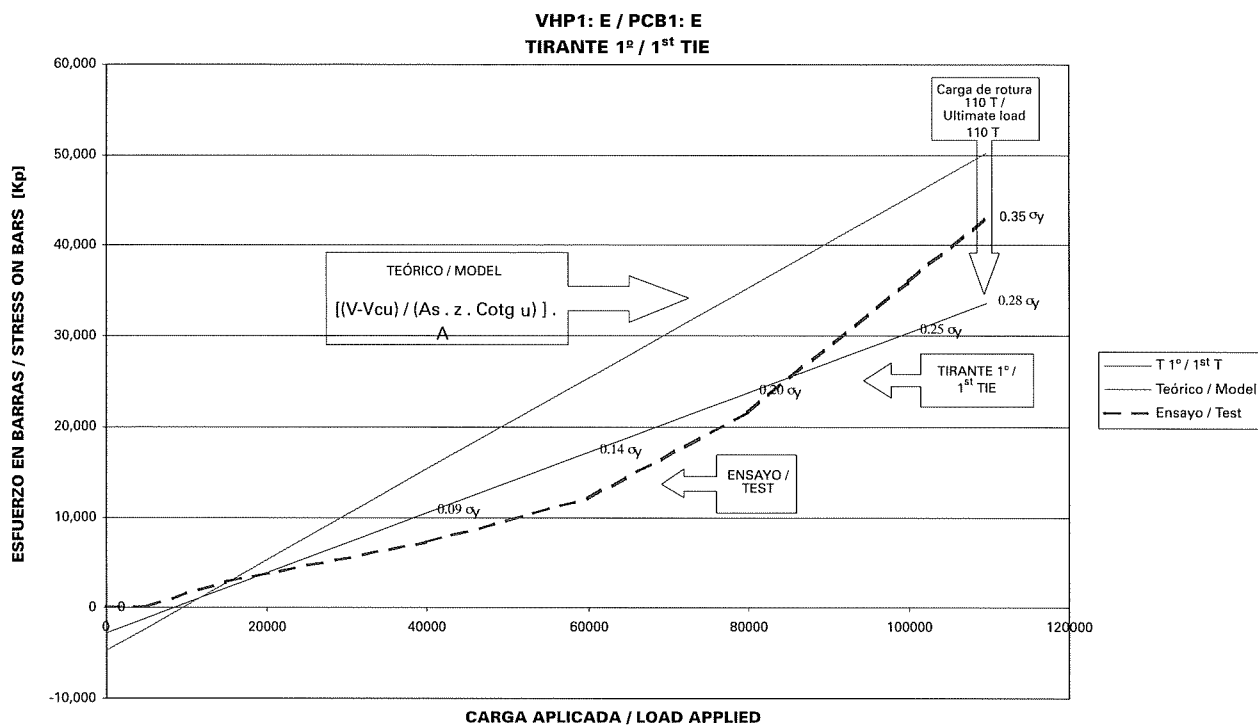


Figura 5.11. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Tirante 1º.
Figure 5.11. Prestressed concrete beam PCB1-E. 1st tie.

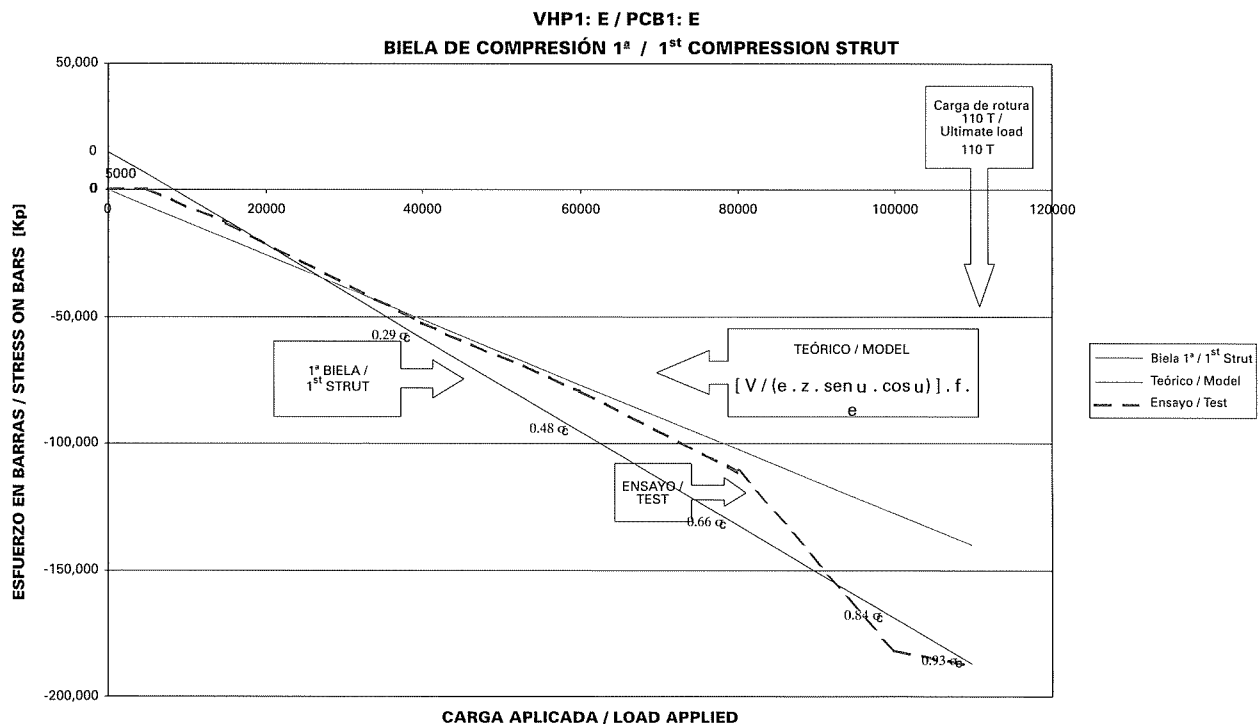


Figura 5.12. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Biela de Compresión 1ª.
Figure 5.12. Prestressed concrete beam PCB1-E. 1st compression strut.

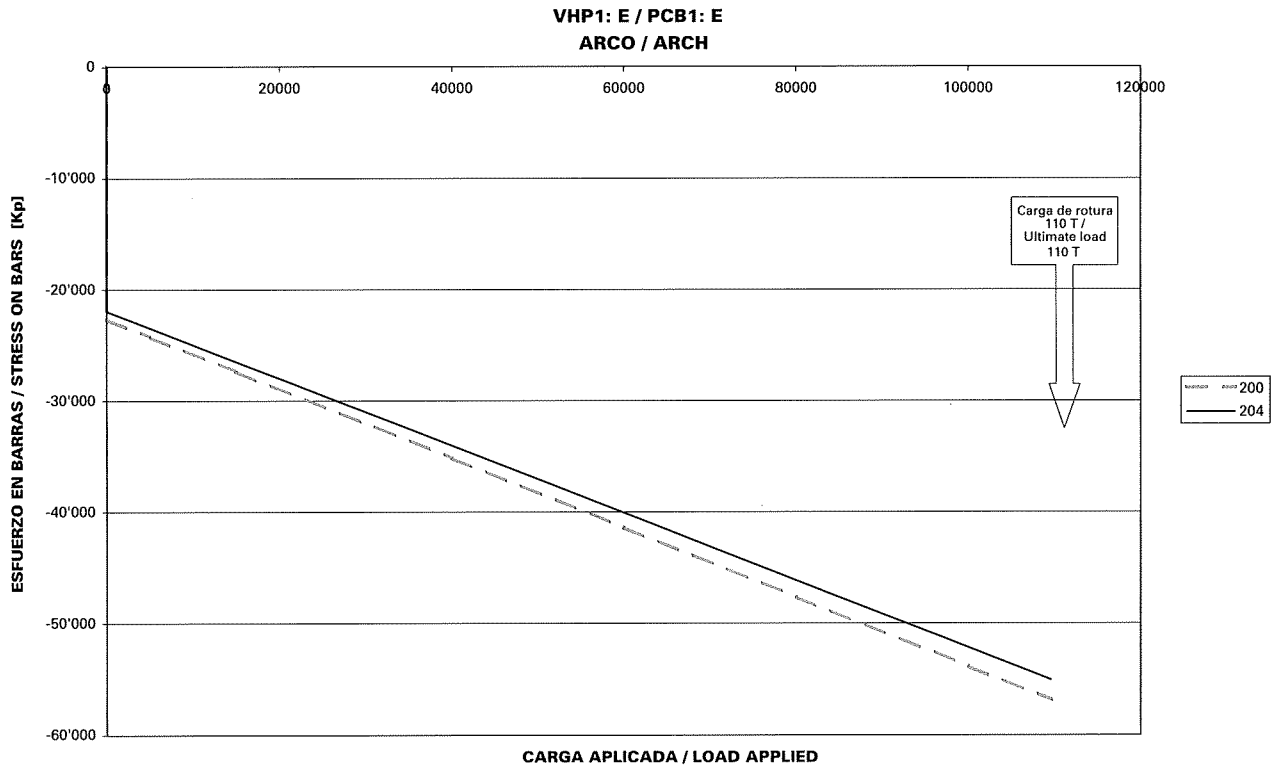


Figura 5.13. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Arco.
Figure 5.13. Prestressed concrete beam PCB1-E. Arch.

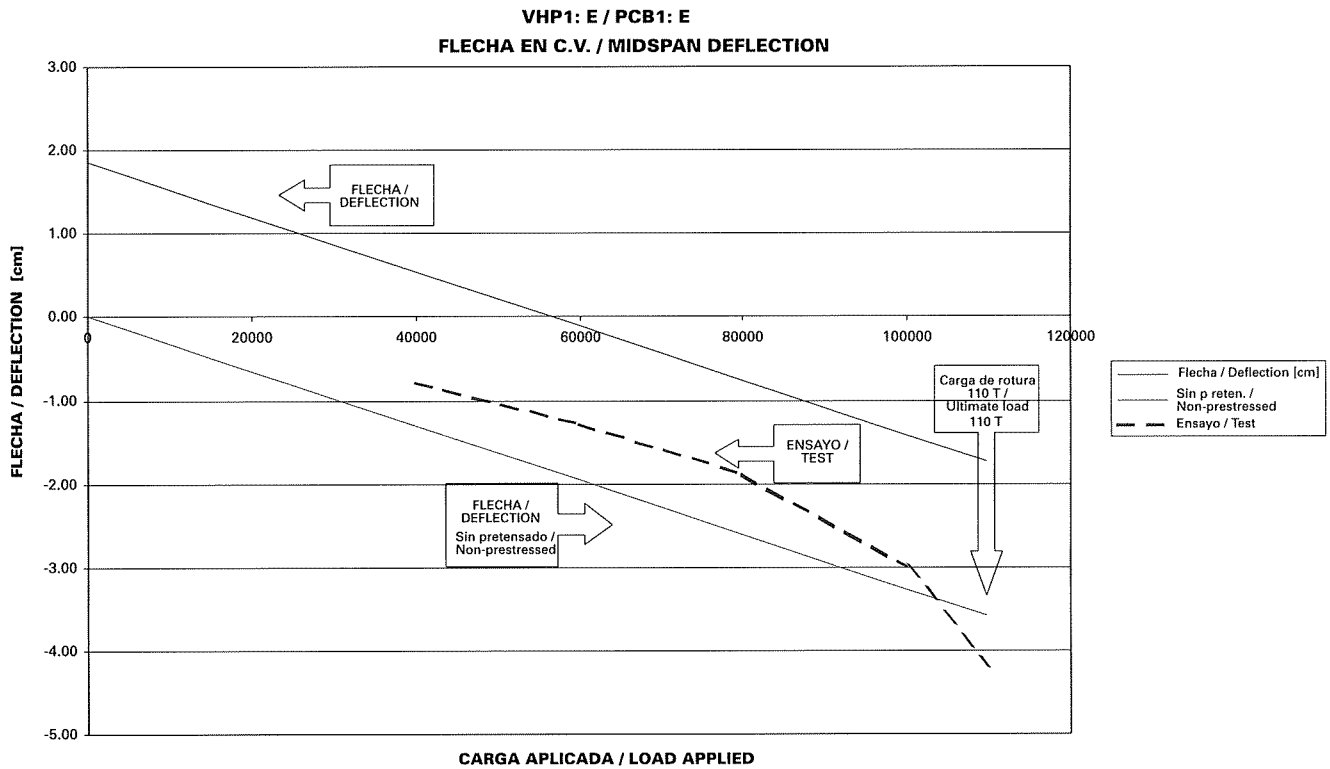


Figura 5.14. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Flecha.
Figure 5.14. Reinforced concrete beam RCB-W. Deflection.

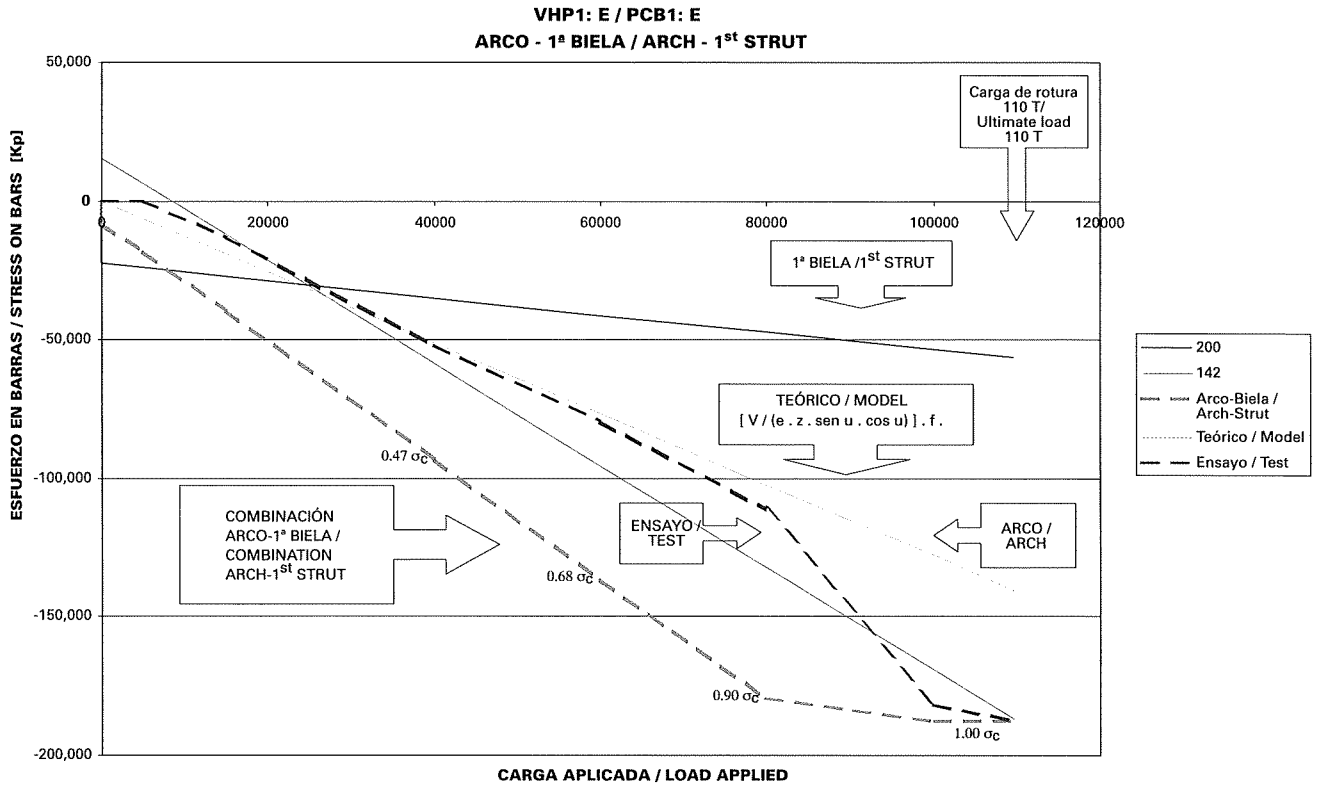


Figura 5.15. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Arco-Biela.
Figure 5.15. Prestressed concrete beam PCB1-E. Arch-strut.

