

CUADERNOS INTEMAC

Influencia de las solicitaciones axiales de tracción en la resistencia a cortante de las viguetas de forjado sin armadura transversal

Influence of axial tension on the shear strength of floor joists without transverse reinforcement

David Constantino Fernández Montes
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Enrique González Valle
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 84

4.º TRIMESTRE '11



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
- AUDITORIAS 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

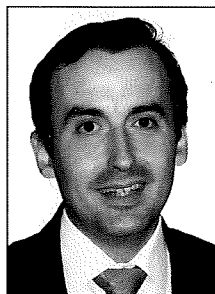
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

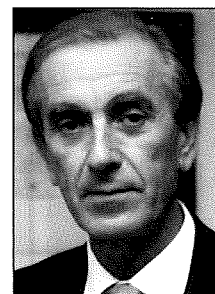
ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**INFLUENCIA DE LAS SOLICITACIONES AXILES DE TRACCIÓN EN LA
RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS VIGUETAS DE FORJADO SIN
ARMADURA TRANSVERSAL**

**INFLUENCE OF AXIAL TENSION ON THE SHEAR STRENGTH OF FLOOR JOISTS
WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT**



David Constantino Fernández Montes
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PhD., Civil Engineering
Dpto. Control de Estructuras. INTEMAC
Structural Control Dpt. INTEMAC



Enrique González Valle
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PhD., Civil Engineering

Copyright © 2012, 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-4699-2010
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN
3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
 - 3.1. FORMULACIONES TEÓRICAS SOBRE EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO A ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS SIN ARMADURA TRANSVERSAL SOMETIDAS A SOLICITACIONES AXILES DE TRACCIÓN
 - 3.2. ESTUDIOS PREVIOS Y BASES DE DATOS DISPONIBLES
 - 3.3. NECESIDAD DE INVESTIGACIÓN
4. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL
5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS
 - 5.1. INTRODUCCIÓN
 - 5.2. MODELOS DE CÁLCULO SELECCIONADOS Y RESULTADOS DE SU APLICACIÓN
 - 5.3. ANÁLISIS CRÍTICO CUALITATIVO DE LOS MODELOS DE CÁLCULO
 - 5.4. ANÁLISIS DE CONTRASTE DE LOS MODELOS CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES
6. NUEVO MODELO DE CÁLCULO PROPUESTO PARA LA COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE DE SECCIONES SIN ARMADURA TRANSVERSAL SOMETIDAS A SOLICITACIONES AXILES DE TRACCIÓN
 - 6.1. AJUSTE DEL MODELO PROPUESTO
 - 6.2. ANÁLISIS DE CONTRASTE DE RESULTADOS DEL MODELO PROPUESTO
7. CONCLUSIONES
 - 7.1. SOBRE LA COHERENCIA DE LOS MODELOS
 - 7.2. SOBRE LOS RESULTADOS DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL REALIZADA
 - 7.3. SOBRE EL NUEVO MODELO DESARROLLADO PARA EVALUAR LA RESISTENCIA FRENTE A ESFUERZO CORTANTE EN PIEZAS SOLICITADAS A FLEXOTRACCIÓN
8. AGRADECIMIENTOS
9. BIBLIOGRAFÍA

CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. PURPOSE OF THE STUDY
3. APPROACH TO THE PROBLEM
 - 3.1. THEORETICAL FORMULAS FOR ULTIMATE SHEAR STRENGTH IN BEAMS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT UNDER TENSILE AXIAL LOADS
 - 3.2. PRIOR STUDIES AND AVAILABLE DATABASES
 - 3.3. NEED FOR RESEARCH
4. EXPERIMENTAL RESEARCH
5. ANALYSIS OF RESULTS
 - 5.1. INTRODUCTION
 - 5.2. NUMERICAL MODELS SELECTED AND RESULTS
 - 5.3. QUALITATIVE ANALYSIS OF NUMERICAL MODELS
 - 5.4. COMPARISON OF THE MODELS TO THE EXPERIMENTAL FINDINGS
6. NEW NUMERICAL MODEL PROPOSED FOR CALCULATING THE SHEAR LIMIT STATE IN SECTIONS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT UNDER TENSILE AXIAL LOADS
 - 6.1. FIT ATTAINED WITH THE PROPOSED MODEL
 - 6.2. ANALYSIS OF THE RESULTS OBTAINED WITH THE MODEL PROPOSED
7. CONCLUSIONS
 - 7.1. MODEL CONSISTENCY
 - 7.2. RESULTS OF THE EXPERIMENTAL CAMPAIGN
 - 7.3. NEW MODEL DEVELOPED TO ASSESS SHEAR STRENGTH IN SPECIMENS UNDER AXIAL LOADS
8. ACKNOWLEDGEMENTS
9. REFERENCES

ABSTRACT

Due to the many factors that come into play, the mechanism governing shear strength is very complex in reinforced concrete members without transverse reinforcement subjected to both bending and tensile stress. Moreover, the formulas used to assess that strength are inconsistent with one another and provide a poor fit to experimental findings.

The present review compares the various formulas in place and discusses the differences between their respective outputs and the results of experimental trials reported in the literature consulted and tests, on high performance concrete among others, conducted for this study at the INTEMAC Central Laboratory. It also puts forward a proposal to improve the methodology and the fitting procedure to estimate the ultimate shear strength that induces collapse in a linear reinforced concrete member without transverse reinforcement due to excessive principal tensile stress on its web. An acceptable correlation was found between the predictions made by this new model and the actual results of shear failure trials, obtained from two sources: the literature and the experimental campaign conducted for the present study.

1. INTRODUCTION

At this writing, no fully accurate mathematical model has yet been established for shear failure in reinforced concrete beams without transverse reinforcement.

Axial loading is one of the parameters that affects the shear strength of beams without transverse reinforcement. Members may be stressed axially by tensile (always present in structural floor joists, with intensity dependent upon the stiffness) or compressive forces, which respectively lower or (usually) raise their shear strength.

Spanish structural concrete code EHE-08 is among the few standards that take axial loads into consideration in their shear design formulas. That code simplifies the assessment of the effect of axial compression and tensile stress, however, entrusting it to the mere addition of a term, affected by the same factor, in the basic structural design formula. This may be scantily justified, inasmuch as axial compression loads raise shear capacity, whereas the presence of moderate tensile axial stress lowers strength in members without transverse reinforcement.

Many examples may be found of reinforced concrete structural members under axial loads. The beams in structural slabs that tie the walls of a deposit constitute one example of directly tensile-stressed structures, while shrinkage or temperature change induces indirect tensile stress in structures.

The quantitative effect of tensile stress on shear strength and ductility has been much more scantily studied than the effect of compressive stress. The paucity of experimental research may raise doubts about the justification of the formulas used to quantify the effect of tensile axial loads on shear capacity in members lacking transverse reinforcement.

In light of the foregoing, the present study was undertaken to revisit the tests on the effect of such tensile loads on shear strength run by Mattock at the University of Washington in 1969 on the occasion of changes in the American code (1), and the shorter number of trials conducted two years later by the same researcher in conjunction with Haddadin and Hong (2). The tests performed by Regan at Imperial College in 1971 (3) and the trials conducted with the University of Toronto's shell element tester by Adebar and Collins in 1999 were also analysed (4). In all these tests failure was due to flexure-shear stress, with shear cracks originating in the bending cracks.

RESUMEN

El mecanismo de resistencia a esfuerzo cortante en elementos de hormigón armado sin armadura transversal sometidos a solicitaciones de flexión y tracción es muy complejo, debido al gran número de factores que intervienen conjuntamente. Las formulaciones empleadas en la evaluación de dicha resistencia presentan algunas faltas de coherencia tanto en sí mismas como con el ajuste obtenido de los resultados experimentales de diferentes investigaciones.

El objeto de este Cuaderno es presentar resumidamente los resultados del análisis comparativo entre dichas formulaciones, los resultados del análisis de su contraste con los resultados de varios ensayos recopilados en la bibliografía consultada, así como con los de la campaña experimental realizada en el Laboratorio Central de INTEMAC, la cual incluye ensayos con hormigones de altas prestaciones, la formulación de una propuesta para mejorar la metodología y el ajuste de la comprobación de la capacidad a esfuerzo cortante por tracción en el alma para elementos lineales de hormigón armado sin armadura transversal sometidos a solicitaciones axiales de tracción. Se ha verificado una correlación adecuada entre las previsiones de la nueva propuesta y los ensayos sobre la rotura por cortante realizados por los distintos autores y por la campaña experimental realizada para este trabajo.

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, el fallo por cortante en vigas sin armadura transversal constituye un fenómeno para el cual no se establece un modelo de plena exactitud matemática.

Uno de los parámetros influyentes en la resistencia a cortante para vigas sin armadura transversal es el esfuerzo axial. Dicho esfuerzo puede ser de tracción (siempre existente en viguetas de forjado según la rigidez de la pieza) o de compresión, el cual puede reducir o, en general, aumentar la capacidad a cortante del elemento, respectivamente.

Sólo algunas normativas tienen en cuenta el esfuerzo axial en sus fórmulas de diseño a cortante, entre las que se encuentra la Instrucción española EHE-08. Sin embargo, podría no parecer justificable que la evaluación del efecto del esfuerzo axial de compresión y de tracción se simplifique introduciendo simplemente un término sumatorio afectado por el mismo coeficiente en la misma fórmula de diseño, ya que la contribución positiva del esfuerzo axial de compresión implica un incremento de la capacidad resistente mientras que la presencia del esfuerzo axial de tracción en general, para solicitaciones axiales moderadas y piezas sin armadura transversal, representa una disminución de la capacidad resistente.

Son múltiples los elementos estructurales de hormigón armado que se encuentran sometidos al efecto real de las solicitaciones axiales de tracción. Sirvan como ejemplo de estructuras sometidas a solicitaciones directas de tracción, las vigas de los forjados que atan las paredes de un depósito o, en el caso de estructuras sometidas a solicitaciones indirectas de tracción, la retracción o la temperatura.

La investigación sobre qué influencia cuantitativa tiene la aplicación de solicitaciones de tracción sobre la resistencia y ductilidad a cortante es mucho más escasa que la realizada para elementos sometidos a compresión. En tal sentido, la escasez de experimentación podría inducir a dudas sobre la justificación de las formulaciones empleadas para cuantificar la influencia de los esfuerzos axiales de tracción en la capacidad a cortante de piezas sin armadura transversal.

Ante todo lo expuesto nos hemos planteado revisar los ensayos que estudian la influencia de dichas solicitaciones de tracción sobre la resistencia a cortante en elementos de hormigón armado sin armadura transversal realizados por A.H. Mattock en 1969 en la Universidad de Washington para la nueva versión de la normativa americana (1) y los dos años más tarde realizó junto a M.J. Haddadin y S. Hong, de menor número (2). También se ha planteado analizar los ensayos de P.E. Regan en el Imperial Collage en 1971 (3) así como los ensayos llevados a cabo con el Shell Element Tester por P.E. Adebar y M.P. Collins en la Universidad de Toronto en el año 1999 (4). En todos ellos se produjo la rotura del elemento por cortante-flexión cuya fisuración previa por cortante se desarrolla a partir de las fisuras de flexión.

On the grounds of all those trials and of an experimental campaign on shear failure in both conventional and high performance concretes conducted at the INTEMAC Central Laboratory for a PhD. dissertation, the present study analyses the formula laid down in Spanish structural concrete code EHE-08. In that expression, the unfavourable effect of tensile stress on shear capacity in linear members without transverse reinforcement is accommodated by adding the term $+0.15 \cdot \sigma'_{cd}$, which was deduced essentially to determine the beneficial effect of prestressing. According to Walraven (5), Regan's campaign verified the existence of an acceptable safety margin in specimens under tensile axial loads.

Based on the present findings, a new formula is proposed for estimating the ultimate shear strength in a linear reinforced concrete member without transverse reinforcement subject to excessive principal tensile stress on its web.

2. PURPOSE OF THE STUDY

A specific study of some of the standards in place on ultimate shear design in linear members without transverse reinforcement and a review of the trials that attempted to reflect the effect of such tensile axial loads on shear capacity revealed an experimental void, which led to the campaign described here.

Based on the comparison of the standards presently in place and their consistency with the available experimental data, the purpose of this study was to propose a new model that would improve both the methodology and the results of calculating shear capacity in structural floor joists under tensile axial loads.

3. APPROACH TO THE PROBLEM

This Section sets out the formulas found in Spanish structural concrete Code EHE-08 and ACI Code 318-08, briefly describes the Modified Compression Field Theory (MCFT) and lists the databases used in this study. Lastly, the gaps in the present state of knowledge that inspired the experimental campaign are discussed.

3.1. THEORETICAL FORMULAS FOR ULTIMATE SHEAR STRENGTH IN BEAMS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT UNDER TENSILE AXIAL LOADS

The formulas set out in the existing Spanish structural concrete Code, EHE-08, and ACI Code 318-08 were chosen for this review because they are widely applied and because while they differ substantially, both address the effect of axial loading. In addition, the theoretical model based on the Modified Compression Field Theory (MCFT) was also regarded as relevant in this context. The most prominent features of the aforementioned procedures for calculating ultimate shear are discussed below.

EHE-08

Shear strength in linear reinforced concrete members without transverse reinforcement is estimated from Equation [1], which was derived experimentally for the areas of reinforced concrete specimens with flexural cracking (6):

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \quad [1]$$

with a minimum value of

$$\frac{V_{u,\min}}{b \cdot d} = \frac{0.035}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (f_{cv})^{\frac{1}{2}} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \quad [2]$$

where:

- d effective depth (mm)
- ρ_l geometric ratio of the tensile longitudinal reinforcement anchored at a distance greater than or equal to d from the section studied
- b net minimum width of the member (mm); in rectangular cross-sections, the width, and in T or π cross-sections, the minimum web width
- N_d design (tensile taken as negative) axial load (N)

Considerando dichos ensayos, así como la campaña experimental realizada en el Laboratorio Central de INTEMAC, que fue desarrollada para una tesis doctoral y que cubrió tanto el campo de los hormigones normales como de los hormigones de altas prestaciones, nos hemos propuesto contrastar la formulación de la Instrucción española EHE-08, en la que la influencia desfavorable de tracciones en la capacidad a cortante en elementos lineales sin armadura transversal se refleja en el término sumatorio $+0,15 \cdot \sigma'_{cd}$, el cual fue deducido para determinar la influencia positiva del pretensado fundamentalmente. En este sentido, según indica J.C. Walraven (5), Regan verificó con su campaña de ensayos que existía un margen de seguridad admisible con elementos solicitados a tracción.

Teniendo en cuenta los resultados del trabajo de investigación realizado, hemos formulado, por tanto, una nueva propuesta de fórmula para estimar la capacidad a cortante por tracción excesiva del alma en elementos sin armadura transversal sometidos a sollicitaciones axiales de tracción.

2. OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

Tras realizar un estudio específico de algunas normativas vigentes en relación al cálculo del Estado Límite Último de esfuerzo cortante para elementos lineales sin armadura transversal y tras revisar los ensayos realizados que intentan reflejar la influencia de dichas sollicitaciones de tracción sobre la capacidad a cortante, consecuentemente hemos planteado la problemática del vacío experimental y llevado a cabo una campaña experimental.

En función de los resultados del análisis del contraste entre las diferentes normativas vigentes y de su coherencia con los ensayos disponibles, hemos fijado el objetivo de formular una propuesta de un nuevo modelo, que mejora tanto la metodología como el ajuste de la comprobación de la capacidad a cortante de viguetas de forjado sometidas a sollicitaciones axiales de tracción.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En este Apartado únicamente enunciaremos las formulaciones recogidas en la Instrucción EHE-08 y en el Código ACI 318-08 así como también expondremos brevemente la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT) y citaremos las bases de datos que hemos considerado en esta investigación, para, finalmente, destacar las lagunas en el estado del conocimiento que nos han movido a llevar a cabo una campaña experimental.

3.1. FORMULACIONES TEÓRICAS SOBRE EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO A ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS SIN ARMADURA TRANSVERSAL SOMETIDAS A SOLICITACIONES AXIALES DE TRACCIÓN

Hemos considerado como significativas, para el estudio que pretendemos realizar, las formulaciones incorporadas en la vigente Instrucción española EHE-08 y en el Código ACI 318-08, por su uso generalizado y por el tratamiento, en formulaciones bien distintas, de la influencia del esfuerzo axial. Complementariamente hemos considerado asimismo relevante el modelo basado en la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT) como modelo teórico de aplicación a las comprobaciones de estudio. Pasamos a resumir y a comentar los aspectos más importantes que incorporan los procesos de comprobación de la capacidad última a esfuerzo cortante realizados de acuerdo con los modelos y formulaciones citadas.

Formulación EHE-08

Para estimar la capacidad resistente a cortante de elementos lineales de hormigón armado sin armadura transversal se sigue la ecuación [1] de origen experimental referente a piezas de hormigón armado en regiones fisuradas a flexión (6):

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \quad [1]$$

con un valor mínimo de

$$\frac{V_{u,\min}}{b \cdot d} = \frac{0,035}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (f_{cv})^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \quad [2]$$

donde:

- d Canto útil (mm).
- ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio.
- b Anchura neta mínima menor del elemento (mm). En secciones rectangulares será el ancho y en secciones T o π será el ancho mínimo del alma.
- N_d Esfuerzo axial de cálculo (tracción negativa) (N).

f_{cv} effective shear strength of the concrete in N/mm² whose value, where characteristic concrete strength is indirectly evaluated, is equal to f_{ck} (concrete compressive strength) if f_{cv} is less than or equal to 15 N/mm²; EHE-08 only allows the use of these expressions for up to $f_{ck} = 100$ MPa and caps the value of f_{cv} at 60 MPa

σ'_{cd} mean axial (tensile taken as negative) stress on the web of the cross-section, whose value may not exceed the value given in Equation [3]

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.3 \cdot f_{cd} \leq 12. \text{ MPa} \quad [3]$$

γ_c partial safety factor, equal to 1.5; in the former code, the factor $0.18/\gamma_c$ was expressed as 0.12, which is equal to $0.18/1.5$.

ACI 318-08

For members under significant tensile axial loads, the American code (7) estimates shear strength in linear reinforced concrete members without transverse reinforcement with Equation [4], whose solution may never be less than zero:

$$V_u = \left(1 + 0.288 \cdot \frac{N}{A_g} \right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \neq 0 \quad [4]$$

where:

- f'_c specified compressive strength of the concrete (N/mm²), less than 70 MPa
- b_w minimum web thickness (mm)
- N design axial load that acts simultaneously with V (compression taken as positive) (N)
- A_g gross area of the concrete cross-section (mm²).

Modified Compression Field Theory

The transfer of shear stress by the cracked web of a reinforced concrete beam is highly complex. As the load increases, further cracks appear while the existing cracks grow and change direction. The earliest strut and tie models developed by Mörsh (1922) represented this behaviour in beams with shear reinforcement without taking into consideration the tensile stress on the diagonally cracked concrete and assuming that the shear is transferred via compressive stress in the concrete along a line at a 45° angle from the horizontal.

That author contended that it was absolutely impossible to determine the slant of shear cracks mathematically in transverse reinforcement design. Wagner (1929) solved a similar problem when studying the behaviour of steel beams stiffened after the web had buckled. He deemed that the angle of the diagonal tensile stresses on the dented web would concur with the angle of the main tensile strain and could therefore be computed from strain compatibility equations. When applied to reinforced concrete, that solution, known as "Compression Field Theory" (CFT), predicts the load-deformation response in a cross-section under shear from the equilibrium and compatibility conditions and the stress-strain curves for the reinforcement and the diagonally cracked concrete (8).

In the Modified Compression Field Theory (MCFT), a more advanced version of the CFT, the effect of tensile stress in cracked concrete is also taken into consideration. The local stress in the concrete and reinforcement varies from one point to another in cracked concrete, with high stress on the reinforcement and low tensile stress in the cracked areas.

The relationship between mean stress, mean strain and the θ angle formed by the main compressive stress with respect to the longitudinal reinforcement for any load state that causes collapse can be found from the strain compatibility equations, the rectangular stress-strain diagram for the steel and the equilibrium conditions, which relate the mean stress in the concrete to the mean stress in the steel.

Member collapse may be governed not by mean stress but by local stress around the crack, which would be the determinant for beams without transverse reinforcement. To calculate crack conditions, the complex state of the cracked member is idealised into a series of parallel cracks arranged at angle θ with respect to the longitudinal reinforcement and spaced at a constant distance, s_{θ} . Collapse due to friction transfer among the aggregate particles in the crack can then be taken into consideration by limiting the mean main tensile stress in the concrete (which depends, in turn, on the width of the crack and the maximum aggregate size).

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm² de valor $f_{cv} = f_{ck}$ con f_{cv} no mayor que 15 N/mm² en el caso de realizar un control indirecto de la resistencia característica del hormigón, siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón. La EHE-08 sólo permite su uso hasta $f_{ck} = 100$ MPa, adoptando para f_{cv} un límite superior de 60 MPa.

σ'_{cd} Tensión axil media en el alma de la sección (tracción negativa) con un valor no mayor que el indicado en la ecuación [3]

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,3 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{MPa} \quad [3]$$

γ_c Coeficiente de seguridad parcial igual a 1,5. En la formulación de la EHE, ya derogada, el coeficiente 0,18/ γ_c se expresaba como 0,12, el cual es igual al valor resultado de operar 0,18/1,5.

Formulación ACI 318-08

Para elementos sometidos a tracción significativa, la normativa americana (7) estima la capacidad resistente a cortante de elementos lineales de hormigón armado sin armadura transversal con la ecuación [4], cuyo resultado nunca puede ser menor que cero:

$$V_u = \left(1 + 0,288 \cdot \frac{N}{A_g} \right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \neq 0 \quad [4]$$

donde:

f'_c Resistencia específica del hormigón a compresión (N/mm²) menor que 70 MPa.

b_w Espesor mínimo del alma (mm).

N Esfuerzo axil de cálculo que actúa simultáneamente con V (compresión positiva) (N).

A_g Área bruta de la sección de hormigón (mm²).

Teoría Modificada del Campo de Compresiones

El alma fisurada de una viga de hormigón armado transmite esfuerzos cortantes de un modo complejo. Así como la carga se incrementa, nuevas fisuras aparecen mientras que las fisuras preexistentes se extienden y cambian de inclinación. Los primeros modelos de bielas realizados por Mörsch (1922) representaron este comportamiento en vigas con armadura a cortante sin considerar tensiones de tracción en el hormigón diagonalmente fisurado y suponiendo que el cortante se transfiere por tensiones de compresión en el hormigón inclinadas 45° respecto a la horizontal.

Mörsch (1922) enunció que era absolutamente imposible determinar matemáticamente la pendiente de la fisura a cortante para el diseño de la armadura transversal. Wagner (1929) resolvió un problema análogo cuando estudiaba el comportamiento de vigas metálicas con rigidizadores tras el pandeo del alma. Wagner consideró que el ángulo de inclinación de las tensiones de tracción diagonales en el alma abollada coincidiría con el ángulo de inclinación de las deformaciones principales de tracción y que se podía obtener mediante ecuaciones de compatibilidad de deformaciones. Este avance, aplicado al caso del hormigón armado, mediante el cual se puede predecir la respuesta carga-deformación de una sección sometida a cortante considerando condiciones de equilibrio, condiciones de compatibilidad y relaciones tensión-deformación para la armadura y el hormigón diagonalmente fisurado, se conoció como la "Teoría del Campo de Compresiones" (8).

La "Teoría Modificada del Campo de Compresiones" (MCFT) es un desarrollo más avanzado de la Teoría del Campo de Compresiones que tiene en cuenta la influencia de las tensiones de tracción en el hormigón fisurado. Las tensiones locales en el hormigón y en la armadura varían de un punto a otro en el hormigón fisurado, con altas tensiones en la armadura y bajas tensiones de tracción en las zonas de las fisuras.

Las condiciones de equilibrio, las cuales relacionan las tensiones medias existentes en el hormigón con las del acero, las ecuaciones de compatibilidad entre deformaciones y el diagrama rectangular tensiones-deformaciones del acero permiten relacionar las tensiones medias, deformaciones medias y el ángulo θ que forma la tensión de compresión principal respecto al armado longitudinal para cualquier estado de carga que produzca el colapso.

Puede que el colapso del elemento no esté gobernado por tensiones medias, sino más bien por tensiones locales que ocurran en la fisura, lo cual es determinante para vigas sin armadura transversal. Para comprobar las condiciones de la fisura, se idealiza el estado complejo del elemento fisurado en una serie de fisuras paralelas dispuestas

The strength of the members studied here using the MCFT model was calculated with RESPONSE 2000 structural engineering software developed by E. Bentz in a project supervised by M.P. Collins at the University of Toronto. That software provides a simple tool for calculating the strength and ductility of a reinforced concrete section working under shear, flexural and axial loads. These loads are assumed to be simultaneous to seek the full "response" of the cross-section in load-deformation terms by applying MCFT, which models the concrete for stress in the main directions and the steel for axial stress only.

While RESPONSE 2000 software can deliver detailed predictions for the deformations resulting from loads applied to cross-sections, often all that is needed is an assessment of the member's shear capacity. In such cases, the simplified model recommended by AASHTO since 1994 in its LRFD Bridge Design Specifications can be used.

Under that model, assuming that the shear capacity in the web of a linear member is equal to the shear load divided by the effective shear area ($b \cdot d$), as a general rule, the shear strength for a reinforced concrete member without transverse reinforcement is:

$$V_n = V_c = \beta \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad [5]$$

where:

f_c' specified compressive strength of concrete (N/mm²)

b minimum web thickness (mm)

β concrete tensile stress factor that determines the shear capacity of diagonally cracked concrete and depends on the spacing between the cracks (running along a 90° angle from the horizontal), and the longitudinal strain in the web (ϵ_x).

3.2. PRIOR STUDIES AND AVAILABLE DATABASES

Two databases were reviewed for this study. None of the results included in the first take account of the effect of axial stress, while the second was built by compiling the trials in which beams without transverse reinforcement were tested under tensile axial loads.

Benz, Sherwood and Collins database

This database, published by Benz, Sherwood and Collins in 2008, comprises 1848 trials in which specimens failed due to shear stress (9). These trials were published between 1948 and 2006 in ACI publications, journals such as *Magazine of Concrete Research*, *Engineering Structures*, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, a number of PhD. dissertations and reports of experimental campaigns. The general criteria for selecting trials for inclusion in the database were:

- reinforced concrete
- rectangular and T-sections
- no (tensile or compressive) axial loads
- no transverse reinforcement
- no constraints on the yield stress of longitudinal reinforcement
- point and uniform loads
- simply supported and continuous beams
- no anchorage failures
- no geometric limits.