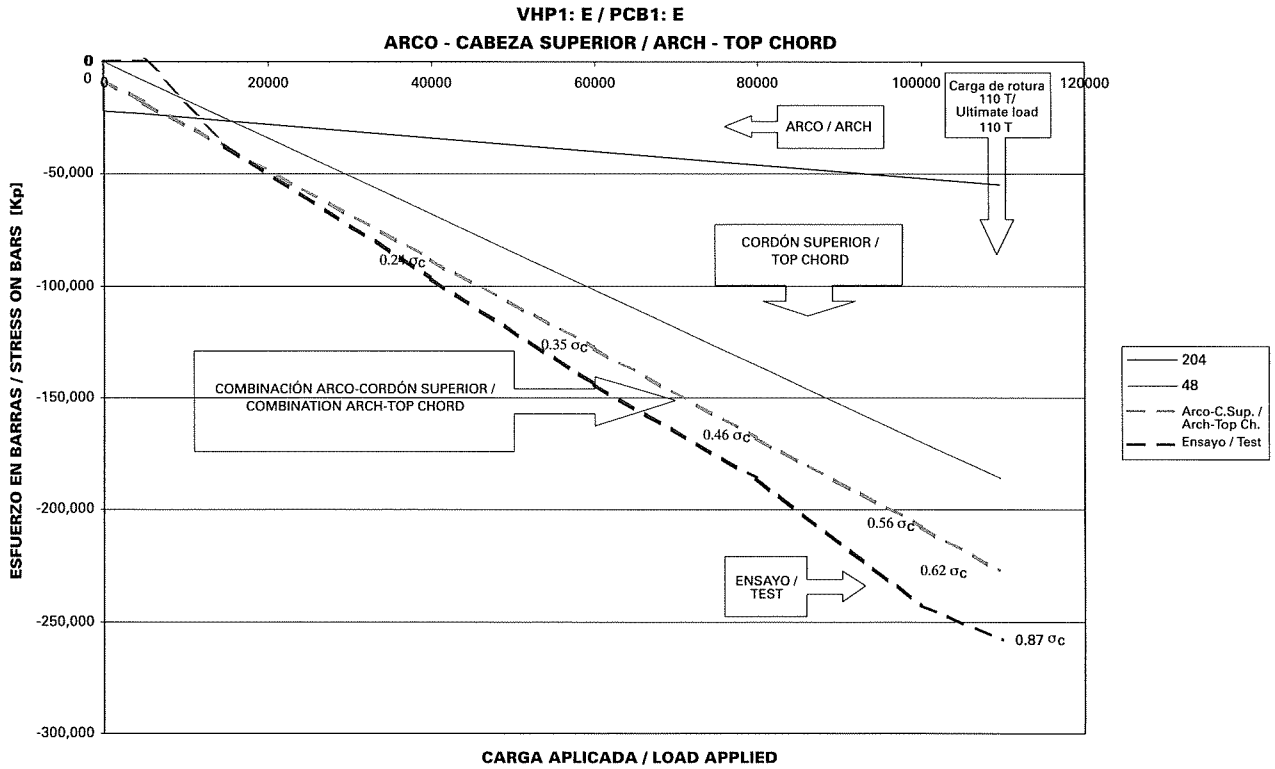


Figura 5.16. Viga de hormigón pretensado VHP1-E. Arco-Cordón Superior.
Figure 5.16. Prestressed concrete beam PCB1-E. Arch - top chord.

5.2. BREAKAGE DUE TO STEEL FAILURE. STUTTGART TESTS

Tests ET2 and ET3 correspond to T-beams with variable web widths and point loads. In these tests, breakage was due to compression failure, either at or around the compressed chord or in the web after plastification of the stirrups. Only vertical stirrups were used.

These beams were reinforced with only half the ratio theoretically necessary. Six-mm \emptyset stirrups were placed at 11-cm intervals.

In this case the strut and tie mechanism comes into play first, until the ties become plastic. When this system can accommodate no further loading the arch and tension tie system begins to absorb the increase.

As in the case of the CEDEX tests, in this resistance system the change in the angle of force on the strut and arch arrangement is clearly perceptible. This effect has also been referred in previous reports of tests in which failure was observed to be preceded by plastification of the reinforcement.

The compression stress on the struts (or the arch-strut arrangement) is observed to be smaller in this case than when there is no plastification of the reinforcement prior to strut crushing failure.

5.2.1. Beam ET2

The test on reinforced beam ET2 is discussed in this Section. In these tests strut crushing failure occurred after plastification of the reinforcement.

In the model, as in reality, concrete strut failure was preceded by plastification of the shear reinforcement.

The model predicted reinforcement plastification under a load of 17.0 tonnes and failure at a load of 25.9 tonnes.

Compression figures of 0.35 and 0.70 of the concrete plastic stress were obtained for the struts and the top chord, respectively. In this case the stress on the top chord was more restrictive than the stress on the struts.

It may be observed that when the strut and tie system becomes plastic upon plastification of the ties, it accepts no further loading and any load increases are absorbed by the arch and tension tie system, occasioning a change in the slope angle of the struts.

The correlation between the deflection values yielded by the model and found during testing was 0.83, an indication that the general rigidity of the member was correctly evaluated.

With regard to the ultimate load on the strut, considering the combined arch and strut loads, the correlation at failure between the model and the tests was 1.44, whilst a correlation coefficient of 1.24 was obtained for the tie plastification moment. However, a much closer correlation was obtained for the load on the strut in the first phase only, or on the arch in the second phase only, after plastification.

Nonetheless, variations were recorded in the opposite direction in another parameter, namely compression on the top chord. In this case the test values were greater than the figures predicted by the model.

The discrepancies may be due to the failure to achieve optimum precision in the evaluation of areas, bar rigidity or the stress-strain diagrams for this particular case.

The test and model values are given in the table below:

		Tie plastification		Failure		Model/ Test
		Model	Test	Model	Test	
Deflection	cm	-0.76	-0.88	-1.29	-1.55	0.832
Load on tie	Kp	8,291	3,840	8,291	8,291	1.000
Load on strut	Kp	-12,427	-10,103	-28,836	-20,038	1.439
Load on top chord	Kp	-25,563	-15,567	-42,321	-56,953	0.743
θ	$^{\circ}$	43		27		

Table 5.3. Comparison of model and test results, beam ET2. Most significant values.

5.2. ROTURAS POR FALLO EN EL ACERO. ENSAYOS DE STUTTGART

Los ensayos ET2 y ET3 que corresponden a vigas en T con anchos de alma variables y con carga puntual. En estos ensayos se produjo la rotura por compresión, bien en la zona de la cabeza de compresión, bien en el alma después de la plastificación de los estribos. Los estribos utilizados fueron sólo verticales.

Se armaron las vigas con la mitad de cuantía teóricamente necesaria. Se colocaron cercos \varnothing 6mm cada 11 cm.

En este caso funciona en primer lugar el mecanismo de bielas y tirantes, hasta que estos plastifican. Una vez que este sistema resistente no puede tomar mas carga la comienza a absorber el sistema de arco y tirante.

De la misma forma que en los ensayos del CEDEX, en este sistema resistente se puede apreciar claramente el cambio del ángulo de la fuerza en la composición de las bielas con el arco. Este efecto ha sido destacado en otros ensayos en los que se ha producido plastificación de los cercos antes de la rotura.

Se puede también observar que la tensión de compresión en las bielas (o en la composición arco- biela) es menor en este caso que en caso de roturas por compresión directa de bielas sin una previa plastificación de los cercos.

5.2.1. Viga ET2

Se analiza en este Apartado el ensayo de la viga de hormigón armado ET2. En estos ensayos se produjo la rotura por compresión de las bielas cortante después de la previa plastificación de los cercos.

En el modelo, al igual que en la realidad se obtuvo, se produce una rotura por fallo en las bielas de hormigón una vez plastificados los cercos de cortante.

La plastificación de los cercos se produjo para una carga de 17.0 toneladas y la rotura para una carga de 25.9 toneladas.

Se ha llegado a obtener una compresión en las bielas de 0.35 la tensión de plastificación del hormigón y de 0.70 en la cabeza superior. En este caso la tensión en la cabeza superior es más limitativa que la tensión en las bielas.

Se puede observar cómo, cuando el sistema de bielas y tirantes plastifica al plastificar los tirantes, ya no toma mas carga y la nueva carga es absorbida por el sistema de arco y tirante, modificando el ángulo de las bielas.

La correlación entre el modelo y el ensayo en cuanto a la flecha es de 0.83, con lo que se puede aseverar que la rigidez general de la pieza se ha evaluado correctamente.

En la carga ultima de la biela, considerando la combinación de cargas de arco y biela, se produce una correlación de 1.44 en rotura y de 1.24 en el momento de la plastificación de los tirantes, respecto de la realmente medida en el ensayo. Sin embargo para la carga de la biela solamente en la primera fase, o el arco solamente en la segunda fase, después de la plastificación, el ajuste es mucho mejor.

Sin embargo se producen variaciones en el otro sentido en otro aspecto como es la compresión de la cabeza superior. En este caso son mayores los valores medidos en el ensayo que los del modelo.

Es posible que la evaluación de las áreas y rigideces de las barras o los diagramas Tensiones/Deformaciones no sean los más afinados para este caso particular.

Los valores obtenidos en el ensayo y en el modelo son los siguientes:

		Plastificación Cercos		Rotura		Modelo / Ensayo
		Modelo	Ensayo	Modelo	Ensayo	
Flecha	cm	-0.76	-0.88	-1.29	-1.55	0.832
Carga en el tirante	Kp	8,291	3,840	8,291	8,291	1.000
Carga en la biela	Kp	-12,427	-10,013	-28,836	-20,038	1.439
Carga en Cordón Sup.	Kp	-25,653	-15,567	-42,321	-56,953	0.743
θ	°	43		27		

Cuadro 5.3. Valores más significativos, viga ET2, comparados el modelo y el ensayo.

The most significant values yielded by the model and their comparison with test results on beam ET2 are given in the following figures.

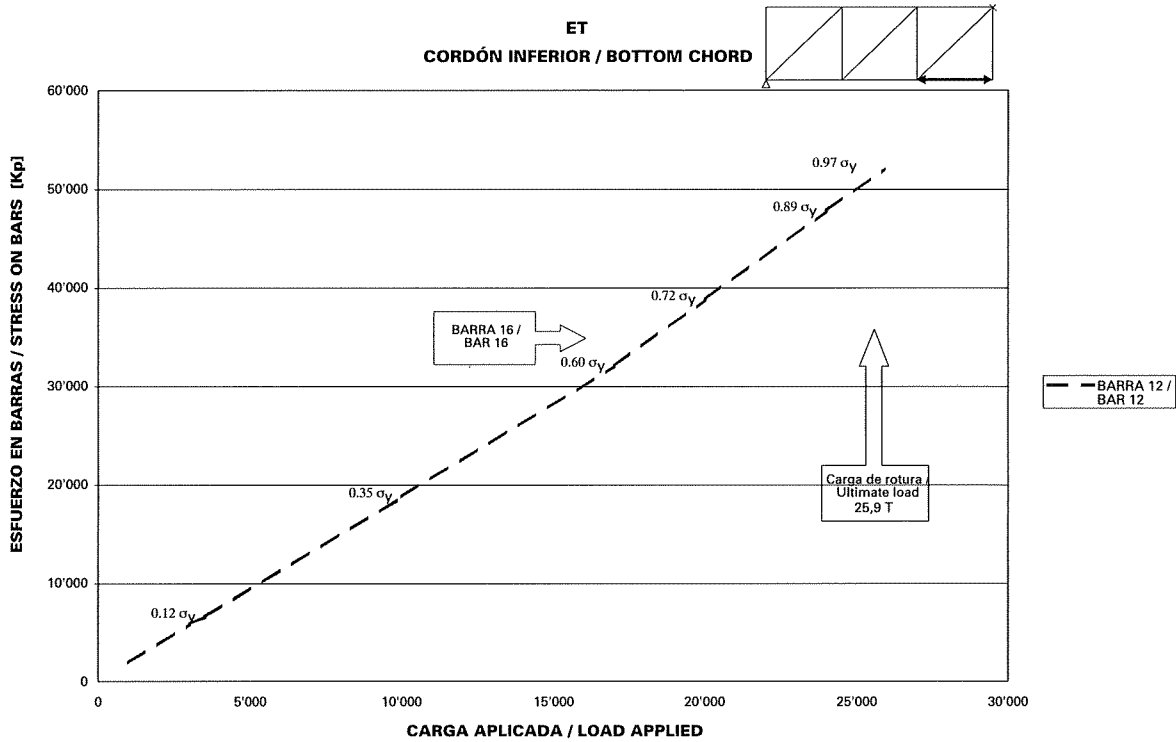


Figura 5.17. Viga de hormigón armado ET2. Cordón Inferior.
Figure 5.17. Reinforced concrete beam ET2. Bottom chord.

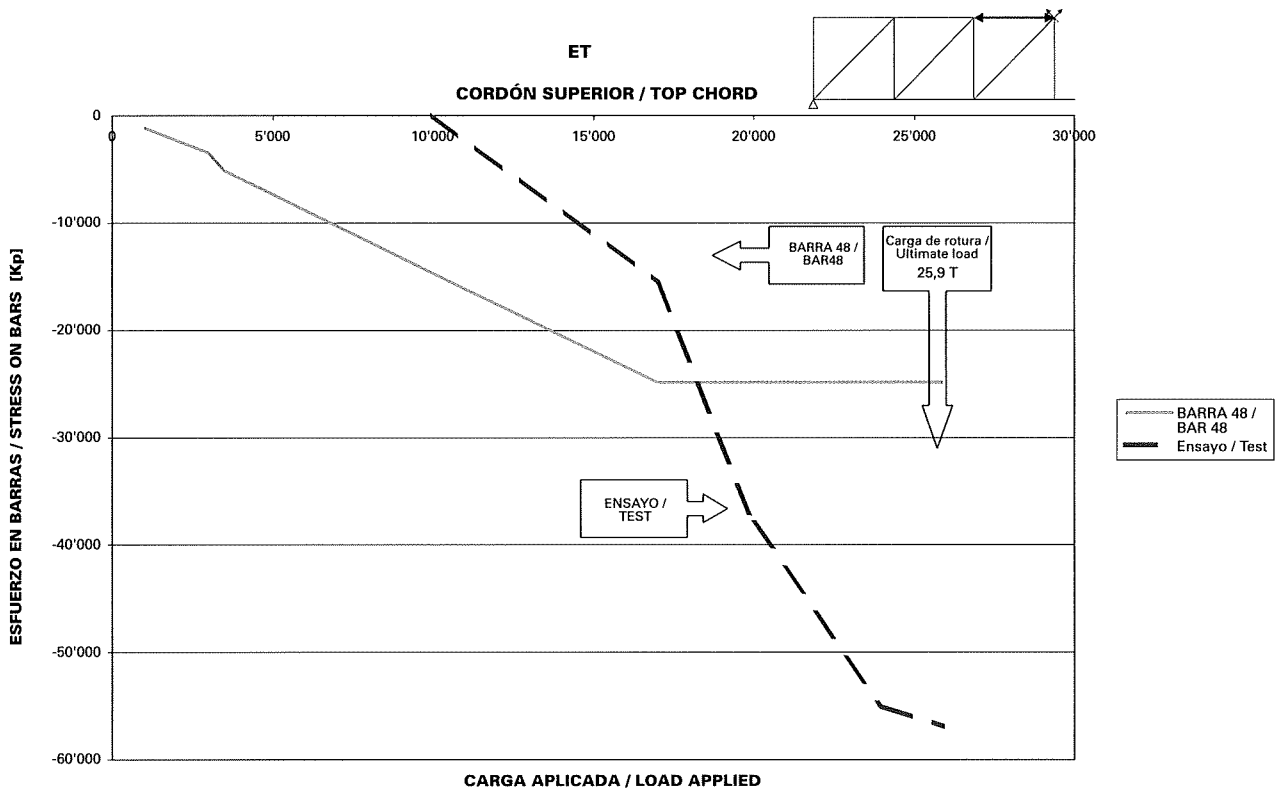


Figura 5.18. Viga de hormigón armado ET2. Cordón Superior.
Figure 5.18. Reinforced concrete beam ET2. Top chord.