Effect of tensile axial stress: trial database

The partial collapse of a depot at Wilkins Air Force Base, Shelby, Ohio in the United States on 3 August 1955 spurred the revision of the ACI equations used to calculate shear. The pathology reports concluded that the concrete contracted due to low temperatures, generating tensile stresses that lowered the shear capacity of the beam that collapsed (see Figure 1).

con un ángulo θ respecto al armado longitudinal y separadas a una distancia constante s_{θ} , de modo que, limitando la tensión media principal de tracción en el hormigón (la cual, a su vez, depende del ancho de la fisura y del tamaño máximo del árido) se tiene en cuenta la posibilidad de colapso por mecanismos de transmisión por fricción entre los áridos de la fisura.

El cálculo de la capacidad resistente de los elementos considerados en este estudio, según el modelo MCFT, se ha realizado con ayuda del programa informático de cálculo de estructuras RESPONSE 2000, el cual fue desarrollado por E. Bentz en un proyecto supervisado por M.P. Collins, en la Universidad de Toronto. Dicho programa es una herramienta sencilla para calcular la capacidad resistente y la ductilidad de una sección de hormigón armado sometida a esfuerzos cortantes, momentos y axiles. Dichos esfuerzos se consideran simultáneamente para buscar la "respuesta" completa de dicha sección en términos carga-deformación a partir de la aplicación de la MCFT. Modeliza el hormigón considerando tensiones en las direcciones principales y en el acero sólo tensiones axiles.

Mientras que el programa RESPONSE 2000 es capaz de ofrecer predicciones detalladas de respuesta de deformaciones frente a cargas aplicadas a nivel seccional, a menudo únicamente se requiere una estimación de la capacidad a cortante del elemento. Para este objetivo, se puede utilizar un modelo simplificado, incorporado a la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications desde 1994.

Según dicho modelo, considerando que la capacidad tensional a cortante en el alma de un elemento lineal es igual al esfuerzo cortante dividido por el área efectiva a cortante ($b \cdot d$), en general, la capacidad a cortante para un elemento de hormigón armado sin armadura transversal es:

$$V_n = V_c = \beta \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad [5]$$

donde:

f_c' Resistencia específica del hormigón a compresión (N/mm²).

b Espesor mínimo del alma (mm).

β Factor de la tensión de tracción del hormigón que determina la capacidad del hormigón diagonalmente fisurado para resistir cortante y es dependiente del espaciamiento de fisura, cuya inclinación es 90° respecto a la horizontal, y de la deformación longitudinal en dicho alma (ϵ_x).

3.2. ESTUDIOS PREVIOS Y BASES DE DATOS DISPONIBLES.

En el desarrollo de este estudio, hemos considerado dos bases de datos. La primera de ellas no contempla la influencia de solicitaciones axiles en ningún caso y la segunda de ellas ha sido realizada recopilando aquellos ensayos en los que se ha alcanzado el agotamiento por esfuerzo cortante en vigas sin armadura transversal sometidas a solicitaciones axiles de tracción.

Base de datos de Benz, Sherwood y Collins

Fue publicada por Benz, Sherwood y Collins en 2008 y está compuesta por 1848 ensayos en los que se produce la rotura por cortante (9). Son ensayos que fueron publicados entre 1948 y 2006 por la ACI y en *Magazine of Concrete Research*, en *Engineering Structures*, en *Transactions of the Japan Concrete Institute* y en varias tesis doctorales e informes de campañas experimentales. Las reglas generales de selección de ensayos para la realización de la base citada son las siguientes:

- Hormigón armado.
- Secciones rectangulares y con forma de T.
- Sin solicitaciones axiles (tracción o compresión).
- Sin armadura transversal.
- Sin restricciones en el límite elástico de la armadura longitudinal.
- Cargas puntuales y cargas uniformes.
- Vigas simplemente apoyadas y continuas.
- No aparecen ensayos con fallos de anclaje.
- Sin límites geométricos.

Base de datos en los que se considera la influencia de las solicitaciones axiles de tracción

El 3 de Agosto de 1955, el colapso parcial del almacén Wilkins Air Force Depot en Shelby (Ohio) hizo replantear las ecuaciones referentes a cortante existentes en la normativa ACI. Los primeros informes de patología concluyeron que el hormigón se contrajo debido a unas bajas temperaturas lo que produjo unos esfuerzos de tracción que redujeron la capacidad resistente a cortante de la viga colapsada (ver Figura 1).



Figure 1. Collapse of the Wilkins Air Force Base depot at Shelby, Ohio, USA.
Figura 1. Fotografías del colapso del almacén Wilkins Air Force Depot en Shelby (Ohio).

The effect of tensile axial loads on the shear strength of a structural member was studied for the first time in 1957 by Elstner and Hognestad, in research conducted for the Portland Cement Association (PCA).

Their trials reproduced one of the inner portal frames that collapsed at Shelby on a scale of 1:3. Each portal frame tested was suitably loaded at eight points and two point loads were applied to the respective cantilevers as shown in Figure 2.

Like the beams in the depot, the lintels in four of these portal frames were reinforced longitudinally with no transverse reinforcement. The upper longitudinal reinforcement did not extend beyond the zero moment point. In the first two trials, in which no axial load whatsoever was applied, a crack appeared at exactly the end of the longitudinal reinforcement. That crack led to the immediately collapse of the lintel in both trials (10).

On the grounds of the hypothesis that the effects of temperature and shrinkage had contributed to the collapse, the other two trials were conducted by applying tensile stresses of 1.27 and 1.61 MPa on portal frames with the same geometry and reinforcement as in the first two trials. The application of the tensile axial stress lowered the shear capacity by over 1 MPa in both cases.

The results of these tests led to the conclusion that the existence of tensile axial forces on the collapsed section, which was lightly reinforced (with a longitudinal ratio of approximately 0.45 %), could have lowered the shear strength by over 50 %.

These findings were published in 1962 and the conclusions were incorporated into the ACI Code formulas for predicting shear stress on reinforced beams in 1963. The formula proposed has been retained essentially unaltered in U.S. legislation to date.

The basic trials conducted in the interim to research the effect of tensile axial forces on the shear strength of constant section beams without transverse reinforcement are listed below.

- In 1969 Mattock (1) tested shear capacity in structural members under tensile axial loads at the University of Washington to be used as a basis for new American Code, deemed necessary because at the time different formulas were being used for reinforced and prestressed concrete.
- In 1971, Haddadin, Hong and Mattock (2), also at the University of Washington, deduced that the contribution of concrete to shear strength may be regarded as zero if the tensile stress is greater than $0.33 \cdot (f'_c)^{1/2}$. On that occasion, however, very few trials were run (only three on members without transverse reinforcement but with a longitudinal reinforcement ratio sufficient to enable the reinforced concrete section to resist a mean tensile stress of 1.72 MPa) to ascertain the effect of axial stress on shear strength.
- Likewise in 1971, Regan at London Imperial College conducted two test campaigns (3), the first with beams without transverse reinforcement under tensile axial loads. Tensile loads of up to 2.80 MPa were applied in the first cam-

En 1957, las investigaciones de Elstner y Hognestad para la Portland Cement Association (PCA) son las primeras que tuvieron en cuenta la influencia del esfuerzo axial de tracción sobre la resistencia a cortante de un elemento estructural.

Realizaron una campaña de ensayos reproduciendo a escala 1:3 uno de los pórticos interiores colapsados. Cada pórtico ensayado lo cargaron apropiadamente en ocho puntos y los voladizos correspondientes fueron cargados con dos fuerzas puntuales según se muestra en la Figura 2.

ELSTNER Y/AND HOGNESTAD (1957)

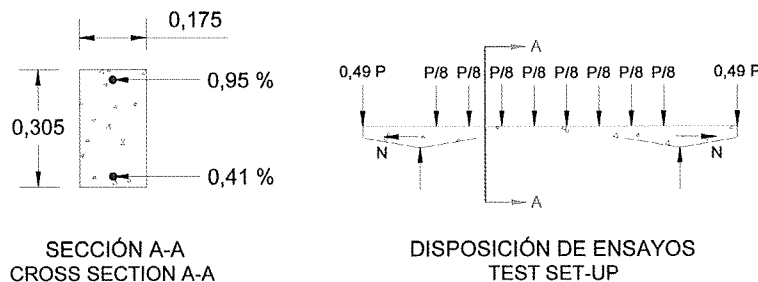


Figura 2. Esquema de la disposición de cargas y tipología de ensayos realizados por Elstner y Hognestad para determinar las causas del colapso del almacén en Shelby (Ohio).

Figure 2. Load set-up and typology of the Elstner and Hognestad trials to determine the causes of collapse of a depot at Shelby, Ohio, USA.

Cuatro dinteles de estos pórticos fueron ensayados sin armadura transversal y armados longitudinalmente tal y como estaban las vigas del almacén. La armadura longitudinal superior acababa exactamente donde el momento era nulo y por tanto, no estaba prolongada más allá de este punto. A los dos primeros ensayos no se les aplicó carga axial alguna y se abrió una fisura exactamente donde la armadura longitudinal desaparecía. En ambos ensayos esta fisura condujo inmediatamente al colapso del dintel (10).

Bajo la hipótesis de que las tracciones debidas a efectos de temperatura y retracción habían contribuido al colapso, los otros dos ensayos se realizaron aplicando tensiones de tracción de 1,27 y 1,61 MPa sobre pórticos que presentaban las mismas condiciones geométricas y de armado que los dos primeros ensayos, anteriormente citados. La aplicación de esfuerzos axiales de tracción redujo la capacidad resistente frente a cortante en más de 1 MPa en ambos casos.

Los resultados de estos ensayos condujeron a la conclusión de que la aplicación de esfuerzos axiales de tracción sobre la sección colapsada, la cual estaba débilmente armada (presentaba una cuantía longitudinal aproximada de 0,45%), pudo reducir la capacidad resistente a cortante en más de un 50%.

Dichos resultados fueron publicados en 1962 y se implementaron en las expresiones para predecir el esfuerzo cortante en vigas armadas del Código ACI desde 1963. La formulación planteada se ha mantenido prácticamente inalterada hasta hoy en día en la normativa americana.

Adicionalmente, los ensayos básicos existentes hasta la fecha con los cuales se investigó desde la década de los 50 la influencia de esfuerzos axiales de tracción sobre la resistencia a cortante en vigas de sección constante sin armadura transversal fueron los siguientes:

- Mattock en 1969 (1), ensayó la capacidad resistente a cortante de elementos estructurales sometidos a esfuerzos axiales en la Universidad de Washington debido a que se estaba redactando la nueva normativa americana y hasta entonces existían diferentes formulaciones para hormigón armado y para hormigón pretensado.
- Haddadin, Hong y Mattock en la Universidad de Washington en 1971 dedujeron (2) que la aportación del hormigón a la resistencia a cortante puede ser considerada nula si la tensión de tracción excede el valor de $0,33 \cdot (f'_c)^{1/2}$. Sin embargo, esta vez se realizaron muy pocos ensayos (sólo tres de ellos se realizaron sobre elementos sin armadura transversal y con una adecuada cuantía armadura longitudinal, que permitiera a la sección de hormigón armado soportar tensiones medias de tracción iguales a 1,72 MPa) en los que se comprobó la influencia de sollicitaciones axiales sobre la resistencia a cortante.
- Regan, en 1971, en el Imperial College de Londres, realizó dos campañas de ensayos (3). La primera se realizó con vigas sin armadura transversal sometidas a tracción. Las tensiones de tracción aplicadas en la primera cam-

paign, prior to the vertical load, in an attempt to reduce the risk of premature bending collapse in the member, for in the test set-up the rectangular section beam used was cantilevered beyond one support. Loading the cantilever vertically would have induced bending in the section near the closest support.

- Sørensen and Løset's (5) scant trials were conducted in 1981 to study shear capacity in the structural elements of a port. Bhide and Collins compared their results to the Modified Compression Field Theory predictions and found similarities, although the experimental values were slightly higher.
- In 1996, Adebar and Collins (4) ran 27 trials on 2 meter span beams with and without transverse reinforcement to calculate the effects of stress on specific members in certain port structures. The device that introduced the desired loads during the trials operated at a constant N/V ratio, maintaining the maximum bending moment on the ends of the beam and a zero moment at mid-span. This entailed the use of only six of the 60 hydraulic jacks with which the University of Toronto's shell element tester was fitted.

3.3. NEED FOR RESEARCH

In short, the following gaps have been identified in the state of present knowledge, which justify the need for further research in this area.

- A fairly small number of trials have been conducted in which tensile axial loads were applied to induce shear failure.
- Specifically, no record was found of trials conducted with high performance concrete, with $f_{ck} > 60$ MPa.
- Very few of these trials reflect the additional effect of section shape or the a/d ratio.
- The formulas recommended in the existing standards do not yield consistent results.

4. EXPERIMENTAL RESEARCH

The experimental trials for the research discussed here were conducted at the INTEMAC Central Laboratory. The specific aim of the experimental campaign was to run trials on a number of linear reinforced concrete members without transverse reinforcement. The longitudinal reinforcement was sized and placed further to standard practice for joists in one-way slabs, with a view to verifying the existing formulas or validating a new formula able to provide a better fit to the results of these new trials.

Prior to undertaking the campaign, a parametric study was conducted of the joist typology that could be tested to shear failure.

The three parameters used to characterise the joists in this preliminary study were the compressive strength values for concrete, f_c , the total depth, d , and the longitudinal reinforcement ratio, ρ . Five levels of tensile axial stress, σ_c , were applied to each type of specimen. In all, ninety tests were considered, i.e., nine joist typologies, differing in reinforcement ratio and size, two types of concrete (conventional and high strength) and five stress levels.

$$f_c \begin{cases} 25MPa \\ 80MPa \end{cases} \quad h \begin{cases} 200mm \\ 250mm \\ 300mm \end{cases} \quad \rho \begin{cases} 0.5\% \\ 1.0\% \\ 1.5\% \end{cases} \quad \sigma_c \begin{cases} 0 \cdot f_{ct,m} \\ 0.175 f_{ct,m} \\ 0.350 f_{ct,m} \\ 0.525 f_{ct,m} \\ 1 \cdot f_{ct,m} \end{cases}$$

The test set-up was similar to the scheme used by Regan in 1971 and Leonhardt, Rostásy, Mac Gregor and Patzak in 1977 in slabs without transverse reinforcement (see Figure 3). This set-up was chosen for essentially two reasons.

- It favours the effect of the axial force on shear capacity more than other possible schemes with high a/d ratios.
- The capacity predictions for the ultimate bending moment are more accurate than for ultimate shear and it is not clear to what extent measures need to be taken to induce shear failure before bending failure. A margin of at least 1.5 is recommended between the ultimate bending moment in the section and the theoretical moment existing in the beam at shear failure and this structural model afforded a wide margin in this respect (11).

paña de ensayos fueron de hasta 2,80 MPa y se aplicaban antes que la carga vertical, en unas condiciones que intentaban reducir el riesgo de colapso prematuro del elemento por momento flector biapoyando la viga de sección rectangular y dejando libre un voladizo, el cual cargado verticalmente induciría un momento a la sección del apoyo más cercano.

- Los escasos ensayos de Sørensen y Løset (5) se realizaron en 1981 para estudiar la capacidad a cortante en elementos estructurales portuarios. Bhide y Collins estudiaron sus resultados y comprobaron que se aproximaban a las predicciones de la Teoría Modificada del Campo de Compresiones, aunque con valores ligeramente altos.
- En 1996, Adebar y Collins (4), con el objeto de calcular los efectos tensionales en elementos singulares de varias estructuras portuarias, realizaron 27 ensayos sobre vigas con y sin armadura transversal de dos metros de luz. El aparato que introducía las cargas deseadas en los ensayos, lo hacía siempre con una relación N/V constante y manteniendo un momento máximo en los extremos de la viga y un momento nulo en el centro del vano de dicha viga. Para ello sólo se utilizaron seis gatos hidráulicos de los 60 que presentaba la máquina (*Shell Element Tester*) de la Universidad de Toronto.

3.3. NECESIDAD DE INVESTIGACIÓN

En resumen, hemos detectado las siguientes lagunas en el estado del conocimiento realizado que justifican la necesidad de profundizar en esta investigación:

- El número de ensayos realizados en los que se aplican solicitaciones axiales de tracción hasta rotura por cortante es reducido.
- Específicamente, no hemos encontrado ensayos realizados con hormigones de altas prestaciones de $f_{ck} > 60\text{MPa}$.
- Pocos de estos ensayos reflejan la influencia adicional de la forma de la sección o la relación a/d .
- Las formulaciones incorporadas en las normas no conducen a resultados coincidentes.

4. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

A continuación, expondremos la investigación experimental cuyos ensayos fueron realizados en el Laboratorio Central de INTEMAC para este estudio. El objetivo específico de la campaña experimental fue la realización de unos ensayos sobre varios elementos lineales de hormigón armado sin armadura transversal, cuya disposición de armadura longitudinal y dimensiones geométricas sean usuales para viguetas de forjado unidireccional en obras de edificación, que validaren la formulación vigente o, en caso contrario, avalaren una nueva formulación que se ajuste mejor a los resultados de los nuevos ensayos.

Previamente a la ejecución de la campaña experimental, realizamos un estudio paramétrico sobre la tipología de las viguetas que podríamos ensayar hasta rotura por esfuerzo cortante.

La caracterización preliminar de las viguetas se realizó teniendo en cuenta los valores indicados de la resistencia a compresión del hormigón f_c , el canto total d y la cuantía geométrica longitudinal ρ . Además, contemplamos cinco niveles de solicitación axial de tracción σ_c por cada tipo de pieza candidata para ensayo. En total contemplamos noventa ensayos, esto es, nueve tipologías de vigueta con distintas cuantías y dimensiones geométricas, dos tipos de hormigones (convencionales y de alta resistencia) y cinco niveles de solicitación.

$$f_c \begin{cases} 25\text{MPa} \\ 80\text{MPa} \end{cases} \quad h \begin{cases} 200\text{mm} \\ 250\text{mm} \\ 300\text{mm} \end{cases} \quad \rho \begin{cases} 0,5\% \\ 1,0\% \\ 1,5\% \end{cases} \quad \sigma_c \begin{cases} 0 \cdot f_{ct,m} \\ 0,175 \cdot f_{ct,m} \\ 0,350 \cdot f_{ct,m} \\ 0,525 \cdot f_{ct,m} \\ 1 \cdot f_{ct,m} \end{cases}$$

Una vez realizada la caracterización de las viguetas de la campaña se pensó en un esquema de disposición de ensayos semejante al usado por Regan en 1971 y al usado por Leonhardt, Rostásy, Mac Gregor y Patzak en 1977 en losas sin armadura transversal (ver Figura 3). Fundamentalmente, fue elegido por dos razones:

- Es una disposición que favorece la influencia del esfuerzo axial sobre la capacidad a cortante frente a otros posibles esquemas con relaciones a/d altas.

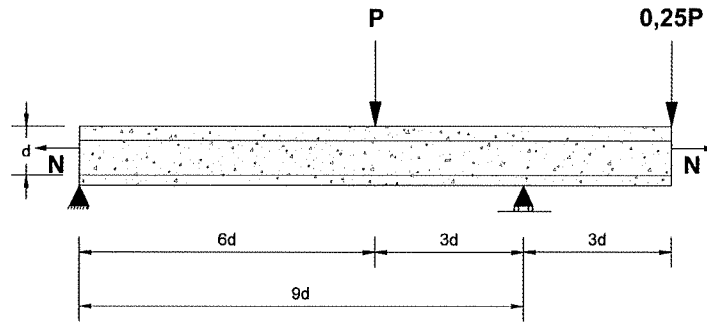


Figure 3. Test set-up
Figura 3. Modelo de ensayo

The first term in the expression recommended in Spanish structural concrete code EHE-08 (see Equation [1]) for calculating the concrete shear limit state in members subject to excessive principal tensile stress in their webs (and deduced by Zsutty from a preliminary dimensional study and regression analysis (12)) was taken as the basis for estimating the shear strength values for the specimens. In the EHE-08 expression adjusted for trial values, that first term was modified by introducing the variable C''_{EHE} to take the effect of the a/d ratio and section shape into consideration (see Equation [6]).

The aforementioned variable was obtained by simple regression analysis run on 804 trials drawn from the Benz, Sherwood and Collins database cited above, which contains a much larger number of trials than the bases used both by Zsutty and the Model Code drafters.

$$\frac{V_{EHE}}{b_0 \cdot d} = C''_{EHE} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho_s \cdot f_{cm})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma'_c \quad [6]$$

where,

$$C''_{EHE} = \left[0.59 \cdot \left(\frac{a}{d}\right)^{-1.06}\right] \cdot \left[\left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{0.30(3-\frac{a}{d})}\right] \text{ if } a/d < 3 \quad [7]$$

$$C''_{EHE} = 0.18 \text{ if } a/d \geq 3 \quad [8]$$

b_f T-section flange thickness (mm).

b_w minimum web thickness (mm) ($b_f/b_w \leq 3$).

After calculating the strength of the ninety specimens, for reasons of resources and viability, in view of the large number of trials involved, fourteen were selected for the experimental campaign, rejecting any in which shear failure could not be assured with a sufficient margin of reliability.

Consequently, the experimental campaign consisted of seven trials on conventional and seven identical trials on high performance concrete specimens (see Table 1). All the specimens were of the same size, while the reinforcement ratio differed in the V8 and V9 series of trials, with values of 1 and 1.5 %, respectively. Ten of the fourteen trials were performed at different levels of tensile axial loads, which were raised to a maximum of 52 % of the mean tensile stress of the concrete used.

- En segundo lugar, las predicciones de capacidad realizadas para momento último tienen mayor precisión que las que se hacen de cortante último y no queda claro en qué medida resulta necesario cubrirse para provocar la rotura por cortante antes que por flexión. Es recomendable mantener un margen de la relación entre el momento último de la sección y el momento teórico que existiera en la viga al producirse la rotura por cortante de, al menos, 1,5 y este es un modelo estructural que nos ofrecía un gran margen de seguridad (11).

Para estimar los valores en los que se produciría el agotamiento a esfuerzo cortante de nuestras piezas, hemos partido de la formulación del primer término de la expresión para calcular el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma indicada por la Instrucción EHE-08 (ver ecuación [1]), la cual fue deducida por Zsutty a partir de un previo análisis dimensional y de un análisis de regresión (12). En este sentido, consideramos necesario incluir la influencia de la relación a/d y de la forma de la sección al menos en la formulación del primer término de la EHE-08 expresado en valores de ensayo, mediante la introducción de la variable C''_{EHE} (ver ecuación [6]).

Dicha variable ha sido obtenida, en definitiva, mediante un procedimiento de ajuste de parámetros mediante varios análisis de regresión simple contemplando 804 ensayos de la base de datos de Benz, Sherwood y Collins, anteriormente indicada. Queremos destacar que es una base de datos con un número de ensayos muy superior a la considerada por Zsutty y a la considerada en la redacción del *Código Modelo*.

$$\frac{V_{EHE}}{b_0 \cdot d} = C_{EHE}'' \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho_s \cdot f_{cm})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_c \quad [6]$$

donde,

$$C_{EHE}'' = \left[0,59 \cdot \left(\frac{a}{d}\right)^{-1,06} \right] \cdot \left[\left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{0,30 \cdot \left(3 - \frac{a}{d}\right)} \right] \text{ si } a/d < 3 \quad [7]$$

$$C_{EHE}'' = 0,18 \text{ si } a/d \geq 3 \quad [8]$$

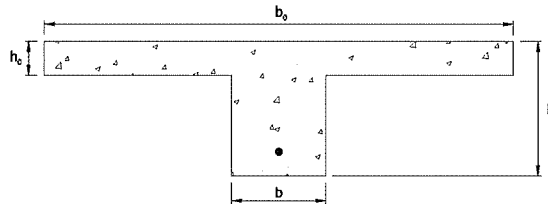
b_f Espesor del ala de la sección transversal en forma de T (mm).

b_w Espesor mínimo del alma (mm) ($b_f/b_w \leq 3$).

Tras determinar la resistencia de cada elemento a ensayar, de los noventa ensayos contemplados, por medios y viabilidad, dado que era un número elevado de ensayos, seleccionamos catorce para nuestra campaña experimental desechando aquellos que no nos ofrecían un margen de seguridad adecuado frente una rotura a cortante.

Por tanto, la campaña experimental constó de siete ensayos realizados con hormigones convencionales y otros siete ensayos gemelos realizados con hormigones de altas prestaciones (ver Tabla 1). Todos ellos presentaban las mismas dimensiones geométricas y los ensayos de la serie V8 y V9 se distinguían por la cuantía de armadura dispuesta, del 1 % y del 1,5%, respectivamente. A diez de los catorce ensayos se les aplicaron distintos niveles de solicitaciones axiales de tracción, los cuales llegaron a alcanzar el 52% de la resistencia media a tracción del hormigón utilizado.

Trial	b	b_0	h	h_0	f_c	ρ	A_s^+	A_s^-	σ_c	M_u^+	M_u^-	V_{EHE}	N	P
	mm	mm	mm	mm	MPa	%	ϕ	ϕ	MPa	kN·m	kN·m	kN	kN	kN
V8-025	700	140	200	50	25	1.0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0· <i>fct</i>	24.70	20.30	52.44	0.00	69.92
V8-080	700	140	200	50	80	1.0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0· <i>fct</i>	30.40	22.30	70.21	0.00	93.61
V8-1	700	140	200	50	25	1.0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0.175· <i>fct</i>	23.90	17.19	50.89	25.14	67.82
V8-2	700	140	200	50	80	1.0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0.175· <i>fct</i>	27.60	17.20	67.08	50.84	89.44
V8-3	700	140	200	50	25	1.0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0.35· <i>fct</i>	23.20	15.14	49.35	50.27	65.80
V8-4	700	140	200	50	80	1.0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0.35· <i>fct</i>	24.70	11.90	63.96	101.68	85.27
V8-025	700	140	200	50	25	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0· <i>fct</i>	33.10	28.90	60.04	0.00	80.06
V8-080	700	140	200	50	80	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0· <i>fct</i>	41.60	30.30	80.39	0.00	107.18
V8-1	700	140	200	50	25	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0.175· <i>fct</i>	43.40	27.50	58.50	25.14	77.99
V8-2	700	140	200	50	80	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0.175· <i>fct</i>	39.50	25.50	77.26	50.84	103.02
V8-3	700	140	200	50	25	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0.35· <i>fct</i>	31.80	25.00	56.95	50.27	75.93
V8-4	700	140	200	50	80	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0.35· <i>fct</i>	37.40	20.60	74.13	101.68	98.85
V8-5	700	140	200	50	25	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0.525· <i>fct</i>	31.10	22.50	55.40	75.41	73.87
V8-6	700	140	200	50	80	1.5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0.525· <i>fct</i>	35.40	15.60	71.01	152.52	94.68



- f_c concrete compressive strength (N/mm²)
- ρ longitudinal reinforcement ratio (%)
- A_s^+ number and diameter of bottom bars (ϕ)
- A_s^- number and diameter of top bars (ϕ)
- σ_c tensile stress applied (% f_{ct})
- M_u^+ ultimate positive bending moment (kN·m)
- M_u^- ultimate negative bending moment (kN·m)
- V_{EHE} ultimate shear under axial load (kN); see Equation [6]
- N tensile axial load applied (kN); see Figure 3
- P predicted failure load assuming axial load (kN); see Figure 3.