Los valores más significativos del modelo y de la comparación con el ensayo de la viga ET2 se muestran en los gráficos siguientes.

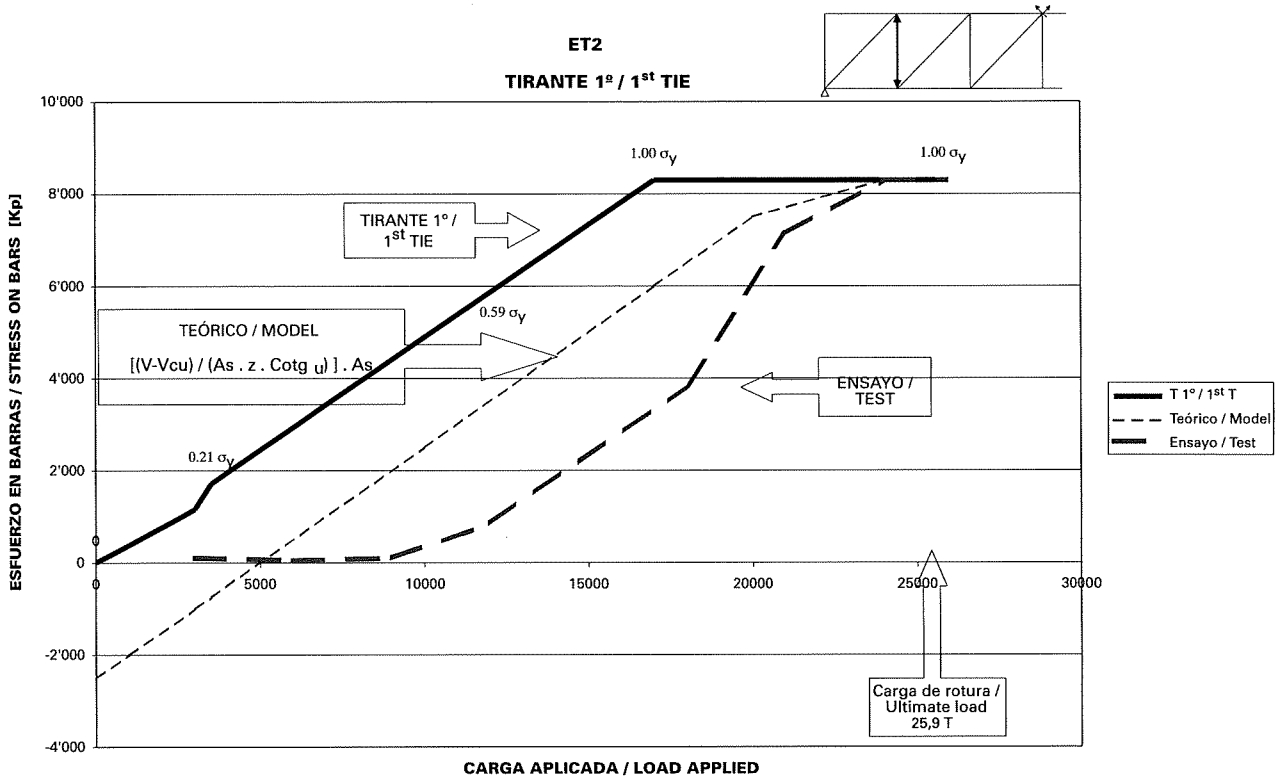


Figura 5.19. Viga de hormigón armado ET2. Tirante 1º.
Figure 5.19. Reinforced concrete beam ET2. 1st tie.

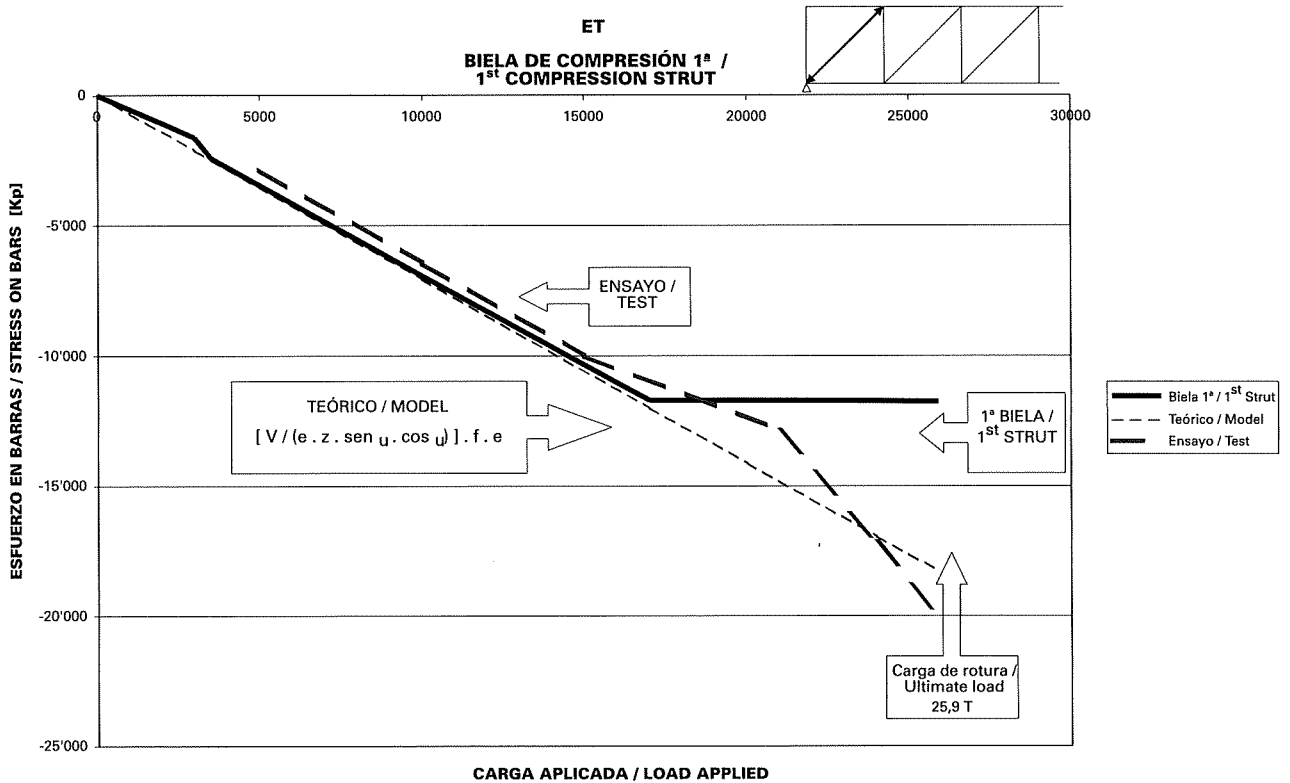


Figura 5.20. Viga de hormigón armado ET2. Biela de Compresión 1ª.
Figure 5.20. Reinforced concrete beam ET2. 1st compression strut.

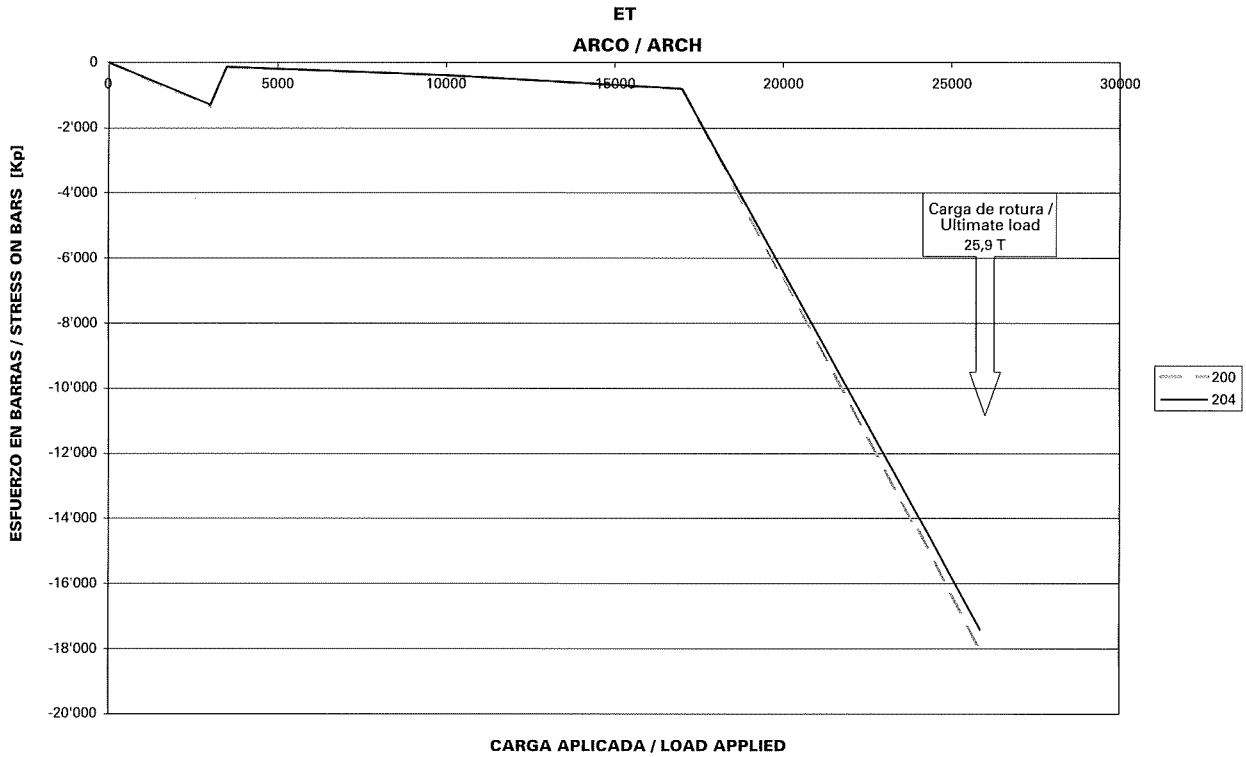


Figura 5.21. Viga de hormigón armado ET2. Arco.
Figure 5.21. Reinforced concrete beam ET2. Arch.

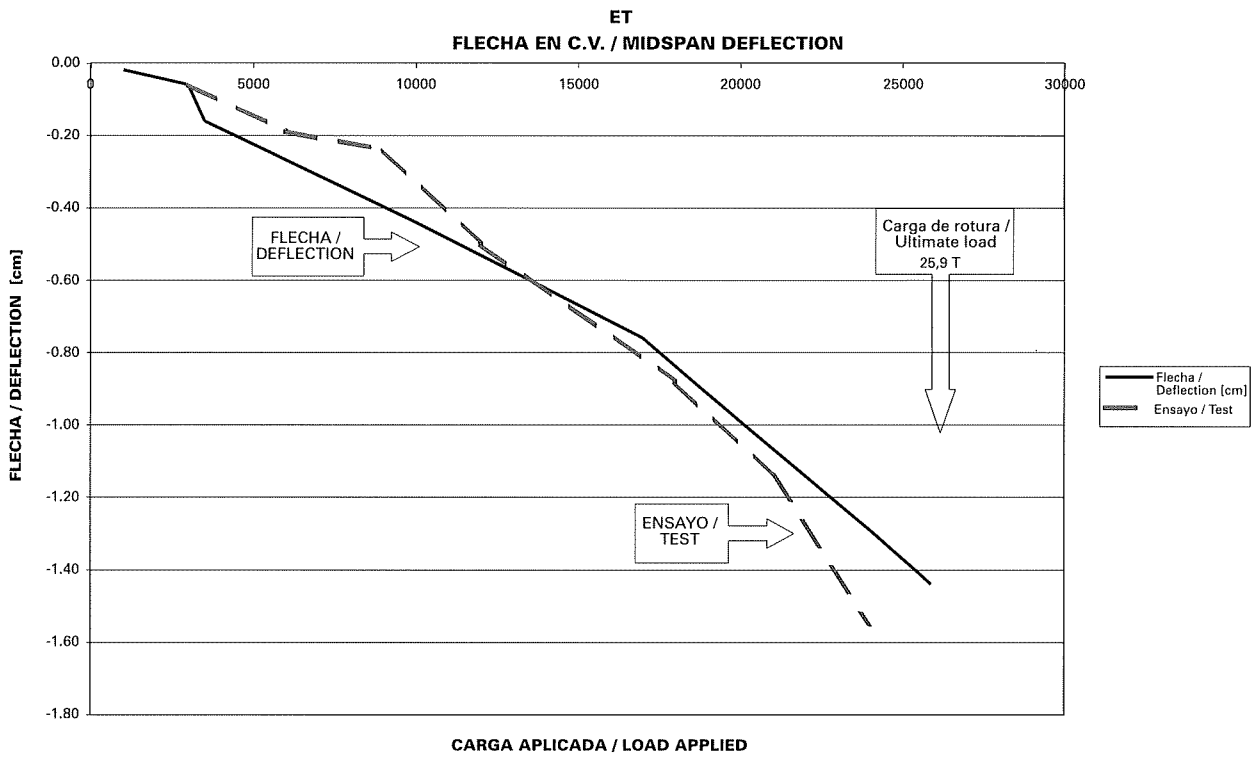


Figura 5.22. Viga de hormigón armado ET2. Flecha.
Figure 5.22. Reinforced concrete beam ET2. Deflection.

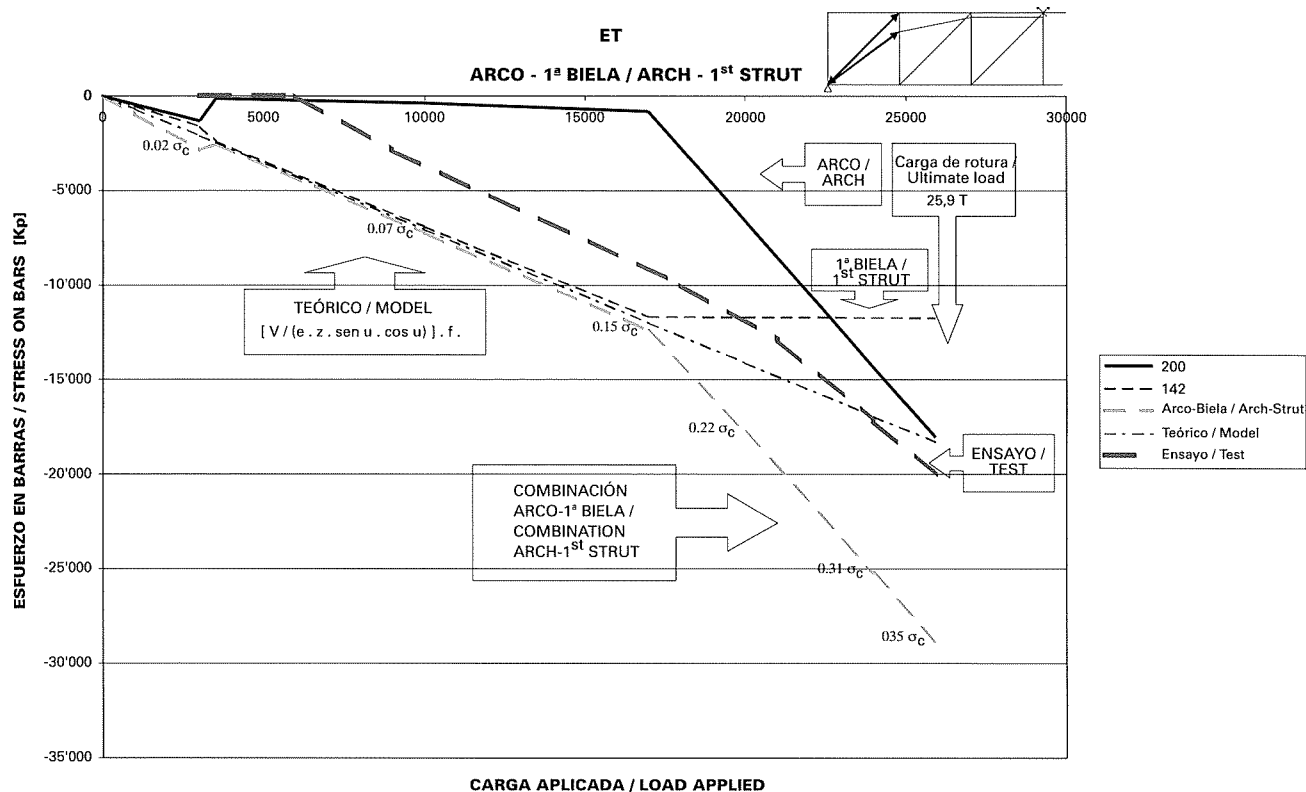


Figura 5.23. Viga de hormigón armado ET2. Arco-Biela.
Figure 5.23. Reinforced concrete beam ET2. Arch-Strut.

5.3.2. Viga ET3

Se analiza en este Apartado el ensayo de la viga de hormigón armado ET3. En estos ensayos se produjo la rotura por compresión de las bielas cortante después de la previa plastificación de los cercos.

En el modelo, al igual que en la realidad se obtuvo, se produce una rotura por fallo en las bielas de hormigón una vez plastificados los cercos de cortante.

La plastificación de los cercos se produjo para una carga de 20.0 toneladas y la rotura para una carga de 24.1 toneladas.

Se ha llegado a obtener una compresión en las bielas de 0.54 la tensión de plastificación del hormigón y de 0.64 en la cabeza superior.

Se puede observar cómo, cuando el sistema de bielas y tirantes plastifica al plastificar los tirantes, ya no toma mas carga y la nueva carga es absorbida por el sistema de arco y tirante, modificando el ángulo de las bielas.

La correlación entre el modelo y el ensayo en cuanto a la flecha es de 0.77, con lo que se puede aseverar que la rigidez general de la pieza se ha evaluado correctamente.

En la carga ultima de la biela se produce una correlación de 0.97 en rotura y 0.80 en la plastificación de los tirantes, respecto de la realmente medida en el ensayo.

Sin embargo se producen variaciones mayores en otro aspecto como es la compresión de la cabeza superior.

Los valores obtenidos en el ensayo y en el modelo son los siguientes:

5.2.2. Beam ET3

The test on reinforced beam ET3 is discussed in this Section. In these tests strut crushing failure occurred after plastification of the reinforcement.

In the model, as in reality, concrete strut failure was preceded by plastification of the shear reinforcement.

The model predicted reinforcement plastification under a load of 20.0 tonnes and failure at a load of 24.1 tonnes.

Compression figures of 0.54 and 0.64 of the concrete plastic stress were obtained for the struts and the top chord, respectively.

It may be observed that when the strut and tie system becomes plastic upon plastification of the ties, it accommodates no further loading and any load increases are absorbed by the arch and tension tie system, occasioning a change in the slope angle of the struts.

The correlation between the deflection values yielded by the model and found during testing was 0.77, an indication that the general rigidity of the member was correctly evaluated.

With regard to the ultimate load on the strut, the correlation at failure between the model and the tests was 0.97, while the correlation for the tie plastification moment was 0.80.

Nonetheless, variations were recorded in another parameter, namely compression on the top chord.

The test and model values are given in the table below:

		Tie plastification		Failure		Model/ Test
		Model	Test	Model	Test	
Deflection	cm	-0.90	-1.26	-1.38	-1.80	0.767
Load on tie	Kp	7,693	8,030	8,291	8,291	1.000
Load on strut	Kp	-15,432	-19,084	-25,413	-26,241	0.968
Load on top chord	Kp	-35,270	-55,055	-38,948	-56,953	0.684
θ	°	35		28		

Table 5.4. Comparison of model and test results, beam ET3. Most significant values.

The most significant values yielded by the model and their comparison with test results on beam ET3 are given in the following figures.

		Plastificación Cercos		Rotura		Modelo / Ensayo
		Modelo	Ensayo	Modelo	Ensayo	
Flecha	cm	-0.90	-1.26	-1.38	-1.80	0.767
Carga en el tirante	Kp	7,693	8,030	8,291	8,291	1.000
Carga en la biela	Kp	-15,432	-19,084	-25,413	-26,241	0.968
Carga en Cordón Sup.	Kp	-35,270	-55,055	-38,948	-56,953	0.684
θ	°	35		28		

Cuadro 5.4. Valores más significativos, viga ET3, comparados el modelo y el ensayo.

Los valores más significativos del modelo y de la comparación con el ensayo de la viga ET3 se muestran en los gráficos siguientes.

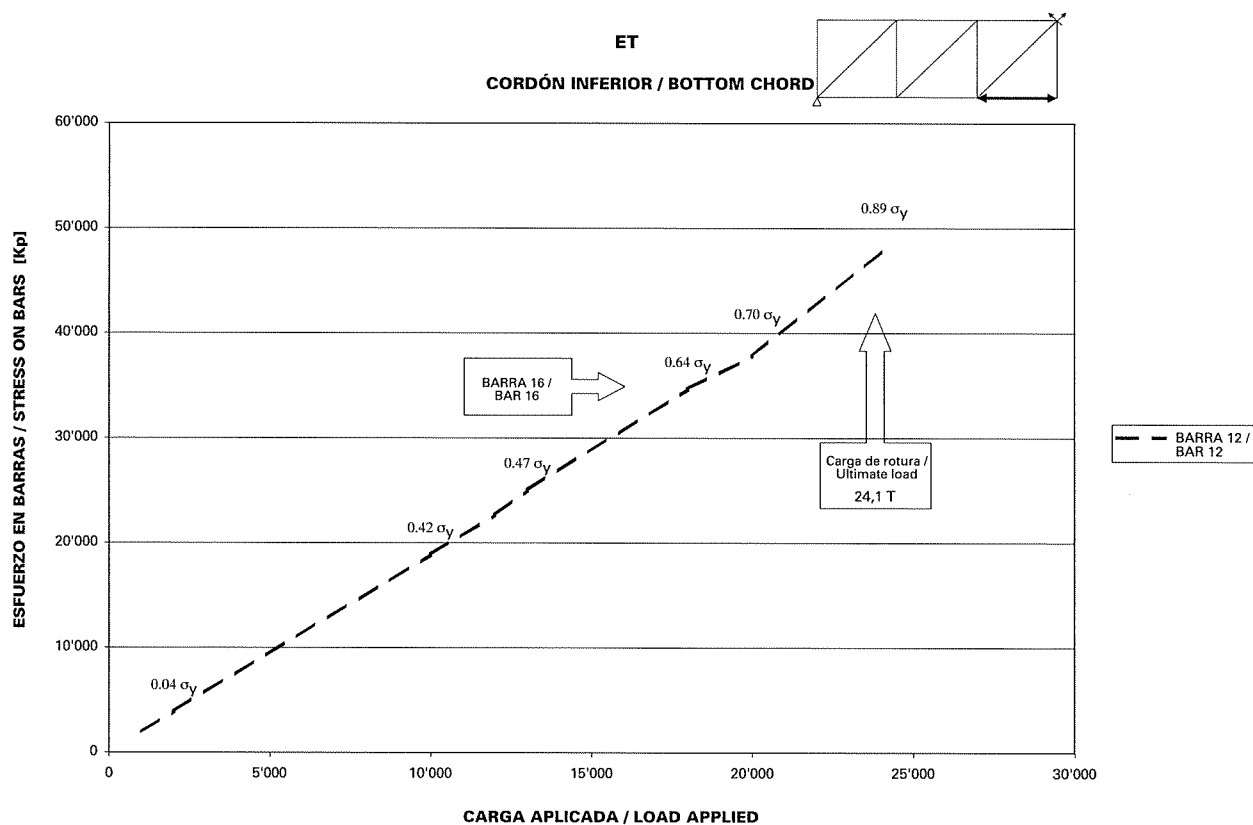


Figura 5.24. Viga de hormigón armado ET3. Cordón Inferior.
Figure 5.24. Reinforced concrete beam ET3. Bottom chord.

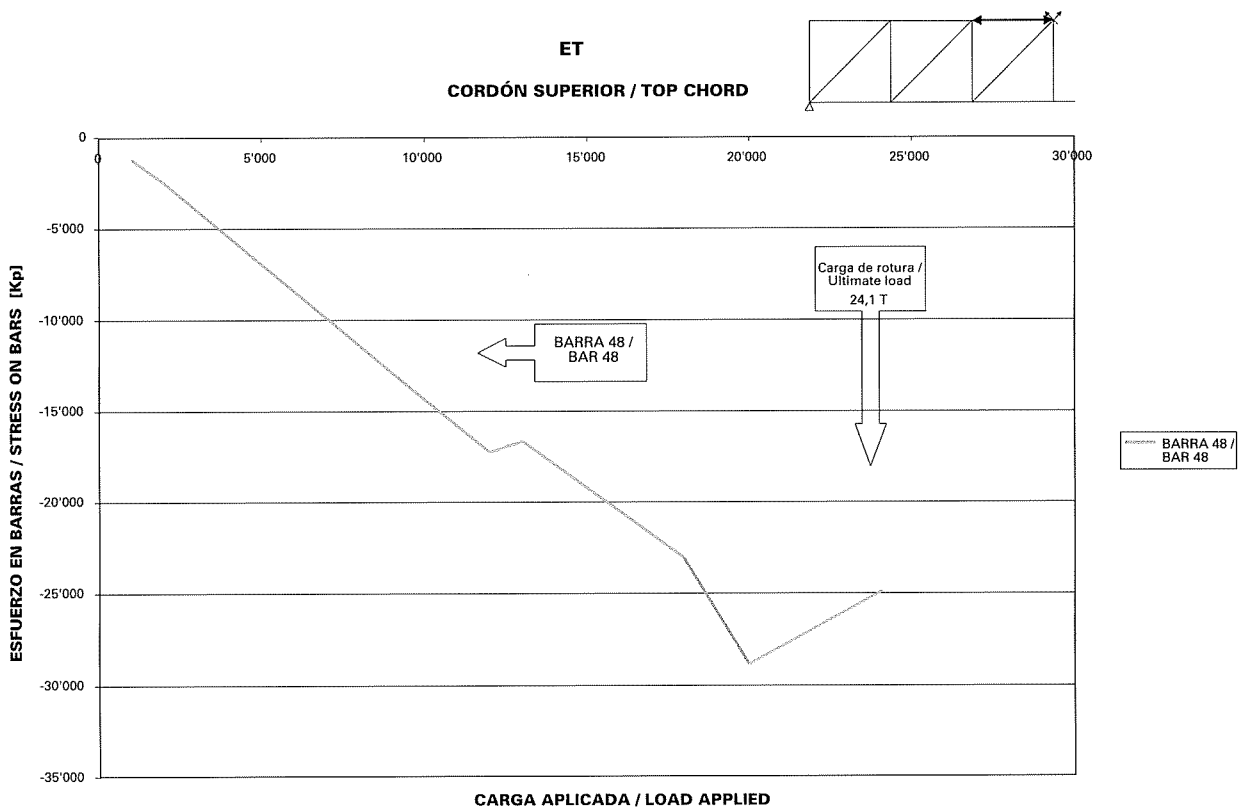


Figura 5.25. Viga de hormigón armado ET3. Cordón Superior.
Figure 5.25. Reinforced concrete beam ET3. Top chord.

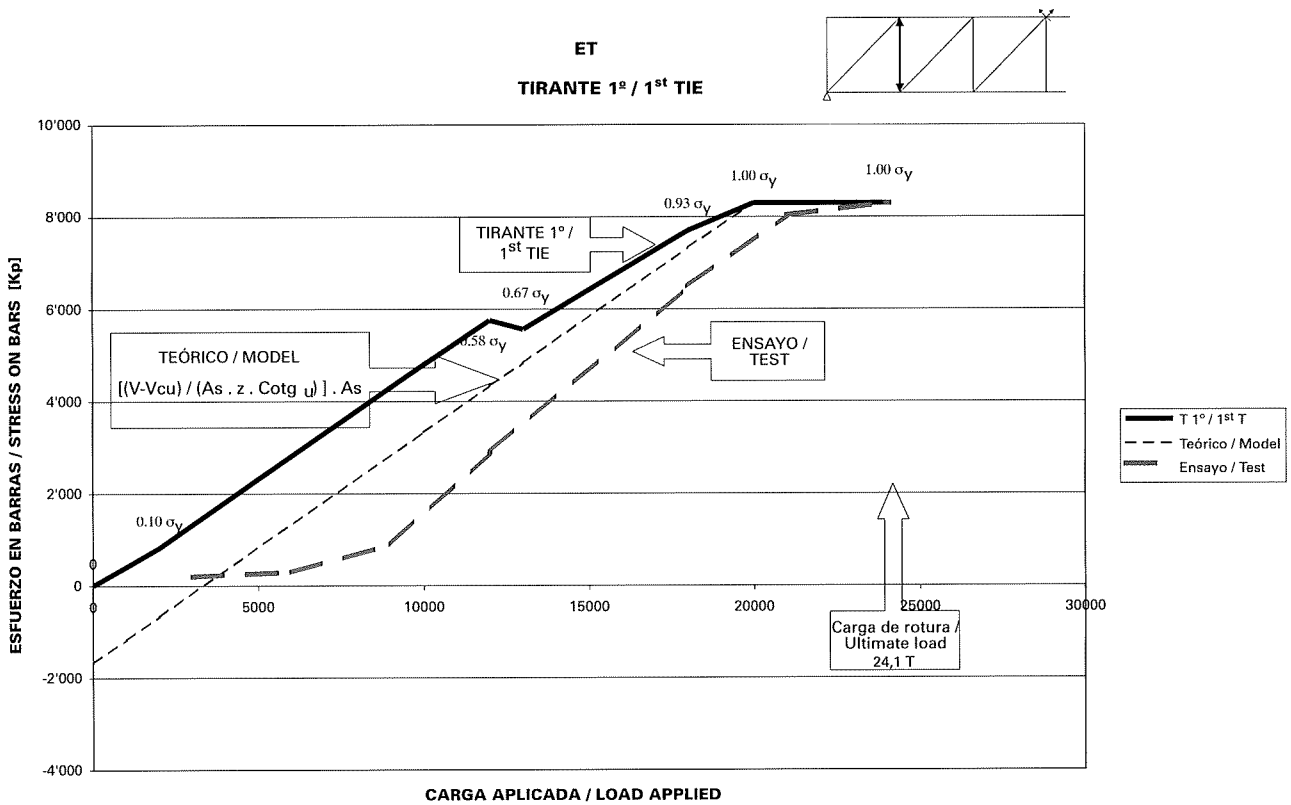


Figura 5.26. Viga de hormigón armado ET3. Tirante 1º.
Figure 5.26. Reinforced concrete beam ET3. 1st tie.