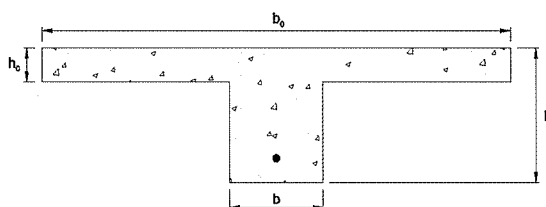
Table 1

Initially, only vertical loads were applied in all the trials (see Figure 3). The tensile axial loads were applied, as appropriate, in each test after vertical loading had generated cracks. These stresses were deemed to be very likely to appear on structural floor joists under service conditions. In the following load increments, the vertical point load was applied at a constant rate through failure, with the same axial loads as in the second increment.

Figure 4 provides an overview of the laboratory and the control and measurement equipment a few moments prior to one of the trials. Table 2 summarises some of the characteristics of the trials conducted in the INTEMAC Central Laboratory.

The collapse of a V9 specimen is depicted in Figure 5 by way of illustration.

Denominación del ensayo	b	b_0	h	h_0	f_c	ρ	A_{s^+}	A_{s^-}	σ_c	M_u^+	M_u^-	V_{EHE}	N	P
	mm	mm	mm	mm	MPa	%	ϕ	ϕ	MPa	kN·m	kN·m	kN	kN	kN
V8-025	700	140	200	50	25	1,0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0·fct	24,70	20,30	52,44	0,00	69,92
V8-080	700	140	200	50	80	1,0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0·fct	30,40	22,30	70,21	0,00	93,61
V8-1	700	140	200	50	25	1,0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0,175·fct	23,90	17,19	50,89	25,14	67,82
V8-2	700	140	200	50	80	1,0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0,175·fct	27,60	17,20	67,08	50,84	89,44
V8-3	700	140	200	50	25	1,0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0,35·fct	23,20	15,14	49,35	50,27	65,80
V8-4	700	140	200	50	80	1,0	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0,35·fct	24,70	11,90	63,96	101,68	85,27
V8-025	700	140	200	50	25	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0·fct	33,10	28,90	60,04	0,00	80,06
V8-080	700	140	200	50	80	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0·fct	41,60	30,30	80-39	0,00	107,18
V8-1	700	140	200	50	25	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0,175·fct	43,40	27,50	58,50	25,14	77,99
V8-2	700	140	200	50	80	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0,175·fct	39,50	25,50	77,26	50,84	103,02
V8-3	700	140	200	50	25	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0,35·fct	31,80	25,00	56,95	50,27	75,93
V8-4	700	140	200	50	80	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0,35·fct	37,40	20,60	74,13	101,68	98,85
V8-5	700	140	200	50	25	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0,525·fct	31,10	22,50	55,40	75,41	73,87
V8-6	700	140	200	50	80	1,5	3 ϕ 12	3 ϕ 12	0,525·fct	35,40	15,60	71,01	152,52	94,68



- f_c Resistencia a compresión del hormigón (N/mm²).
- ρ Cuantía geométrica de armadura longitudinal (%).
- A_{s^+} Número y diámetro de redondos en fibra inferior (ϕ).
- A_{s^-} Número y diámetro de redondos en fibra superior (ϕ).
- σ_c Tensión de tracción aplicada (% f_{ct}).
- M_u^+ Momento resistente último positivo (kN·m).
- M_u^- Momento resistente último negativo (kN·m).
- V_{EHE} Cortante último con carga axil aplicada (kN). Ver ecuación [6].
- N Axil de tracción aplicado (kN). Ver Figura 3.
- P Carga de rotura prevista con carga axil aplicada (kN). Ver Figura 3.

Tabla 1

La puesta en carga de todos los ensayos comenzaba con la aplicación exclusiva de las cargas verticales (ver Figura 3). Las solicitaciones axiles de tracción, en su caso, se aplicaban una vez alcanzado en cada ensayo el momento de fisuración actuando únicamente las cargas verticales. Consideramos que es bastante probable que dichas solicitaciones aparecieran sobre estas viguetas de forjado en situación de servicio. En los escalones de carga siguientes de cada ensayo, mantuvimos una velocidad de aplicación de carga puntual vertical constante con la misma solicitación axil del segundo escalón hasta rotura.

En la Figura 4 mostramos una vista general del Laboratorio, unos instantes previos a la realización de uno de los ensayos de esta investigación experimental en la que se indican los equipos de control y medida y en la Tabla 2 se resumen algunas características de los ensayos llevados finalmente a cabo en el Laboratorio Central de INTEMAC.

Asimismo, a modo de ejemplo, mostramos el colapso de las piezas de la serie V9 en la Figura 5.

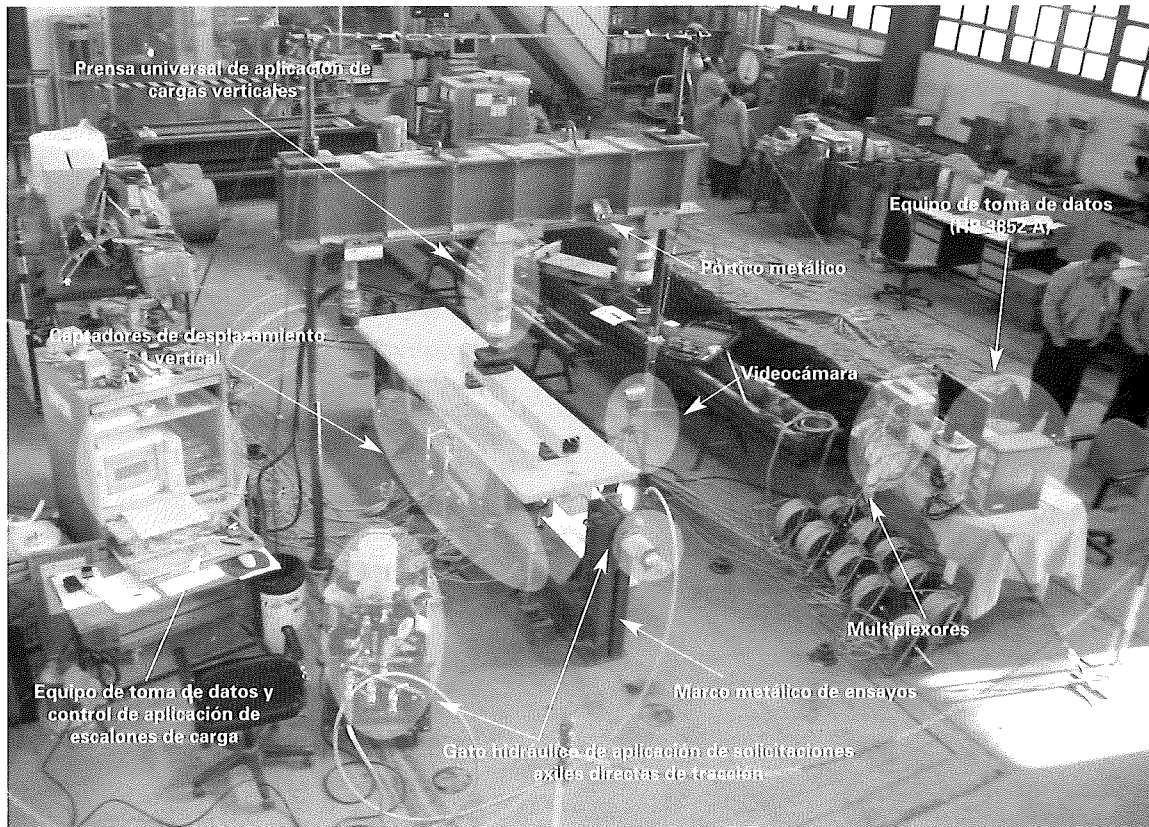


Figure 4. Overview of equipment and instruments and test set-up at the INTEMAC Central Laboratory

Trial	b_0 (mm)	h (mm)	h_0 (mm)	b (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_s (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	$N_{tracción}$ (kN)	% f_{ct}	P_{total} (kN)	V_c (kN)	V_u (kN)
V8-025	700	200	50	140	164	1.0	33.6	3.4	189000	27096	0.00	0.00	85.68	35.94	52.74
V8-080	700	200	50	140	164	1.0	75.0	4.9	189000	35334	0.00	0.00	122.20	33.60	74.65
V8-1	700	200	50	140	164	1.0	35.5	4.1	190500	30500	29.81	12.38	93.40	39.00	57.37
V8-2	700	200	50	140	164	1.0	82.1	5.7	190500	42000	50.84	15.80	124.00	31.92	75.73
V8-3	700	200	50	140	164	1.0	33.6	3.4	189000	27096	50.30	26.21	73.00	31.92	45.13
V8-4	700	200	50	140	164	1.0	75.0	4.9	189000	35334	101.68	37.14	82.64	33.60	50.91
V9-025	700	200	50	140	164	1.5	32.9	3.8	189000	27500	0.00	0.00	135.60	36.00	82.69
V9-080	700	200	50	140	164	1.5	76.6	4.5	189000	37250	0.00	0.00	132.60	45.60	80.89
V9-1	700	200	50	140	164	1.5	31.3	3.7	190500	29000	27.21	13.21	112.70	43.08	68.94
V9-2	700	200	50	140	164	1.5	73.8	5.0	190500	41500	46.70	16.71	117.70	41.25	71.95
V9-3	700	200	50	140	164	1.5	35.5	4.1	190500	30500	59.61	24.75	85.83	38.82	52.83
V9-4	700	200	50	140	164	1.5	73.8	5.0	190500	41500	109.89	39.33	68.50	35.40	42.43
V9-5	700	200	50	140	164	1.5	32.9	3.8	189000	27500	108.58	50.62	94.60	42.60	58.09
V9-6	700	200	50	140	164	1.5	82.1	5.7	190500	42000	154.11	47.89	85.50	39.30	52.63

- t time lapsing between the casting date and the date of the trial (days)
 b web width (mm)
 b_0 flange width (mm)
 h total depth (mm)
 h_0 flange depth (mm)
 f_{ct} mean tensile failure load for the concrete on the date of the trial (N/mm²)
 f_c mean compressive failure load for the concrete on the date of the trial (N/mm²)
 ρ longitudinal reinforcement ratio (%)
 E_s modulus of elasticity of reinforcing steel (N/mm²).
 E_c concrete modulus of elasticity (N/mm²)
 $N_{tracción}$ tensile axial load applied (kN)
% f_{ct} tensile axial load applied in the test expressed in terms of the mean tensile failure load f_{ct} (%)
 P_{total} vertical load applied by the test frame (kN)
 V_c shear cracking force (kN)
 V_u ultimate shear (kN).