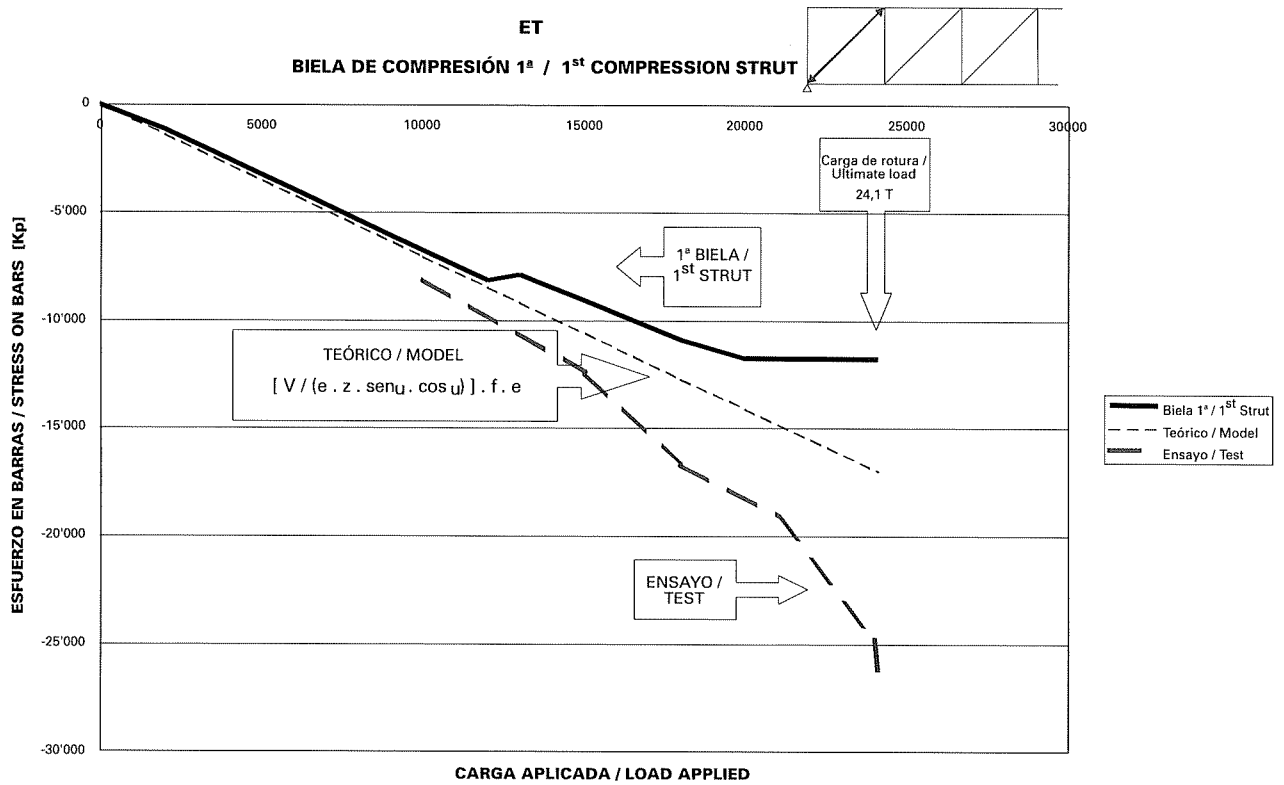


Figura 5.27. Viga de hormigón armado ET3. Biela de Compresión 1ª.
Figure 5.27. Reinforced concrete beam ET3. 1st compression strut.

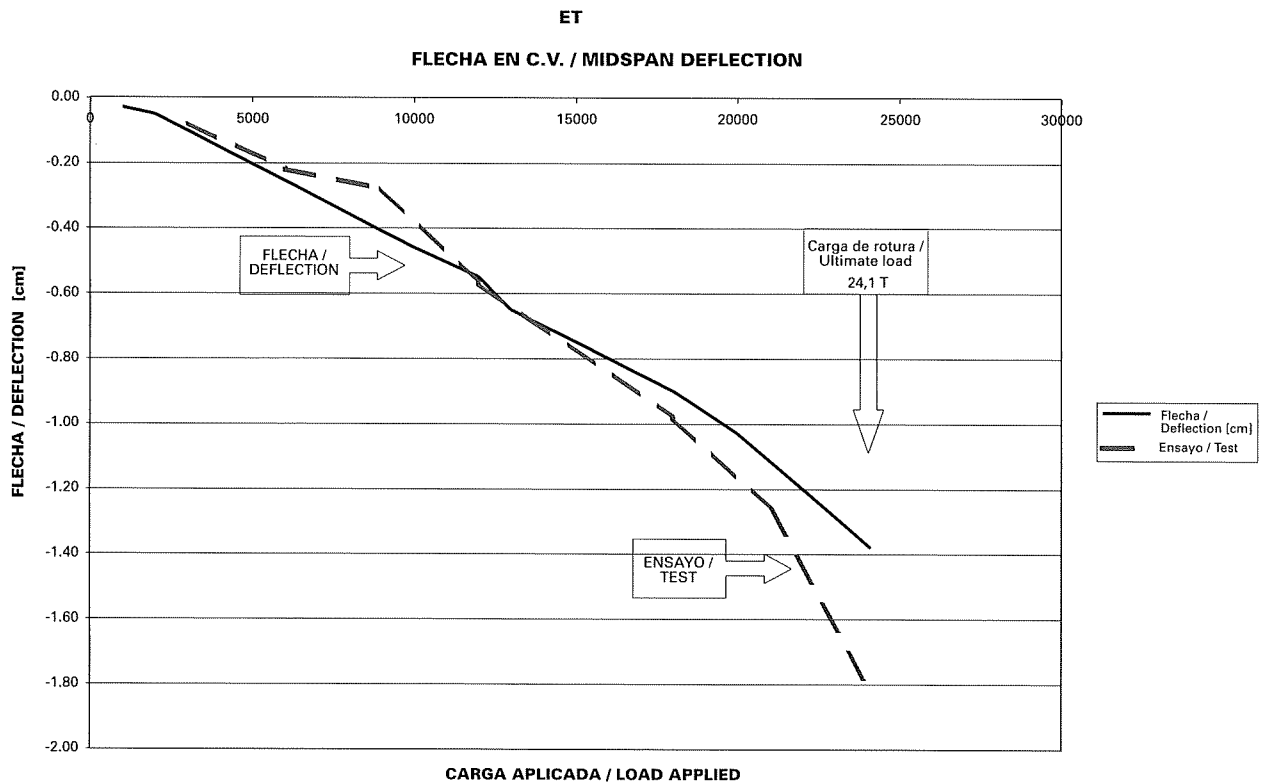


Figura 5.28. Viga de hormigón armado ET3. Flecha.
Figure 5.28. Reinforced concrete beam ET3. Deflection.

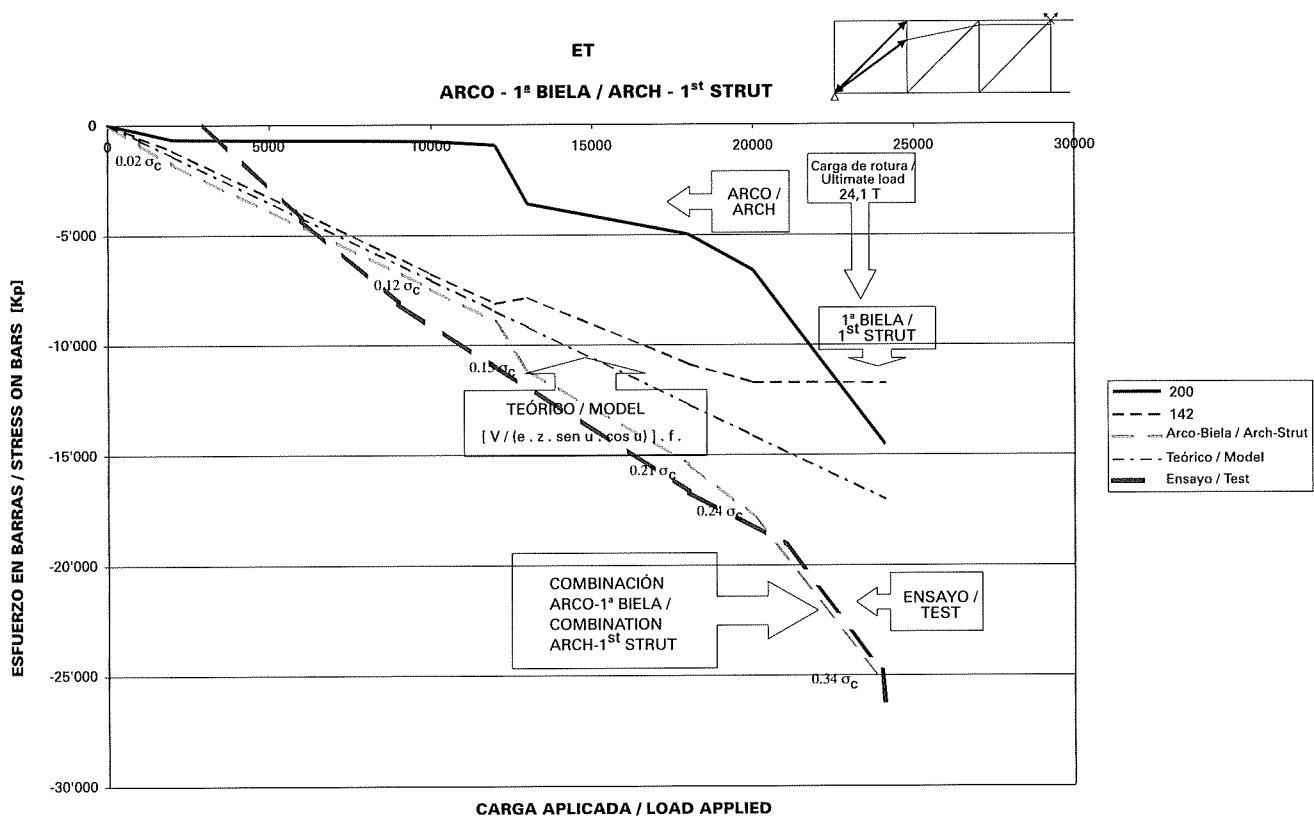


Figura 5.29. Viga de hormigón armado ET3. Arco-Biela.
Figure 5.29. Reinforced concrete beam ET3. Arch-Strut.

6. CONCLUSIONS

The primary objective of this study was to develop a rational model and contrast it extensively with the results of actual shear failure tests.

The shear tests conducted by F. Leonhardt and R. Walter in Stuttgart in 1961 were reviewed. The tests run by M.P. Nielsen and MW. Braestrup at the Danish Technical University in 1980 were likewise analysed and the trials conducted by Teófilo Serrano at CEDEX in 1982 were also found to be particularly relevant.

A large volume of data was obtained from the tests performed for FEDECE by INTEMAC and the Barcelona School of Civil Engineering, under the leadership of the three professors who directed the present thesis.

A model was developed that is able to combine shear strength based on the strut and tie mechanism, originally designed by Ritter and Morsch, and the inscribed arch and tension tie mechanism proposed by the three professors who led the FEDECE trials.

An adequate correlation was found between the figures predicted by the theoretical rational model and the results of the shear failure tests conducted by the various authors, in which failure was ultimately caused by different mechanisms: either direct compression on compression struts or initial plastification of the ties followed by compression on the struts or the top chord.

In all the cases studied, the failure mechanism predicted by the model was the same as observed in the tests, i.e., "direct" oblique compression failure in the Barcelona tests and concrete failure in the webs after reinforcement plastification in the CEDEX and Stuttgart tests.

Nonetheless, the values obtained with the model for certain parameters differed from the test values. Given the high degree of static indeterminacy of the proposed model, any decisions made with respect to the mechanical characteristics of the bars and the stress-strain diagrams are instrumental to obtaining subsequent redistribution of

6. CONCLUSIONES

El objetivo principal de este estudio ha sido desarrollar un modelo racional que sea luego ampliamente contrastado con los ensayos reales que se han desarrollado sobre la rotura de elementos por esfuerzo cortante.

Se han revisado los ensayos sobre cortante realizados por F. Leonhardt en 1961 en Stuttgart junto a R. Walter. También se han analizado los ensayos de M.P. Nielsen y M.W. Braestrup en la Universidad Técnica de Dinamarca en 1980. Han sido de gran interés los ensayos llevados a cabo por Teófilo Serrano en el CEDEX en el año 1982.

Se han obtenido numerosos datos de los ensayos realizados para FEDECE por INTEMAC y por la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, dirigidos por los tres catedráticos directores de esta tesis.

Se ha desarrollado un modelo racional en el que se combina la resistencia frente al esfuerzo cortante a través del mecanismo de la celosía, originalmente ideado por Ritter y Mörsch, con el mecanismo que forman el arco y el tirante inscritos en la viga, propuesto por los tres catedráticos autores de los Ensayos Fedece.

Se ha podido verificar una correlación adecuada entre las previsiones del modelo teórico racional y los ensayos sobre la rotura por cortante realizados por los distintos autores cuya rotura última ha sido producida mediante mecanismos de rotura distintos, tanto por compresión directa en las bielas de compresión, como por plastificación inicial de los tirantes y posterior compresión de las bielas o la cabeza superior.

En todos los casos estudiados se ha obtenido, con el modelo propuesto, el mismo mecanismo de rotura que se produjo en los ensayos, tanto en los casos de rotura por compresión oblicua "directa" de los ensayos de Barcelona, como en los de rotura del hormigón de las almas tras la plastificación de los cercos en los ensayos del CEDEX y Stuttgart.

Sin embargo se han detectado diferencias en los valores de algunos resultados. Como el modelo propuesto es altamente hiperestático la decisión de tomar las características mecánicas de las barras y los diagramas tensión-deformación es decisiva a la hora de obtener una posterior redistribución de esfuerzos entre los dos sistemas resistentes efectivos, el de bielas y tirantes y el de arco con tirante de la cabeza de tracción.

Se puede considerar que el trabajo desarrollado en esta Tesis ha servido para demostrar que el mecanismo de resistencia frente a esfuerzo cortante es muy complejo y que puede ser aproximado mediante el modelo propuesto, que contiene dos sistemas resistentes que interaccionan entre sí en función de las características mecánicas de los elementos que los componen y del historial de cargas.

Mediante el uso del modelo propuesto se puede comprobar cómo los ensayos diseñados para la calibración de los métodos de cálculo de las nuevas normativas están enfocados hacia la minimización de la cantidad de acero necesario para el cálculo de cortante, lo cual lleva a que se produzca en rotura una plastificación de los cercos y por tanto una redistribución interna de esfuerzos una vez agotado el sistema resistente de bielas y tirantes. Entonces comienza a funcionar el sistema arco y tirante produciéndose una variación en la inclinación de las bielas de compresión, por el aumento de la componente del arco.

Las bielas, fisuradas en el estado anterior con una inclinación, son ahora dirigidas en otra dirección más tendida. Las fisuras producidas en el primer estado son ahora cruzadas por las bielas. Por ello la compresión que se puede llegar a admitir en este tipo de bielas debe reducirse, tal como propone la Normativa Europea actual.

En el caso que en rotura la armadura de los tirantes, del mecanismo de bielas y tirantes, no llegue a plastificar, o se mantenga dentro de unas deformaciones moderadas, el sistema resistente de bielas y tirantes continua trabajando hasta la rotura del elemento.

Por este motivo la inclinación de las bielas no se modifica sustancialmente, la deformación de los tirantes, que es transversal a las bielas, es moderada y por tanto estas pueden admitir mayores tensiones de trabajo. Este sistema de trabajo es común en elementos de almas estrechas, como es el caso de las vigas en I y cajón de puentes prefabricados y los puentes en cajón realizados por dovelas o voladizos.

Este sistema es coherente con la limitación de la compresión en las bielas del MC78 y la actual EHE española, que limitan la tracción en el acero del sistema de bielas y tirantes, e imponen una armadura mínima en las secciones.

El modelo también es coherente con la filosofía del MC90 y el Eurocódigo, que plantean la plastificación de los cercos.

the forces between the two effective resistance mechanisms, the strut and tie and the arch and chord tension tie systems.

The work performed for this thesis may be taken as evidence that the shear strength mechanism is very complex and may be approximated by the proposed model, which addresses two strength systems that interact in ways that depend on the mechanical characteristics of the component elements and the load history.

The proposed model may be used to verify that the tests designed to calibrate the methods of calculation set out in the new codes are geared to minimising the amount of steel computed to be required to resist shear, which leads to plastification of the reinforcement during the failure process and therefore to an internal redistribution of forces after the strut and tie system reaches its limit state. Once that occurs, the arch and tension tie system intervenes, causing a change in the slope of the compression struts due to an increase in the arch component.

The struts, cracked and sloped in the prior state, are now bent into a flatter position in the opposite direction and lie cross-wise to the cracks that appeared earlier. For this reason the allowable compression stress for this type of struts must be reduced, as proposed by the present European code.

In the case of the strut and tie mechanism, where the tie reinforcement does not behave plastically at failure or is kept within moderate strain values, the strut and tie system continues to work to failure.

For this reason there is no substantial change in the slope angle of the struts; the strain on the ties, which is normal to the struts, is moderate and therefore the latter can admit higher working stresses.

This system is frequently observed in slender web members, such as I and box girders for prefabricated bridges and box girder bridges built using the segmental or cantilever methods.

This system is consistent with the limitation on strut compression in MC78 and the present Spanish EHE code, both of which limit the tensile stress on the steel in the strut and tie system and establish minimum reinforcement requirements.

The model is also consistent with the philosophy of the MC90 and the Eurocode, which take account of reinforcement plastification.

Therefore, both approaches to shear reinforcement can be used to dimension reinforced and prestressed concrete members.

The proposed model can be used to fine tune the response of linear members to the combined effect of bending and shear stresses. Although not explicitly pursued as objectives of the model, the tensile load on the chord subject to bending and the compression force on the chord subject to compression can also be obtained from this system. Both depend heavily on bending and shear reinforcement arrangement.

For instance, if a design envisaging shear-induced reinforcement plastification is allowed, particular care must be taken in connection with the tension reinforcement anchorage, because the arch and tension tie mechanism draws on this reinforcement to increase capacity. This is the reason why tensile bonding failures have been observed in some published test results. The normal practice in prestressed member design consisting of extending a substantial portion of the flexure reinforcement bars to the end of the member is highly recommended to make provision for this eventuality.

7. FUTURE LINES OF RESEARCH

Future lines of research should be geared to calibrating the different system components in the proposed model. This model is statically indeterminate and highly non-linear.

For this reason, any variation in material characteristics, stress - strain curves or bar areas can impact the redistribution between the two interacting systems.

Such variations in the redistribution between the two resistance systems may alter quantitative results. It can be seen from the tests analysed, however, that these parameters have no qualitative effect on the type of failure to be expected.

Por tanto ambas filosofías de armado frente al esfuerzo cortante pueden ser utilizadas en el dimensionamiento de piezas de hormigón armado y pretensado.

El uso del modelo propuesto permitiría afinar la respuesta de elementos lineales frente a sollicitaciones de flexión y cortante combinados. Aunque no se ha buscado explícitamente, se puede obtener del sistema la tracción en la cabeza traccionada a flexión y la compresión en la cabeza comprimida. Ambas dependen fuertemente del modo de armado a flexión y a cortante.

Por ejemplo, si se permite un diseño con plastificación de armadura a cortante hay que tener especial cuidado con el anclaje de las armaduras de tracción ya que el mecanismo de arco y tirante toma uso de estas armaduras para aumentar su capacidad. Por ello se ha producido en algunos ensayos documentados fallos en la adherencia de las armaduras de tracción. Para este supuesto es muy favorable la costumbre usual en el diseño de elementos pretensados de prolongar una parte importante de las armaduras de flexión hasta el final de la pieza.

7. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Las futuras líneas de investigación deberían ir dirigidas a la calibración de los distintos elementos que componen el sistema del modelo propuesto. El modelo es altamente hiperestático y no lineal.

Por ello una variación en las características de los materiales, curvas tensión - deformación y las áreas de cada barra puede llegar a influir en la redistribución entre los dos sistemas que interactúan entre sí.

Estas variaciones en las redistribuciones entre los dos sistemas resistentes pueden llegar a alterar cuantitativamente los resultados. De los ensayos que se han comprobado se puede observar que no influye cualitativamente en el tipo de rotura esperable.

Sin embargo, para llegar a obtener valores precisos de las tensiones de cada parte del elemento, se deben tener en cuenta las no linealidades de los materiales y calibrar con precisión las áreas que se deben considerar en el modelo.

También sería posible establecer modelos de elementos lineales continuos, de canto variable o evolutivos aplicando los mismos principios.

Por último, es posible desarrollar este modelo para obtener la resistencia a flexión y cortante en elementos sin armadura de cortante, como pueden ser losas alveolares o viguetas, introduciendo en el modelo las características mecánicas del hormigón a tracción y compresión.

8. BIBLIOGRAFÍA SELECCIONADA SOBRE ESFUERZO CORTANTE

1. "Recomendaciones prácticas unificadas para el cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado". CEB. 4 Tomos. 1ª Edición. Traducción del texto original francés. 1964.
2. "International recommendations for the design and construction of concrete structures". CEB-FIP. Principles and Recommendations. FIP Sixth Congress. June 1970.
3. "International recommendations for the design and construction of concrete structures". CEB-FIP. Appendixes. First edition. June 1970.
4. LEONHARDT, F.; "Effort tranchant et torsion en beton precontraint". Prof. à l'Université de Stuttgart. Abril 1971.
5. LEONHARDT, F.; WALTHER, R.; 1961. "Contributions to the treatment of the problems of shear in reinforced concrete construction". THE STUTTGART SHEAR TEST. 1976.
6. "Model code for concrete structures". CEB-FIP. 2 Vol. 3rd. Edition. 1978.
7. "Shear and torsion". CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 126. Juin 1978.
8. MUELLER, P.; Dr. Sc.techn, dipl. Ing. ETH Massachusetts Institute of Technology. Cambridge, Massachusetts. U.S.A "Plastic analysis of torsion and shear in reinforced concrete". IABSE Colloquium. Copenhagen 1979.
9. JENSEN, J.F.; Civil Engineer, M.Sci. Eng. Technical University of Denmark. Lyngby, Denmark; "Plastic solutions for reinforced concrete beams in shear". IABSE Colloquium. Copenhagen 1979.

Nonetheless, in order to obtain accurate stress values for each part of the member, account must be taken of the non-linearity of the materials and the areas to be considered in the model must be measured with precision.

It may also be possible to apply the same principles to build models for continuous linear, variable depth and tapered members.

Finally, this model may be developed to obtain the flexural and shear strength of members without shear reinforcement, such as ribbed panels or joists, by introducing the mechanical characteristics - tension and compression strength - of the concrete into the model.

8. SELECTED BIBLIOGRAPHY ON SHEAR STRESS

1. "Recomendaciones prácticas unificadas para el cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado". CEB. 4 Tomos. 1ª Edición. Traducción del texto original francés. 1964.
2. "International recommendations for the design and construction of concrete structures". CEB-FIP. Principles and Recommendations. FIP Sixth Congress. June 1970.
3. "International recommendations for the design and construction of concrete structures". CEB-FIP. Appendixes. First edition. June 1970.
4. LEONHARDT, F.; "Effort tranchant et torsion en beton precontraint". Prof. à l'Université de Stuttgart. Abril 1971.
5. LEONHARDT, F.; WALTHER, R.; 1961. "Contributions to the treatment of the problems of shear in reinforced concrete construction". THE STUTTGART SHEAR TEST. 1976.
6. "Model code for concrete structures". CEB-FIP. 2 Vol. 3rd. Edition. 1978.
7. "Shear and torsion". CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 126. Juin 1978.
8. MUELLER, P.; Dr. Sc.techn, dipl. Ing. ETH Massachusetts Institute of Technology. Cambridge, Massachusetts. U.S.A "Plastic analysis of torsion and shear in reinforced concrete". IABSE Colloquium. Copenhagen 1979.
9. JENSEN, J.F.; Civil Engineer, M.Sci. Eng. Technical University of Denmark. Lyngby, Denmark; "Plastic solutions for reinforced concrete beams in shear". IABSE Colloquium. Copenhagen 1979.
10. COLLINS, M.P.; Professor University of Toronto. Toronto, Canada; "Reinforced concrete members in torsion and shear". IABSE Colloquium. Copenhagen 1979.
11. "Complements au code modele ceb-fip 1978" CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 137. Juin 1980.
12. KAVYRCHINI, M.; Chef du Service d'Etude des Structures du CEBTP; "Quelques aspects du comportement du beton de structure lié à l'influence des zones tendues ou fissurees". 1980.
13. COLLINS, M.P.; Professor Department of Civil Engineering. University of Toronto, Toronto, Ontario; "Shear and torsion design of prestressed and non-prestressed concrete beams". PCI JOURNAL. September-October 1980.
14. FINN BACH, M.P.; NIELSEN, M.W. BRAESTRUP; "Shear test on reinforced concrete t-beams series v, u, x, b and s". Technical University of Denmark. 1980.
15. SERRANO BELTRÁN, T.; Ing. Caminos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales; "Ensayo a rotura por esfuerzo cortante de vigas en t parcialmente pretensadas". Agosto 1982.
16. NIELSEN, M.P.; "Limit analysis and concrete plasticity". Structural Research Laboratory. Technical University of Denmark. 1984.
17. BS 8110; "British standard. structural use of concrete". (Parte referente a cortante). 1985.
18. "Norma francesa de hormigón pretensado". BAEL 83. 1986.
19. MOHSEN, A.; SHAHAWY, Ph, D, P.E. Director Structural Research Center Florida Department of Transportation Tallah-see, Florida. BARRINGTON DE V BATCHELOR Ph, D., P. Eng., D.I.C. Professor of Civil Engineering Queen's University. Kingston, Ontario, Canada.; "Shear behavior of full-scale prestressed concrete girders: comparision between AASHTO specifications and lrf code". PCI JOURNAL. May-June 1986. 1986.
20. "Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory". ACI STRUCTURAL JOURNAL. May-June 1988. 1988.
21. GANWEI, C.; "Plastic analysis of shear in beams deep beams and corbels". Technical University of Denmark. 1988.

10. COLLINS, M.P.; Professor University of Toronto. Toronto, Canada; "Reinforced concrete members in torsion and shear". IABSE Colloquium. Copenhagen 1979.
11. "Complements au code modele ceb-fip 1978" CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 137 . Juin 1980.
12. KAVYRCHINI, M.; Chef du Service d'Etude des Structures du CEBTP; "Quelques aspects du comportement du beton de structure lié à l'influence des zones tendues ou fissurees". 1980.
13. COLLINS, M.P.; Professor Department of Civil Engineering. University of Toronto, Toronto, Ontario; "Shear and torsion design of prestressed and non-prestressed concrete beams". PCI JOURNAL. September-October 1980.
14. FINN BACH, M.P.; NIELSEN, M.W. BRAESTRUP; "Shear test on reinforced concrete t-beams series v, u, x, b and s". Technical University of Denmark. 1980.
15. SERRANO BELTRÁN, T.; Ing. Caminos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales; "Ensayo a rotura por esfuerzo cortante de vigas en t parcialmente pretensadas". Agosto 1982.
16. NIELSEN, M.P.; "Limit analysis and concrete plasticity". Structural Research Laboratory. Technical University of Denmark. 1984.
17. BS 8110; "British standard. structural use of concrete". (Parte referente a cortante). 1985.
18. "Norma francesa de hormigón pretensado". BAEL 83. 1986.
19. MOHSEN, A.; SHAHAWY, Ph, D, P.E. Director Structural Research Center Florida Department of Transportation Tallah-see, Florida. BARRINGTON DE V BATCHELOR Ph, D., P. Eng., D.I.C. Professor of Civil Engineering Queen's University. Kingston, Ontario, Canada.; "Shear behavior of full-scale prestressed concrete girders: comparision between AASHTO specifications and lrfd code". PCI JOURNAL. May-June 1986. 1986.
20. "Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory";. ACI STRUCTURAL JOURNAL. May-June 1988. 1988.
21. GANWEI, C.; "Plastic analysis of shear in beams deep beams and corbels". Technical University of Denmark. 1988.
22. SHRINIVAS, B; COLLINS, Bhide and Michael P.; "Influence of axial tension on the sear capacity of reinforced concrete members". (ACI STRUCTURAL JOURNAL. Sep-Oct. 1989) 1989.
23. GANWEI, C.; NIELSEN, M.P.; "Shear strength of beams of high strength concrete". Technical University of Denmark. 1990.
24. NIELSEN, M.P.; "Eurocode no.2 design of concrete structures. Commentaries on shear and torsion. Eurocode 2 editorial group". 1st Draft-October 1990.
25. "Model code" CEB-FIP 1990. (Parte referente a cortante). 1990.
26. "Model Code" CEB-FIP 1990. (Bielas y Tirantes). 1990.
27. "Eurocódigo EC-2. PARTE 1" (Texto referente a cortante). 1991.
28. "Contributions to the design of prestressed concrete structures". CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 212. December 1992.
29. "Standard specifications for higway bridges". Fifteenth edition, 1992.
30. "Selected justification notes" CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 217. April 1993.
31. "Instrucción EP-93". 1993.
32. "Aashto lrfd bridge design specifications". SI UNITS. First edition. 1994.
33. "Propuestas para la redacción del código ACI 318-95". 1994.
34. "Ultimate limit state design models". CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 223. June 1995.
35. "ACI 318-95". Texto referente a cortante. (En particular a empleo de mallas como estribos). 1995.
36. "Código ACI 318-95" (Parte referente a cortante). 1995.
37. "Comentarios AL EC-2". 1995.
38. "Eurocódigo EC-2 Parte 2". (PUENTES). 1995.
39. "Propuestas adicionales para la revisión del código ACI 318-95". 1995.