Table 2

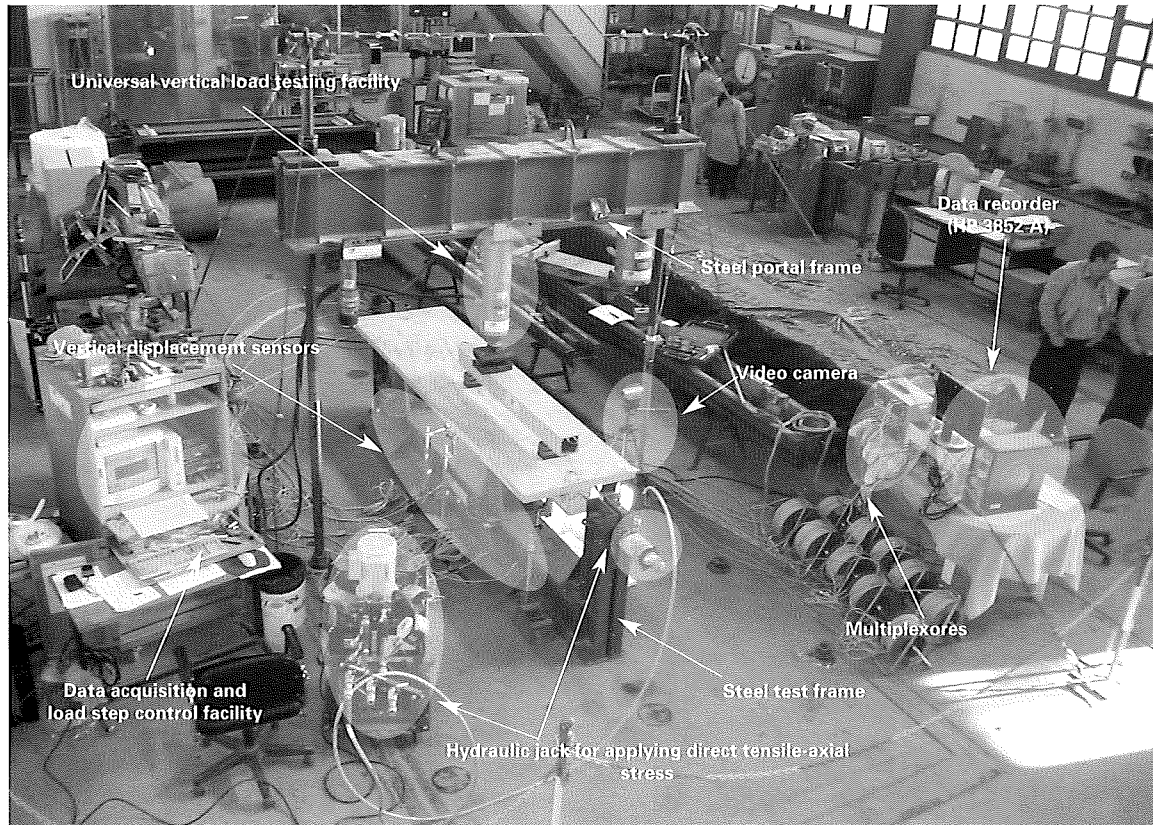
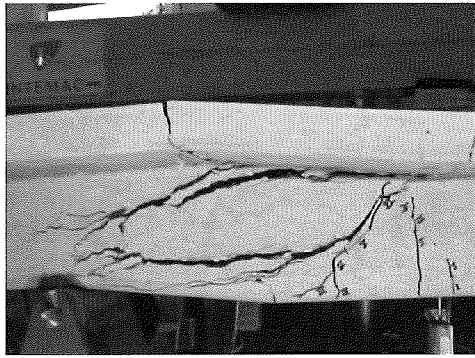


Figura 4. Vista general de los equipos, instrumentación y disposición de uno de los ensayos en el Laboratorio Central de INTEMAC

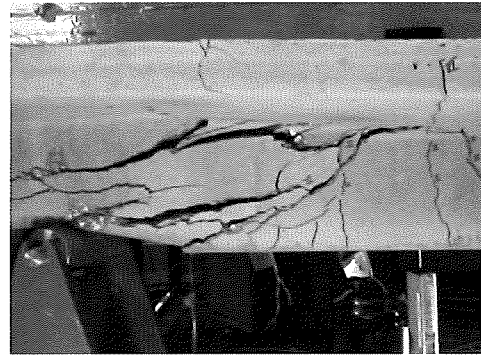
Ensayo	b_0 (mm)	h (mm)	h_0 (mm)	b (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_s (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	$N_{tracción}$ (kN)	% f_{ct}	P_{total} (kN)	V_c (kN)	V_u (kN)
V8-025	700	200	50	140	164	1,0	33,6	3,4	189000	27096	0,00	0,00	85,68	35,94	52,74
V8-080	700	200	50	140	164	1,0	75,0	4,9	189000	35334	0,00	0,00	122,20	33,60	74,65
V8-1	700	200	50	140	164	1,0	35,5	4,1	190500	30500	29,81	12,38	93,40	39,00	57,37
V8-2	700	200	50	140	164	1,0	82,1	5,7	190500	42000	50,84	15,80	124,00	31,92	75,73
V8-3	700	200	50	140	164	1,0	33,6	3,4	189000	27096	50,30	26,21	73,00	31,92	45,13
V8-4	700	200	50	140	164	1,0	75,0	4,9	189000	35334	101,68	37,14	82,64	33,60	50,91
V9-025	700	200	50	140	164	1,5	32,9	3,8	189000	27500	0,00	0,00	135,60	36,00	82,69
V9-080	700	200	50	140	164	1,5	76,6	4,5	189000	37250	0,00	0,00	132,60	45,60	80,89
V9-1	700	200	50	140	164	1,5	31,3	3,7	190500	29000	27,21	13,21	112,70	43,08	68,94
V9-2	700	200	50	140	164	1,5	73,8	5,0	190500	41500	46,70	16,71	117,70	41,25	71,95
V9-3	700	200	50	140	164	1,5	35,5	4,1	190500	30500	59,61	24,75	85,83	38,82	52,83
V9-4	700	200	50	140	164	1,5	73,8	5,0	190500	41500	109,89	39,33	68,50	35,40	42,43
V9-5	700	200	50	140	164	1,5	32,9	3,8	189000	27500	108,58	50,62	94,60	42,60	58,09
V9-6	700	200	50	140	164	1,5	82,1	5,7	190500	42000	154,11	47,89	85,50	39,30	52,63

- t Intervalo de tiempo entre la fecha de hormigonado y la fecha de realización de ensayo (días).
 b Ancho del alma (mm).
 b_0 Ancho del ala (mm).
 h Canto total (mm).
 h_0 Canto del ala (mm).
 f_{ct} Tensión media de rotura a tracción del hormigón en la fecha de realización de ensayo (N/mm²).
 f_c Tensión media de rotura a compresión del hormigón en la fecha de realización de ensayo (N/mm²).
 ρ Cuantía geométrica de armadura longitudinal (%).
 E_s Módulo de elasticidad del acero de la armadura (N/mm²).
 E_c Módulo de elasticidad del hormigón (N/mm²).
 $N_{tracción}$ Solicitación axil aplicada en el ensayo (kN).
% f_{ct} Tensión axil aplicada en el ensayo expresada en función de la tensión media de rotura a tracción f_{ct} (%).
 P_{total} Carga vertical aplicada por la prensa en el ensayo (kN).
 V_c Esfuerzo de fisuración por cortante (kN).
 V_u Cortante último de rotura (kN).

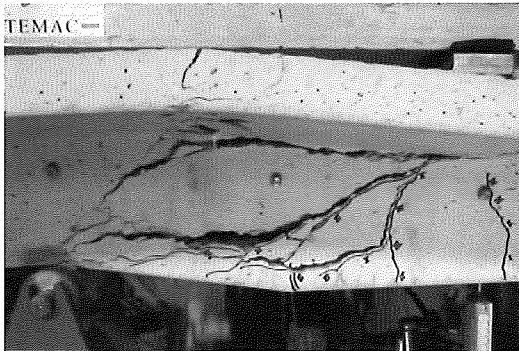
Tabla 2



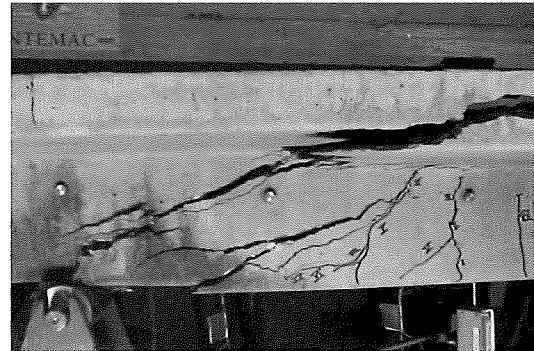
V9-025



V9-080



V9-1



V9-2

Figure 5 . V9 specimen collapse (I)
 Figura 5. Colapso de las piezas V9 (I)

5. ANALYSIS OF RESULTS

5.1 INTRODUCTION

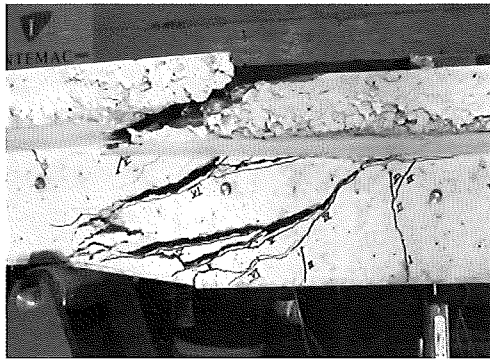
A number of the features of the numerical models were analysed critically based on the experimental data for 41 of the trials compiled from the literature that involved specimens under tensile axial loads as well as the trials from the present campaign (see Table 3). The model results were then compared to the experimental findings.

5.2. NUMERICAL MODELS SELECTED AND RESULTS

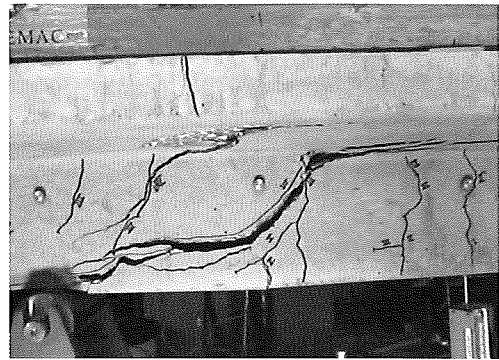
The numerical models considered in this study were deduced from the expressions set out in Spanish structural concrete Code EHE-08 and ACI Code 318-08 (see Item 3.1) and used to calculate the shear strength of a joist without transverse reinforcement. The safety factors were eliminated from the initial expressions to adjust for test values. A similar exercise was performed with the Modified Compression Field Theory (MCFT).

These models were adjusted to take the effect of the a/d ratio and the section shape into consideration. The expressions deduced from Spanish structural concrete Code EHE-08 are set out in Section 4 (see Equation [6]), while the expressions deduced from ACI 318-08, obtained by applying the same adjustment as in the Spanish code, are shown below.

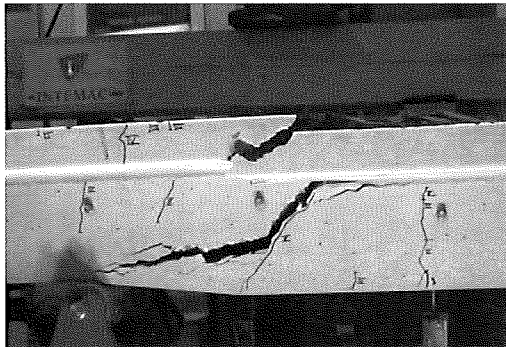
$$\frac{V_{ACI}}{b_0 \cdot d} = C''_{ACI} \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot \left(1 + 0.288 \cdot \frac{N}{A_g} \right) \quad [9]$$



V9-3



V9-4



V9-5



V9-6

Figura 5. Colapso de las piezas V9 (II)
Figure 5 . V9 specimen collapse (II)

5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

5.1. INTRODUCCIÓN.

Considerando la base de datos experimentales compuesta por los 41 ensayos recopilados de la bibliografía consultada que incluyen elementos solicitados a tracción axial, anteriormente expuesta, así como por los ensayos de nuestra campaña experimental (ver Tabla 3) hemos procedido a realizar un análisis crítico de varios aspectos referentes a los modelos de cálculo para, a continuación, realizar un análisis de contraste entre los resultados obtenidos por la aplicación de estos modelos y los obtenidos de dicha base experimental de datos.

5.2. MODELOS DE CÁLCULO SELECCIONADOS Y RESULTADOS DE SU APLICACIÓN.

Los modelos de cálculo considerados en este estudio han sido deducidos de las expresiones de la Instrucción EHE-08 y del Código ACI 318-08 (ver Subapartado 3.1.), a partir de las cuales se obtiene el esfuerzo cortante de agotamiento de una vigueta sin armadura transversal sometida a sollicitaciones axiales de tracción, de las que hemos eliminado los coeficientes de seguridad para referirlas a valores de ensayo. Asimismo, hemos contemplado los resultados obtenidos de aplicar la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT).

Dichos modelos tienen en cuenta la influencia de la relación a/d y la forma de la sección. En concreto, las expresiones del modelo de cálculo deducido a partir de la EHE-08 pueden ser consultadas en el Apartado 4 (ver ecuación [6]) y las expresiones del modelo deducido a partir de la ACI 318-08 son las siguientes, obtenidas de aplicar el mismo procedimiento de ajuste realizado con las expresiones de la Instrucción española:

$$\frac{V_{ACI}}{b_0 \cdot d} = C_{ACI} \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \left(1 + 0,288 \cdot \frac{N}{A_g} \right) \quad [9]$$

where,

$$C''_{ACI} = \left[4.52 \cdot \left(\frac{a}{d} \right)^{-1.37} \right] \cdot \left[\left(\frac{b_f}{b_w} \right)^{0.25 \cdot \left(3 - \frac{a}{d} \right)} \right] \text{ if } a/d < 3 \quad [10]$$

$$C''_{ACI} = 1.00 \text{ if } a/d \geq 3 \quad [11]$$

The results of applying these models (Spanish numerical model, V_{EHE} , and American numerical model, V_{ACI}) to estimate shear capacity under the conditions in place in the experimental trials conducted at the INTEMAC Central Laboratory and in the trials compiled from the literature, along with the results of applying MCFT, are given in Table 3, in which the notation is the same as in Table 2 above.