22. SHRINIVAS, B; COLLINS, Bhide and Michael P.; "Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members". (ACI STRUCTURAL JOURNAL. Sep-Oct. 1989) 1989.
23. GANWEI, C.; NIELSEN, M.P.; "Shear strength of beams of high strength concrete". Technical University of Denmark. 1990.
24. NIELSEN, M.P.; "Eurocode no.2 design of concrete structures. Commentaries on shear and torsion. Eurocode 2 editorial group". 1st Draft-October 1990.
25. "Model code" CEB-FIP 1990. (Parte referente a cortante). 1990.
26. "Model Code" CEB-FIP 1990. (Bielas y Tirantes). 1990.
27. "Eurocódigo EC-2. PARTE 1" (Texto referente a cortante). 1991.
28. "Contributions to the design of prestressed concrete structures". CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 212. December 1992.
29. "Standard specifications for highway bridges". Fifteenth edition, 1992.
30. "Selected justification notes" CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 217. April 1993.
31. "Instrucción EP-93". 1993.
32. "Aashto lrd bridge design specifications". SI UNITS. First edition. 1994.
33. "Propuestas para la redacción del código ACI 318-95". 1994.
34. "Ultimate limit state design models". CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 223. June 1995.
35. "ACI 318-95". Texto referente a cortante. (En particular a empleo de mallas como estribos). 1995.
36. "Código ACI 318-95" (Parte referente a cortante). 1995.
37. "Comentarios AL EC-2". 1995.
38. "Eurocódigo EC-2 Parte 2". (PUENTES). 1995.
39. "Propuestas adicionales para la revisión del código ACI 318-95". 1995.
40. "Revisiones propuestas para la redacción del código ACI 318-95". 1995.
41. "Practical design of structural concrete". Final Draft. FIP RECOMMENDATIONS 1995. Prague, April 1996.
42. "The shear strength of reinforced concrete". ASCE-ACI Task Committee 426. Journal of the Structural Division, No ST6, pp 1091-1187.
43. COLLINS, M.P; MITCHELL, D.; PRENTICE HALL, NJ.; "Prestressed concrete structures". 1991.
44. SCHLAICH, J.; SCHAEFER, K; JENNEWEIN, M.; "Toward a consistent design of structural concrete". PCI Journal, vol 73, Mayo-Junio.
45. "Summary and analysis of observations concerning the revision of the ceb-fip model code 1978" CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 176. Comité Euro-International du Béton. Marzo 1987.
46. NIELSEN, M.L.; "Eurocode n.i. design of concrete structures commentaries on shear and torsion" 1er. Draft. October 1997.
47. BACH, S.F.; NIELSEN, M.L.; BRAESTRUP, M.W.; "Shear test on reinforced concrete t-beams series v, u, x, b". Technical University of Denmark. 1980.
48. GANWEI, C.; "Plastic analysis of shear in beams deep beams and corbels". Technical University of Denmark. 1988.
49. "Informe de resultados de ensayos de INTEMAC". 1987.
50. "Informe de resultados de ensayos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona". 1987.
51. APARICIO, A.; CALAVERA, J.; y DEL POZO, F.J.; "Plan de investigación sobre la compresión máxima en bielas, por esfuerzo cortante para vigas prefabricadas de hormigón pretensado con armaduras pretensas, Madrid. Noviembre de 1997.
52. MÖRSCH, E.; WAYSS & FREYTAG; "La construcción en hormigón armado. Su teoría y práctica". AG. 1902. Reeditado por Intemac.

40. "Revisiones propuestas para la redacción del código ACI 318-95". 1995.
41. "Practical design of structural concrete". Final Draft. FIP RECOMMENDATIONS 1995. Prague, April 1996.
42. "The shear strength of reinforced concrete". ASCE-ACI Task Committee 426. Journal of the Structural Division, No ST6, pp 1091-1187.
43. COLLINS, M.P; MITCHELL, D.; PRENTICE HALL, NJ.; "Prestressed concrete structures". 1991.
44. SCHLAICH, J.; SCHAEFER, K; JENNEWEIN, M.; "Toward a consistent design of structural concrete". PCI Journal, vol 73, Mayo-Junio.
45. "Summary and analysis of observations concerning the revision of the ceb-fip model code 1978" CEB BULLETIN D'INFORMATION N° 176. Comité Euro-International du Béton. Marzo 1987.
46. NIELSEN, M.L.; "Eurocode n.l. design of concrete structures commentaries on shear and torsion" 1er. Draft. October 1997.
47. BACH, S.F.; NIELSEN, M.L.; BRAESTRUP, M.W.; "Shear test on reinforced concrete t-beams series v, u, x, b". Technical University of Denmark. 1980.
48. GANWEI, C.; "Plastic analysis of shear in beams deep beams and corbels". Technical University of Denmark. 1988.
49. "Informe de resultados de ensayos de INTEMAC". 1987.
50. "Informe de resultados de ensayos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona". 1987.
51. APARICIO, A.; CALAVERA, J.; y DEL POZO, F.J.; "Plan de investigación sobre la compresión máxima en bielas, por esfuerzo cortante para vigas prefabricadas de hormigón pretensado con armaduras pretensas", Madrid. Noviembre de 1997.
52. MÖRSCH, E.; WAYSS & FREYTAG; "La construcción en hormigón armado. Su teoría y práctica". AG. 1902. Reeditado por Intemac.
53. REINER, S.; RAINER, K.; "Zub schubtragfähigkeit von stahlbetonplatten bei gleichzeitigem längszug". Beton und Stahlbetonbau. Heft 7/1989.
54. NUKALA, V.V.; PHANI, RAMÍREZ, J.A; "Interface horizontal shear strength in composite decks with precast concrete panels". PCI Journal, March-April 1996.
55. MOHSEN, A.; SHAHAWY; BARRINGTON DE V BATCHELOR; "Shear behaviour of full-scale prestressed concrete girders: comparison between AASHTO specifications and lrfd code". PCI Journal, May-June 1996.
56. MICHAEL D.; KOTSOVOS, P.M.; "Behaviour of structural concrete elements designed to the concept of the compressive force path.". ACI Structural Journal, July-August 1996.
57. SUNG-GUL H.; MUELER, P. "Truss model and failure mechanism for bar development in c-c-t nodes". ACI Structural Journal, September-October 1996.
58. YOUNG-SOO Y.; D. COOK, MITCHELL, D.; "Minimum shear reinforcement in normal, medium and high-strength concrete beams". ACI Structural Journal, September-October 1996.
59. GARRIDO, J.A.; PILAR ALONSO, M. GRACIA, L.; "Un método para la determinación del esfuerzo cortante último (vcu) a partir de la distribución de tensiones tangenciales sobre la cabeza de hormigón comprimido". Hormigón y Acero, 1er Trimestre 1997.
60. PRODOMOS, D.Z.; "Aggregate interlock and steel shear forces in the analysis of RC membrane elements". ACI Structural Journal, March-April 1997.
61. GAETANO R.; PULERI, G.; "Stirrup effectiveness in reinforced concrete beams under flexure and shear". ACI Structural Journal, May-June 1997.
62. TETSUYA Y.; KRAUTHAMMER, T.; "Crack angle and strain compatibility for shear resistance in reinforced concrete panel structures". ACI Structural Journal, May-June 1997.
63. KANG-HAI, T.; FUNG-KEW, K.; SUSANTO T.; LI-WEI W.; "Effect of web reinforcement on high-strength concrete deep beams". ACI Structural Journal, September-October 1997.
64. THOMAS T.C. HSU.; "ACI shear and torsion provisions for prestressed hollow girders", ACI Structural Journal, November-December 1997.

53. REINER, S.; RAINER, K.; "Zub schubtragfähigkeit von stahlbetonplatten bei gleichzeitigem längszug". Beton und Stahlbetonbau. Heft 7/1989.
54. NUKALA, V.V.; PHANI, RAMÍREZ, J.A.; "Interface horizontal shear strength in composite decks with precast concrete panels". PCI Journal, March-April 1996.
55. MOHSEN, A.; SHAHAWY; BARRINGTON DE V BATCHELOR; "Shear behaviour of full-scale prestressed concrete girders: comparison between AASHTO specifications and lrfd code". PCI Journal, May-June 1996.
56. MICHAEL D.; KOTSOVOS, P.M.; "Behaviour of structural concrete elements designed to the concept of the compressive force path.". ACI Structural Journal, July-August 1996.
57. SUNG-GUL H.; MUELER, P. "Truss model and failure mechanism for bar development in c-c-t nodes". ACI Structural Journal, September-October 1996.
58. YOUNG-SOO Y.; D. COOK, MITCHELL, D.; "Minimum shear reinforcement in normal, medium and high-strength concrete beams". ACI Structural Journal, September-October 1996.
59. GARRIDO, J.A.; PILAR ALONSO, M. GRACIA, L.; "Un método para la determinación del esfuerzo cortante último (vcu) a partir de la distribución de tensiones tangenciales sobre la cabeza de hormigón comprimido". Hormigón y Acero, 1er Trimestre 1997.
60. PRODOMOS, D.Z.; "Aggregate interlock and steel shear forces in the analysis of RC membrane elements". ACI Structural Journal, March-April 1997.
61. GAETANO R.; PULERI, G.; "Stirrup effectiveness in reinforced concrete beams under flexure and shear". ACI Structural Journal, May-June 1997.
62. TETSUYA Y.; KRAUTHAMMER, T.; "Crack angle and strain compatibility for shear resistance in reinforced concrete panel structures". ACI Structural Journal, May-June 1997.
63. KANG-HAI, T.; FUNG-KEW, K.; SUSANTO T.; LI-WEI W.; "Effect of web reinforcement on high-strength concrete deep beams". ACI Structural Journal, September-October 1997.
64. THOMAS T.C. HSU; "ACI shear and torsion provisions for prestressed hollow girders", ACI Structural Journal, November-December 1997.
65. PAUL Y.; L. KING, B.; VIJAYA R.; "Shear strength of high-performance concrete beams", ACI Structural Journal, November-December 1998.
66. C.S. KLEINMAN, DROSTE, S.W.H; & H.W. BENNENK, H.W; "The ultimate capacity of prestressed hsc beams regarding shear, bending and/ or torsion". Challenges for concrete in the next Millennium. XIIIth FIP Symposium. Balkema. 1998.
67. JUNG-YOON L.; FUMIO W.; "Shear analysis of reinforced concrete beams: strength and failure modes". Challenges for concrete in the next Millennium. XIIIth FIP Symposium. Balkema. 1998.
68. FUMIO W.; JUNG-YOON L.; "Theoretical prediction of shear strength and failure mode of reinforced concrete beams". ACI Structural Journal, November-December 1998.
69. MARTI, P.; "How to treat shear in structural concrete". ACI Structural Journal, May-June 1999.
70. GUNEY O.; UGUR E.; TUGRUL T.; "Evaluation of minimum shear reinforcement requirements for higher strength concrete". ACI Structural Journal, May-June 1999.
71. MOHSEN A.; SHAHAWY, C.; CAI, S.; "A new approach to shear design of prestressed concrete members". PCI Journal, July-August 1999.
72. COLLINS, M. P.; KUCHUMA, D.; "How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?". ACI Structural Journal, July-August 1999.
73. DUTHINH, D.; "Sensitivity of shear strength of reinforced concrete and prestressed concrete beams to shear friction and concrete softening according to modified compression field theory". ACI Structural Journal, July-August 1999.
74. DAEJOONG K.; WHITE, R.N.; "Arch action in reinforced concrete beams-a rational prediction of shear strength". ACI Structural Journal, July-August 1999.
75. TAN, K.H.; LU, H.Y.; "Shear behaviour of large reinforced concrete deep beams and code comparisons". ACI Structural Journal, September-October 1999.

65. PAUL Y.; L. KING, B.; VIJAYA R.; "Shear strength of high-performance concrete beams", ACI Structural Journal, November-December 1998.
66. C.S. KLEINMAN, DROSTE, S.W.H; & H.W. BENNENK, H.W; "The ultimate capacity of prestressed hsc beams regarding shear, bending and/ or torsion". Challenges for concrete in the next Millennium. XIIIth FIP Symposium. Balkema. 1998.
67. JUNG-YOON L.; FUMIO W.; "Shear analysis of reinforced concrete beams: strength and failure modes". Challenges for concrete in the next Millennium. XIIIth FIP Symposium. Balkema. 1998.
68. FUMIO W.; JUNG-YOON L.; "Theoretical prediction of shear strength and failure mode of reinforced concrete beams". ACI Structural Journal, November-December 1998.
69. MARTI, P.; "How to treat shear in structural concrete". ACI Structural Journal, May-June 1999.
70. GUNEY O.; UGUR E.; TUGRUL T.; "Evaluation of minimum shear reinforcement requirements for higher strength concrete". ACI Structural Journal, May-June 1999.
71. MOHSEN A.; SHAHAWY, C.; CAI, S.; "A new approach to shear design of prestressed concrete members". PCI Journal, July-August 1999.
72. COLLINS, M. P.; KUCHUMA, D.; "How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?". ACI Structural Journal, July-August 1999.
73. DUTHINH, D.; "Sensitivity of shear strength of reinforced concrete and prestressed concrete beams to shear friction and concrete softening according to modified compression field theory". ACI Structural Journal, July-August 1999.
74. DAEJOONG K.; WHITE, R.N.; "Arch action in reinforced concrete beams-a rational prediction of shear strength". ACI Structural Journal, July-August 1999.
75. TAN, K.H.; LU, H.Y.; "Shear behaviour of large reinforced concrete deep beams and code comparisons". ACI Structural Journal, September-October 1999.
76. PERRY A.; JOOST VAN LEEUWEN. "Side-face reinforcement for flexural and diagonal cracking in large concrete beams". ACI Structural Journal, September-October 1999.
77. KARL-HEINZ R.; "Shear design in a consistent design concept for structural concrete based on strut-and-tie models". *Fib* Symposium 1999, Prague.
78. "Structural concrete". Textbook on Behaviour, Design and Performance Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Volume 1.
79. "Structural concrete". Textbook on Behaviour, Design and Performance Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Volume 2.
80. "Practical design of structural concrete". Fip Recommendations. September 1999.
81. KHALDOUN, N. R.; "Shear strength of reinforced concrete: part i-membrane elements subjected to pure shear". ACI Structural Journal, January-February 2000.
82. VECHIO, F. J.; "Analysis of shear-critical reinforced concrete beams". ACI Structural Journal, January-February 2000.
83. ZHONGGUO (John) M.; MATHER K.; TADROS, M. B.; "Shear behaviour of pretensioned high-strength concrete bridge i-girders". ACI Structural Journal, January-February 2000.
84. GOERTZ, S.; HEGGER J.; "Shear capacity of prestressed concrete beams of high-strength concrete elements" .5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
85. ZHONGGUO (John) M.; MATHER, K.; TADROS, M. B.; "Shear of high strength prestressed concrete stemmed members" 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
86. LOPES MORENO, A.; MARINHO Jr, A.; "Shear design of high strength concrete beams subject to axial compressive stress". 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
87. LOPES MORENO, A.; NEWTON DE OLIVEIRA, Jr.; PINTO, Jr.; "Shear strength of steel fibers reinforced high-strength concrete beams". 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.