Author	Date	Trial	V_e (kN)	V_{EHE} (kN)	V_{ACI} (kN)	V_{MCFT} (kN)	b (mm)	h (mm)	h_0 (mm)	b_0 (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	% f_{ct}	a/d
Elstner and Hognestad	1957	9	19.68	32.10	21.37	9.30				305						
Elstner and Hognestad	1957	10	24.13	32.83	24.28	11.40				305						
Mattock	1969	4	44.48	47.44	36.72	48.50				305						
Mattock	1969	5	33.36	39.09	21.67	45.00				305						
Mattock	1969	11	42.26	34.29	15.92	39.10				305						
Mattock	1969	16	28.02	35.36	25.34	23.20				305						
Mattock	1969	19	40.03	40.12	23.15	39.30				305						
Mattock	1969	20	57.83	56.59	37.41	53.10				305						
Mattock	1969	21	56.93	53.50	28.92	50.70				305						
Mattock	1969	23	42.26	40.12	23.15	44.10				305						
Mattock	1969	25	51.15	43.98	24.18	55.10				305						
Mattock	1969	26	42.26	40.69	17.65	56.50				305						
Mattock	1969	29	66.72	58.56	39.26	75.60				305						
Haddadin et al.	1971	A1T	122.55	100.10	45.05	106.00	609.6	469.9	101.6	177.8	381	3.78	27.9	2.2	62.33	2.50
Haddadin et al.	1971	C1T	120.21	101.77	46.01	99.10	609.6	469.9	101.6	177.8	381	3.78	29.1	2.3	60.60	3.38
Regan	1971	N3	42.00	39.01	11.00	54.70				305						
Regan	1971	N4	42.00	43.88	19.77	56.20				305						
Regan	1971	N5	48.00	46.56	27.27	57.20				305						
Regan	1971	N6	50.00	45.65	24.80	56.00				305						
Regan	1971	N7	45.00	39.30	8.67	55.30				305						
Regan	1971	N9	42.00	42.69	20.16	53.90				305						
Regan	1971	N11	37.00	38.26	23.61	43.60				305						
Regan	1971	N12	48.00	43.59	30.18	44.40				305						
Regan	1971	N13	50.00	44.03	29.47	46.90				305						
Regan	1971	N14	52.00	48.00	32.50	60.30				305						
Regan	1971	N15	50.00	52.18	38.44	62.20				305						
Regan	1971	N18	45.00	46.04	26.88	44.90				305						
Regan	1971	N19	40.00	42.17	20.73	41.60				305						
Regan	1971	N20	42.00	53.70	32.80	47.80				305						
Regan	1971	N21	40.00	34.08	18.47	31.40				305						
Regan	1971	N24	37.00	40.58	22.91	38.10				305						
Sorensen and Loset	1981	T4	94.00	129.87	0.00	84.50				300						
Sorensen and Loset	1981	T5	81.90	115.17	0.00	76.00				300						
Sorensen and Loset	1981	T6	126.50	143.47	0.00	101.20				300						
Adebar and Collins	1999	ST9	69.90	82.62	9.14	126.60				310						
Adebar and Collins	1999	ST10	65.60	49.61	0.00	117.70				310						
Adebar and Collins	1999	ST11	48.50	15.87	0.00	109.30				310						
Adebar and Collins	1999	ST12	47.10	0.00	0.00	49.10				310						
Adebar and Collins	1999	ST13	65.60	0.00	0.00	77.70				310						
Adebar and Collins	1999	ST25	82.00	94.47	49.36	96.00				310						
Adebar and Collins	1999	ST26	59.90	84.31	23.74	86.40				310						
Fernández and González	2011	V8-1	57.37	62.48	49.95	48.90	700	200	50	140	164	1.00	35.5	4.1	12.38	1.99
Fernández and González	2011	V8-2	75.73	73.53	60.74	55.50	700	200	50	140	164	1.00	82.1	5.7	15.80	2.00
Fernández and González	2011	V8-3	45.13	60.06	42.55	39.30	700	200	50	140	164	1.00	33.5	3.4	26.21	1.97
Fernández and González	2011	V8-4	50.91	70.42	39.27	43.30	700	200	50	140	164	1.00	75.0	4.9	37.14	1.98
Fernández and González	2011	V9-1	68.94	68.91	47.63	47.30	700	200	50	140	164	1.51	31.3	3.7	13.21	1.99
Fernández and González	2011	V9-2	71.95	84.87	62.49	64.10	700	200	50	140	164	1.51	73.8	5.0	16.71	1.99
Fernández and González	2011	V9-3	52.83	69.97	40.92	57.60	700	200	50	140	164	1.51	35.5	4.1	24.75	1.80
Fernández and González	2011	V9-4	42.43	81.01	35.80	50.06	700	200	50	140	164	1.51	73.8	5.0	39.33	1.97
Fernández and González	2011	V9-5	58.09	65.13	25.10	42.90	700	200	50	140	164	1.51	32.9	3.8	50.62	1.99
Fernández and González	2011	V9-6	52.63	78.31	17.13	59.40	700	200	50	140	164	1.51	82.1	5.7	47.89	1.98

Table 3

donde,

$$C_{ACI}'' = \left[4,52 \cdot \left(\frac{a}{d} \right)^{-1,37} \right] \cdot \left[\left(\frac{b_f}{b_w} \right)^{0,25 \left(3 - \frac{a}{d} \right)} \right] \text{ si } a/d < 3 \quad [10]$$

$$C_{ACI}'' = 1,00 \text{ si } a/d \geq 3 \quad [11]$$

Los resultados de aplicar dichos modelos (modelo de cálculo español, V_{EHE} , y modelo de cálculo americano, V_{ACI}) para estimar las capacidades frente a esfuerzo cortante de los ensayos de la campaña experimental realizada en el Laboratorio Central de INTEMAC y de los ensayos recopilados en la bibliografía consultada, así como los resultados de aplicar la MCFT, se pueden consultar en la Tabla 3, cuya notación es idéntica a la de la Tabla 2, anteriormente expuesta.

Autor	Fecha	Ensayo	V_u (kN)	V_{EHE} (kN)	V_{ACI} (kN)	V_{MCFT} (kN)	b (mm)	h (mm)	h_o (mm)	b_o (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	f_{cr} (MPa)	% f_{cr}	a/d
Elstner y Hognestad	1957	9	19,68	32,10	21,37	9,30		305		175	284	0,41	22,5	1,8	67,34	3,69
Elstner y Hognestad	1957	10	24,13	32,83	24,28	11,40		305		175	284	0,41	20,7	1,6	56,15	3,69
Mattock	1969	4	44,48	47,44	36,72	48,50		305		152	254	1,03	46,2	3,4	16,05	3,00
Mattock	1969	5	33,36	39,09	21,67	45,00		305		152	254	2,07	16,1	1,2	32,41	3,00
Mattock	1969	11	42,26	34,29	15,92	39,10		305		152	254	3,10	15,2	1,1	71,16	3,00
Mattock	1969	16	28,02	35,36	25,34	23,20		305		152	254	1,03	30,3	2,4	35,33	5,40
Mattock	1969	19	40,03	40,12	23,15	39,30		305		152	254	2,07	18,5	1,4	29,55	5,40
Mattock	1969	20	57,83	56,59	37,41	53,10		305		152	254	2,07	48,3	3,5	15,58	5,40
Mattock	1969	21	56,93	53,50	28,92	50,70		305		152	254	2,07	50,5	3,7	31,96	5,40
Mattock	1969	23	42,26	40,12	23,15	44,10		305		152	254	3,10	18,5	1,4	29,55	5,40
Mattock	1969	25	51,15	43,98	24,18	55,10		305		152	254	3,10	27,6	2,2	37,59	5,40
Mattock	1969	26	42,26	40,69	17,65	58,50		305		152	254	3,10	28,8	2,3	61,02	5,40
Mattock	1969	29	66,72	58,56	39,26	75,60		305		152	254	3,10	53,2	3,8	14,61	5,40
Haddadin et al.	1971	A1T	122,55	100,10	45,05	106,00	609,6	469,9	101,6	177,8	381	3,78	27,9	2,2	62,33	2,50
Haddadin et al.	1971	C1T	120,21	101,77	46,01	99,10	609,6	469,9	101,6	177,8	381	3,78	29,1	2,3	60,60	3,38
Regan	1971	N3	42,00	39,01	11,00	54,70		305		152	272	1,46	32,5	2,5	84,77	2,80
Regan	1971	N4	42,00	43,88	19,77	56,20		305		152	272	1,46	34,0	2,6	61,62	2,80
Regan	1971	N5	48,00	46,56	27,27	57,20		305		152	272	1,46	31,6	2,5	43,02	2,80
Regan	1971	N6	50,00	45,65	24,80	56,00		305		152	272	1,46	32,4	2,5	49,53	2,80
Regan	1971	N7	45,00	39,30	8,67	55,30		305		152	272	1,46	35,4	2,7	86,57	2,80
Regan	1971	N9	42,00	42,69	20,16	53,90		305		152	272	1,46	30,7	2,4	62,22	2,80
Regan	1971	N11	37,00	38,26	23,61	43,60		305		152	272	0,97	33,0	2,6	52,49	2,80
Regan	1971	N12	48,00	43,59	30,18	44,40		305		152	272	1,46	28,0	2,2	23,50	5,61
Regan	1971	N13	50,00	44,03	29,47	46,90		305		152	272	1,46	31,2	2,4	28,93	5,61
Regan	1971	N14	52,00	49,00	32,50	60,30		305		152	272	1,46	31,2	2,4	28,93	2,80
Regan	1971	N15	50,00	52,18	38,44	62,20		305		152	272	1,46	32,1	2,5	14,19	2,80
Regan	1971	N18	45,00	46,04	26,88	44,90		305		152	272	1,46	30,7	2,4	43,86	2,80
Regan	1971	N19	40,00	42,17	20,73	41,60		305		152	272	1,46	28,8	2,3	61,38	2,80
Regan	1971	N20	42,00	53,70	32,80	47,80		305		152	272	1,46	45,7	3,4	33,64	2,80
Regan	1971	N21	40,00	34,08	18,47	31,40		305		152	272	1,46	14,5	1,0	72,31	2,80
Regan	1971	N24	37,00	40,58	22,91	38,10		305		152	272	1,46	22,3	1,8	54,27	2,80
Sorensen y Loset	1981	T4	94,00	129,87	0,00	84,50		300		200	262	1,80	53,0	3,8	128,75	1,50
Sorensen y Loset	1981	T5	81,90	115,17	0,00	76,00		300		200	262	1,80	53,0	3,8	172,93	1,50
Sorensen y Loset	1981	T6	126,50	143,47	0,00	101,20		300		200	262	1,80	53,0	3,8	87,88	1,50
Adebar y Collins	1999	ST9	69,90	82,62	9,14	126,60		310		290	278	1,95	46,2	3,4	80,52	3,60
Adebar y Collins	1999	ST10	65,60	49,61	0,00	117,70		310		290	278	1,95	46,2	3,4	151,19	3,60
Adebar y Collins	1999	ST11	48,50	15,87	0,00	109,30		310		290	278	1,95	46,2	3,4	223,42	3,60
Adebar y Collins	1999	ST12	47,10	0,00	0,00	49,10		310		290	278	1,95	46,2	3,4	433,90	3,60
Adebar y Collins	1999	ST13	65,60	0,00	0,00	77,70		310		290	278	1,95	51,5	3,7	281,27	3,60
Adebar y Collins	1999	ST25	82,00	94,47	49,36	96,00		310		290	278	1,00	58,9	4,1	40,30	3,60
Adebar y Collins	1999	ST26	59,90	84,31	23,74	86,40		310		290	278	1,00	58,9	4,1	58,79	3,60
Fernández y González	2011	V8-1	57,37	62,48	49,95	48,90	700	200	50	140	164	1,00	35,5	4,1	12,38	1,99
Fernández y González	2011	V8-2	75,73	73,53	60,74	55,50	700	200	50	140	164	1,00	82,1	5,7	15,80	2,00
Fernández y González	2011	V8-3	45,13	60,06	42,55	39,30	700	200	50	140	164	1,00	33,6	3,4	26,21	1,97
Fernández y González	2011	V8-4	50,91	70,42	39,27	43,30	700	200	50	140	164	1,00	75,0	4,9	37,14	1,98
Fernández y González	2011	V9-1	68,94	68,91	47,63	47,30	700	200	50	140	164	1,51	31,3	3,7	13,21	1,99
Fernández y González	2011	V9-2	71,95	84,87	62,49	64,10	700	200	50	140	164	1,51	73,8	5,0	16,71	1,99
Fernández y González	2011	V9-3	52,83	69,97	40,92	57,60	700	200	50	140	164	1,51	35,5	4,1	24,75	1,80
Fernández y González	2011	V9-4	42,43	81,01	35,80	50,06	700	200	50	140	164	1,51	73,8	5,0	39,33	1,97
Fernández y González	2011	V9-5	58,09	65,13	25,10	42,90	700	200	50	140	164	1,51	32,9	3,8	50,62	1,99
Fernández y González	2011	V9-6	52,63	78,31	17,13	59,40	700	200	50	140	164	1,51	82,1	5,7	47,89	1,98

Tabla 3

5.3. QUALITATIVE ANALYSIS OF NUMERICAL MODELS

Four features of the numerical models studied should be reconsidered:

- These models recommend extreme values for the predictive variables for reasons of safety due to the paucity of experimental data. These values should be revised on the grounds of the updated experimental data.
- The mean tensile axial stress is calculated for the gross area of the section analysed. This variable was included for computing shear in specimens under compressive axial loads. In the present authors' opinion, the value of the tensile shear stress in the concrete should be estimated for the effective rather than the gross area of the cross-section.
- Moreover, numerical models should establish an upper limit for the tensile axial force applied so that when the ultimate pure tensile strength is reached the section is regarded to be collapsed and therefore its shear capacity is zero.
- The effect of parameters such as the a/d ratio or section shape may be relevant to assessing the strength of the member and should consequently be incorporated into these models.