76. PERRY A.; JOOST VAN LEEUWEN. "Side-face reinforcement for flexural and diagonal cracking in large concrete beams". ACI Structural Journal, September-October 1999.
77. KARL-HEINZ R.; "Shear design in a consistent design concept for structural concrete based on strut-and-tie models". *Fib Symposium 1999, Prague.*
78. "Structural concrete". Textbook on Behaviour, Design and Performance Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Volume 1.
79. "Structural concrete". Textbook on Behaviour, Design and Performance Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Volume 2.
80. "Practical design of structural concrete". Fip Recommendations. September 1999.
81. KHALDOUN, N. R.; "Shear strength of reinforced concrete: part i-membrane elements subjected to pure shear". ACI Structural Journal, January-February 2000.
82. VECHIO, F. J.; "Analysis of shear-critical reinforced concrete beams". ACI Structural Journal, January-February 2000.
83. ZHONGGUO (John) M.; MATHER K.; TADROS, M. B.; "Shear behaviour of pretensioned high-strength concrete bridge i-girders". ACI Structural Journal, January-February 2000.
84. GOERTZ, S.; HEGGER J.; "Shear capacity of prestressed concrete beams of high-strength concrete elements" .5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
85. ZHONGGUO (John) M.; MATHER, K.; TADROS, M. B.; "Shear of high strength prestressed concrete stemmed members" 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
86. LOPES MORENO, A.; MARINHO Jr, A.; "Shear design of high strength concrete beams subject to axial compressive stress". 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
87. LOPES MORENO, A.; NEWTON DE OLIVEIRA, Jr.; PINTO, Jr.; "Shear strength of steel fibers reinforced high-strength concrete beams". 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
88. JOOST W.; STROBAND J.; "Shear capacity of high strength concrete beams with shear reinforcement".. 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
89. JOOST W.; STROBAND J.; "The behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear". 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
90. KHALDOUN N.; RABAL.; "Shear strength of reinforced concrete: part ii-beams subjected to shear, bending moment and axial load". ACI Structural Journal, March-April 2000.
91. QING QUANG, L.; YI MIN, X.; GRANT PRENTICE, S.; "Topology optimization of strut and tie models in reinforced concrete structures using an evolutionary procedure". ACI Structural Journal, March-April 2000.

-
88. JOOST W.; STROBAND J.; "Shear capacity of high strength concrete beams with shear reinforcement".. 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
 89. JOOST W.; STROBAND J.; "The behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear". 5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway.
 90. KHALDOUN N.; RABAL.; "Shear strength of reinforced concrete: part ii-beams subjected to shear, bending moment and axial load". ACI Structural Journal, March-April 2000.
 91. QING QUANG, L.; YI MIN, X.; GRANT PRENTICE, S.; "Topology optimization of strut and tie models in reinforced concrete structures using an evolutionary procedure". ACI Structural Journal, March-April 2000.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

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

Dra. en Ciencias Físicas

Tejedor Miralles, Beatriz

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Ingenieros de Caminos

Anlló Rodríguez, María
Baena Alonso, Eva
Barrios Corpa, Jorge
Barrios Corpa, Roberto
Beteta Cejudo, M^a Carmen
*Calavera Ruiz, José
Carpintero García, Ismael
Castillo Fernández, Luis Javier
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lozano, Justo
Fernández Fenollera, Salvador
*Fernández Gómez, Jaime Antonio
Garay Sánchez, Raúl
Garrido Baró, Juan Carlos
Gil García, Alfonso
González González, Juan José
*González Valle, Enrique
*Hostalet Alba, Francisco
*Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
Ley Urzaiz, Jorge
Molero Rodríguez, Teresa
Munugarren Martínez, Miguel Angel
Recio Cañadas, Alba
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
Rodríguez Romero, Jesús M^a
Roquer i Sala, Ramón
Ruiz Fuentes, M^a Josefa
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Valdéz Fernández de Alarcón, Pablo
Vidal Vacas, Ángel

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo
Escarpizo-Lorenzana Martínez, Jorge

Ingenieros Industriales

*Alvarez Cabal, Ramón Amado
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bayonne Sopo, Enrique
Estrada Gómez, Rafael
*Santos Olalla, Francisco
Torruella Martínez, Josep M^a
*Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Profesores Mercantiles

González Alvarez, Vicente
Sampedro Portas, Arturo

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciados en Ciencias Geológicas

Abajo Clemente, Angel
Blanco Zorroza, Alberto
Orejas Contreras, M^a Carmen
Postigo Lafarga, Sergio
Usillos Espín, Pablo

Licenciados en Ciencias Químicas

Benito Hijosa, Leticia
Grandes Velasco, Sylvia María
López Sánchez, Pedro
Marín Calvo, Celia
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciado en Derecho

*Jarillo Cerrato, Pedro

Arquitectos Técnicos

Andrés Alarcón, Manuel
Baena Alonso, Carmen
Carrato Moñino, Rosa M^a
Enrici Redondo, M^a Alejandra
Estévez Márquez, Lourdes
Fernández Jiménez, Amelia
Gallego Castro, Sergio
García García, M^a Carmen
Martínez Pérez, Inmaculada
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel

Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
González Carmona, Manuel
Madueño Moraño, Antonio
Muñoz Fuentes, Miguel Angel
Ramírez Rodríguez, José Luis
Sánchez Dorado, Carlos Javier

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

Ingenieros Técnicos de Minas

López García, Ignacio
Sillero Arroyo, Andrés

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Andrés Alarcón, Manuel
Bobo Guerrero, Jonathan
Carrero Crespo, Rafael
Collazos Ramos, Coral
Freire Peláez, M^a Isabel
Galán de Cáceres, M^a del Puerto
García Menéndez, David
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Gutiérrez Garrosa, Raúl
Mata Soriano, Juan Carlos
Merino Rodríguez, Pablo
Molina Collell, Blas
Montiel Sánchez, Ernesto
Muelas Moro, Elena
Muñoz Mesto, Angel
Prieto Antón, Eva Sonia
Ramos Valdés, Raquel
Rodríguez García, M^a Vanessa
Romero Taboada, José Vicente
Rosa Moreno, José Andrés
Rosselló Marí, Carlos
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Vicente, Andrés

Sillero Olmedo, Rafael
Soto López, Elena del
Vicente Girón, Susana
Zamora Pérez, Ángel

Técnico en Administración de Empresas

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

Ing. Técnico en Informática de Sistemas

Rodríguez Alfonso, Iván

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Arbesuk Prado, Mónica
Barragán Bermejo, M^a Vicenta
Campos Delgado, Juan Carlos
Carreras Ruíz, Francisco
Galindo Mena, José
Molero Vicente, M^a Isabel
Salado Rodilla, Rafael
Sánchez Martín, María de la O
Torés Campos, Ana M^a
Vicente Conde, M^a Isabel

CUADERNOS INTEMAC

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

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

Precio de la suscripción Año 2002: 21,97 €



ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno N° 44

"Distancias y detalles constructivos para la ejecución en puntas de cerramientos de fachadas de ladrillo".
Autores: J. M^a. LUZÓN CÁNOVAS.
Arquitecto.

A. FERNÁNDEZ SÁEZ.
Arquitecto.

A. MUÑOZ MESTO.
Arquitecto Técnico e ITOP.
J. M^a. SÁNCHEZ ARROYO.
Arquitecto.

Cuaderno N° 45

"Mecanismos de respuesta frente al esfuerzo cortante en vigas prefabricadas".
Autor: D. FERNÁNDEZ-ORDÓÑEZ HERNÁNDEZ.
Dr. Ing. de Caminos.

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno N° 46

"Influencia previsible en el futuro de la prefabricación del hormigón de altas prestaciones".

Autor: Prof. J. CALAVERA RUIZ.
Dr. Ing. de Caminos.

MONOGRAFÍAS INTEMAC

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

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 3

"Aspectos visuales del hormigón".

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

Precio de la Monografía 31,81 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 4

"Prefabricación de edificios y naves industriales".

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

Precio de la Monografía 31,81 €



VIDEOS TECNICOS



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

SERIE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA, ARMADO Y PRESENTADO.

REFERENCIA	TÍTULO	CONTENIDO	DURACIÓN	PRECIO
N° 2001 (1-1)	MUESTREO DE HORMIGÓN FRESCO, FABRICACIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGÓN	Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte del laboratorio, curado en cámara, reñentado y ensayo a compresión. Esta nueva versión del vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.	30 minutos	94,79 €

BOLETIN BIBLIOGRAFICO

BOLETIN BIBLIOGRAFICO
9207
SERVICIO DE DOCUMENTACION



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

EL BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo.

Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera.

Secciones de Bibliografía y Cursos.

Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

Tarifa de suscripción anual (6 números) 144,24 €

CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

INFORMES BIBLIOGRAFICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION



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

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

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

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

ARTICULOS TECNICOS

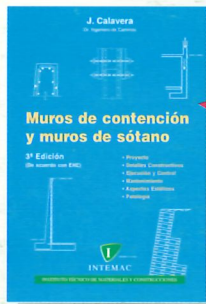
ARTICULOS TECNICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION



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

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

P.V.P. 2,40 € / ejemplar.



NUEVO

2001

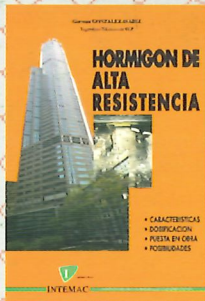
De acuerdo con la nueva instrucción EHE

MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 374 páginas
- 244 Figuras
- 23 Fotografías
- 88 Referencias Bibliográficas
- Encuadernación en gualflex

Precio: 67,45 €



HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

G. GONZÁLEZ-ISABEL
(Ingeniero Técnico de O. P.)

- 316 páginas
- Encuadernación en gualflex

Precio: 41,97 €

CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Agotada la 4ª Edición

5ª Edición: Diciembre 2002

AGOTADO

MANUAL DE FERRALLA

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

E. GONZÁLEZ VALLE

(Dr. Ingeniero de Caminos)

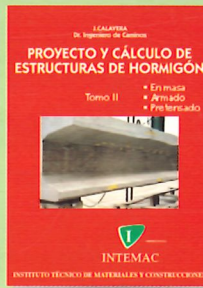
J. FERNÁNDEZ GÓMEZ

(Dr. Ingeniero de Caminos)

F. VALENCIANO (Ingeniero Industrial)

Nueva edición: Marzo 2003

AGOTADO



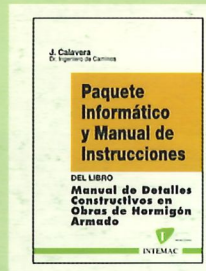
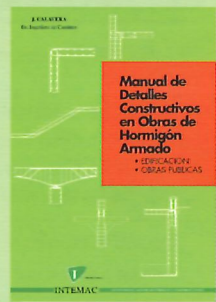
PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

J. CALAVERA
(Dr. Ingeniero de Caminos)

De acuerdo con la nueva instrucción EHE

- 2 Tomos con 2014 páginas
 - 1296 Figuras
 - 96 Fotografías
 - 47 Ejemplos resueltos
- 139 Gráficos y Tablas de Cálculo
- 634 Referencias Bibliográficas

Precio de la obra completa: 148,95 €



MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 506 páginas, tamaño UNE A-4 • 210 detalles constructivos • 210 páginas de comentarios y recomendaciones • Encuadernación en gualflex

Precio: - Libro: 106,41 € - Paquete informático: 188,12 €
(Manual de Instrucciones y Disquetes)

El libro y el programa se venden por separado



NUEVO

2000

De acuerdo con la nueva instrucción EHE

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Un volumen con 519 páginas
- 271 Figuras
- 24 Ejemplos resueltos
- 39 Gráficos y Tablas de Cálculo
- 30 Tablas para el cálculo directo de Zapatas corridas según EHE, EUROCÓDIGO EC-2 Y ACI 318-99
- 30 Tablas para el cálculo directo de Zapatas aisladas según EHE, EUROCÓDIGO EC-2 Y ACI 318-99
- 90 Referencias Bibliográficas
- Encuadernación en gualflex

Precio: 67,15 €



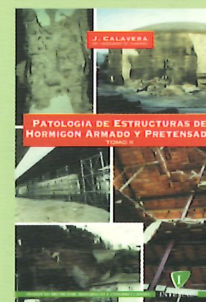
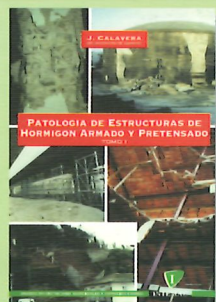
TECNOLOGÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

A. DELIBES (Dr. Ingeniero de Caminos)

2ª Edición

- 396 páginas
- Encuadernación en gualflex

Precio: 51,03 €

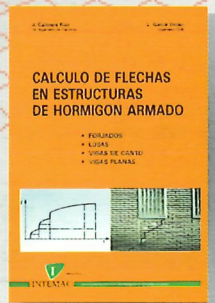


PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Tomo I - Capítulos 1 a 12 • Tomo II - Atlas de fisuras - Ábacos de cálculo
- 680 páginas • 231 fotografías • 258 figuras • 118 referencias bibliográficas
- Encuadernación en gualflex

Precio de la obra completa: 106,41 €



CÁLCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

L. GARCÍA DUTARI (Ingeniero Civil)

- 336 páginas
- 312 tablas de comprobación de Forjados, Losas, Vigas de Canto y Vigas Planas
- Un disquete conteniendo tres programas informáticos de Cálculo de Flechas, para secciones de forma cualquiera
- Encuadernación en gualflex

Precio: 47,41 €
(Libro más paquete Informático)

BARCELONA: Antón Fortuny 14-16. Esc. C. 4º 2º - Tel. 93 473 85 00 • Fax: 93 473 79 32 - 08950 Esplugues de Llobregat
MADRID: Monte Esquina, 30, 4º D - Tel. 91 310 51 58 • Fax: 91 308 58 65 - 28010 MADRID
MÁLAGA: Hilería, 15. Oficina 1 - Tel. 95 212 25 76 • Fax: 95 222 88 29 - 29007 MÁLAGA
OVIEDO: Foncalada, 10, 3ª A - Tel. 985 22 29 85 - 33002 OVIEDO
SEVILLA: Héroes de Toledo - Tel. 95 465 64 11 • Fax: 95 465 65 04 - 41006 SEVILLA
VALENCIA: Ciscar, 27, 1º 1ª - Tel. 96 374 99 92 • Fax: 96 374 84 81 - 46005 VALENCIA
VALLADOLID: Pirita, 37 Polg. de San Cristóbal - Tel. 983 29 22 44 • Fax: 983 29 23 78 - 47012 VALLADOLID
<http://www.intemac.es>