5.4. COMPARISON OF THE MODELS TO THE EXPERIMENTAL FINDINGS

Figure 6 shows three graphs that compare the values obtained with the formulas deduced from EHE-08, ACI 318-08 and MCFT (V_{calc} on the y axis) to the real capacities found for each trial (V_{exp} on the x axis) and listed in Table 3. The statistical parameters for each model are also shown, taking all the tests in Table 3 as well as the data subsets for conventional ($f_c < 60$ MPa) and high performance ($f_c \geq 60$ MPa) concretes, where:

σ	standard deviation for V_{calc} / V_{exp} in the data subset
μ	sample mean for V_{calc} / V_{exp} in the data subset
n	number of trials in the data subset
CoVar.	(Pearson) coefficient of variation
Relative error	$\sum(V_{calc} - V_{exp} \cdot 100 / V_{exp}) / n$.

5.3. ANÁLISIS CRÍTICO CUALITATIVO DE LOS MODELOS DE CÁLCULO

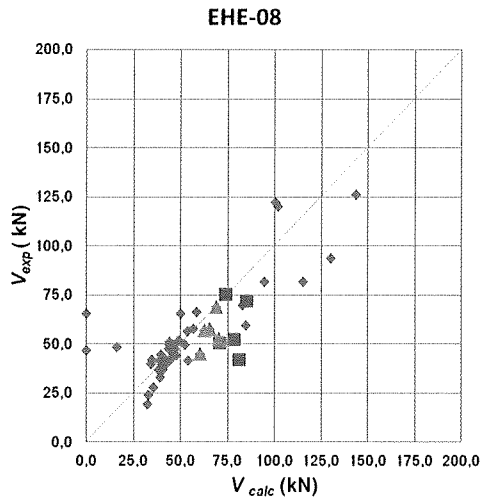
Destacaremos cuatro aspectos que deberían ser reconsiderados en los modelos de cálculo contemplados:

- Los modelos establecen recomendaciones de valores límite en las variables predictoras por escasez de evidencias experimentales y para garantizar valores prudentes y seguros. Dichos aspectos deberían ser revisados con bases de datos experimentales actualizadas.
- La tensión axial media se calcula sobre el área bruta de la sección analizada. La inclusión de esta variable se realizó para elementos sometidos a solicitaciones axiales de compresión por lo que, en nuestra opinión, consideramos que el valor de la tensión axial de tracción en el hormigón debe ser estimado frente al área homogeneizada de la sección y no frente a la sección bruta.
- Asimismo, los modelos de cálculo deberían implementar una limitación superior para las solicitaciones axiales de tracción aplicadas de modo que cuando se alcanzara la capacidad última de tracción centrada, se considere que la sección está agotada y, por tanto, la capacidad a cortante sea nula.
- La influencia de parámetros tales como la relación a/d o la forma de la sección, puede llegar a ser relevante en la evaluación de la capacidad resistente del elemento.

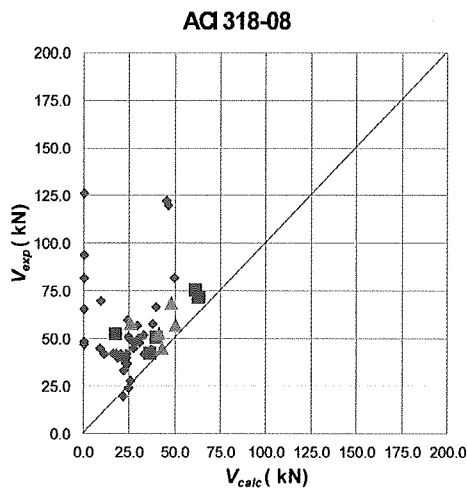
5.4. ANÁLISIS DE CONTRASTE DE LOS MODELOS CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

En la Figura 6 se muestran tres gráficos en los que se comparan únicamente los valores obtenidos con la formulación deducida de la EHE-08, ACI 318-08 y MCFT (V_{calc} , según el eje de ordenadas) con los valores de las capacidades reales de cada ensayo (V_{exp} , según el eje de abscisas), los cuales ya fueron expuestos en la Tabla 3. Asimismo, se indican los resultados estadísticos de cada modelo considerando todos los ensayos de la Tabla 3, así como los subconjuntos de datos con hormigones convencionales ($f_c < 60$ MPa) y con hormigones de altas prestaciones ($f_c \geq 60$ MPa), donde:

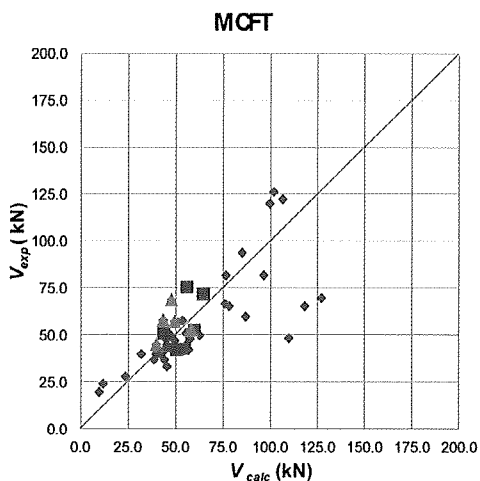
σ	Desviación estándar del parámetro V_{calc} / V_{exp} del subconjunto de datos.
μ	Media muestral del parámetro V_{calc} / V_{exp} del subconjunto de datos.
n	Número de ensayos del subconjunto de datos.
C.variación	Coeficiente de variación (de Pearson).
Error relativo	$\sum (V_{calc} - V_{exp} \cdot 100 / V_{exp}) / n$.



EHE-08	σ	0.33
	n	51
	μ	1.04
	CoVar.	0.32
	Relative error (%)	21.98
$f_c < 60$ MPa	σ	0.31
	n	46
	μ	1.00
	CoVar.	0.31
	Relative error (%)	20.04
$f_c \geq 60$ MPa	σ	0.35
	n	5
	μ	1.39
	CoVar.	0.25
	Relative error (%)	39.80



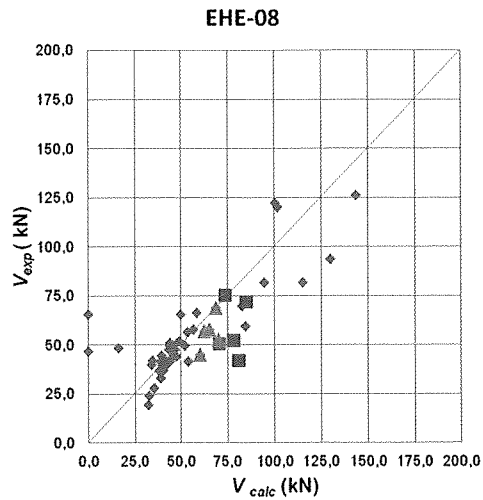
ACI318-08	σ	0.29
	n	51
	μ	0.52
	CoVar.	0.56
	Relative error (%)	48.39
$f_c < 60$ MPa	σ	0.29
	n	46
	μ	0.50
	CoVar.	0.58
	Relative error (%)	50.63
$f_c \geq 60$ MPa	σ	0.22
	n	5
	μ	0.72
	CoVar.	0.31
	Relative error (%)	27.78



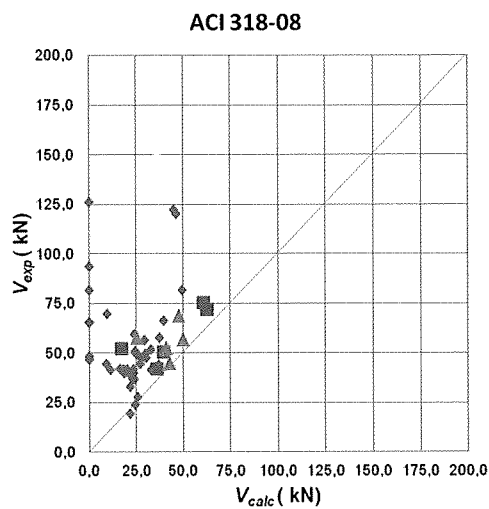
MCFT	σ	0.31
	n	51
	μ	1.07
	CoVar.	0.29
	Relative error (%)	22.17
$f_c < 60$ MPa	σ	0.32
	n	46
	μ	1.08
	CoVar.	0.30
	Relative error (%)	22.77
$f_c \geq 60$ MPa	σ	0.19
	n	5
	μ	0.96
	CoVar.	0.20
	Relative error (%)	16.68

- ▲ Experimental findings (Conventional concrete)
- Experimental findings (High performance concrete)
- ◆ Preliminary trials

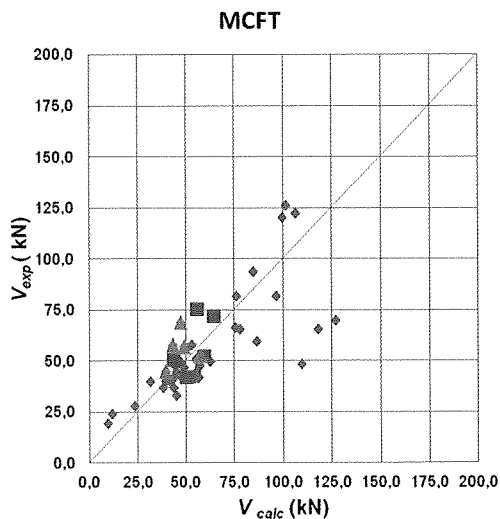
Figure 6. Comparison of test values and mean values estimated with the formulas deduced from EHE-08, ACI 318-08 and the MCFT



EHE-08	σ	0,33
	n	51
	μ	1,04
	<i>C.variacion</i>	0,32
	<i>Error relativo (%)</i>	21,98
$f_c < 60$ MPa	σ	0,31
	n	46
	μ	1,00
	<i>C.variacion</i>	0,31
	<i>Error relativo (%)</i>	20,04
$f_c \geq 60$ MPa	σ	0,35
	n	5
	μ	1,39
	<i>C.variacion</i>	0,25
	<i>Error relativo (%)</i>	39,80



ACI318-08	σ	0,29
	n	51
	μ	0,52
	<i>C.variacion</i>	0,56
	<i>Error relativo (%)</i>	48,39
$f_c < 60$ MPa	σ	0,29
	n	46
	μ	0,50
	<i>C.variacion</i>	0,58
	<i>Error relativo (%)</i>	50,63
$f_c \geq 60$ MPa	σ	0,22
	n	5
	μ	0,72
	<i>C.variacion</i>	0,31
	<i>Error relativo (%)</i>	27,78



MCFT	σ	0,31
	n	51
	μ	1,07
	<i>C.variacion</i>	0,29
	<i>Error relativo (%)</i>	22,17
$f_c < 60$ MPa	σ	0,32
	n	46
	μ	1,08
	<i>C.variacion</i>	0,30
	<i>Error relativo (%)</i>	22,77
$f_c \geq 60$ MPa	σ	0,19
	n	5
	μ	0,96
	<i>C.variacion</i>	0,20
	<i>Error relativo (%)</i>	16,68

- ▲ Investigación experimental (Hormigones convencionales)
- Investigación experimental (Hormigones de altas prestaciones)
- ◆ Ensayos previos

Figura 6. Comparación entre valores de ensayo y valores medios estimados con las formulaciones deducidas de la EHE-08, de la ACI 318-08 y de la MCFT

The following observations may be made with respect to the above findings.

- As a rule, the variations between the present experimental findings and the model predictions were no greater than between the predictions and the findings for the trials compiled from the literature. The exception was the high performance concrete, for which the test values deviated ($\mu = 1.39$) excessively from the model deduced from Spanish structural concrete Code EHE-08.
- The numerical model deduced from EHE-08 predicted higher capacity values for high performance concrete than found by testing. The safety margins resulting from a comparison of the design values obtained with the model deduced from EHE-08 to the actual data subset are not technically permissible, in the present authors' opinion. This is the first experimental evidence to be put forward in this regard, according to the literature consulted.
- The mathematical expression deduced from ACI 318-08 to predict tensile shear capacity in linear members without transverse reinforcement under tensile axial loads yields overly conservative ($\mu = 0.52$), inaccurate and widely scattered (*coefficient of variation* = 0.56) results, compared to code EHE-08 ($\mu = 1.04$ and *coefficient of variation* = 0.32). Note that this model appears to have been proposed with overestimating actual capacity of the member tested, whose assessment could not be found in the literature consulted. It underestimates the shear strength of the structural member, yielding estimates much lower than the experimental findings.
- In several trial specimens that were experimentally found to have shear capacity, the values estimated with EHE-08 and ACI 318-08 proved to be negative. These values were taken to be equal to zero since negative shear lacks any physical meaning.
- Based on the standard deviation (σ) and mean (μ) values, the MCFT and the Spanish model are regarded as approximately equal (0.29 compared to 0.33 and 1.07 to 1.04, respectively). That notwithstanding, the MCFT was characterised by a certain "scale effect"; i.e., the higher the values concerned, the worst were the fits between the calculated and experimental findings.

6. NEW NUMERICAL MODEL PROPOSED FOR CALCULATING THE SHEAR LIMIT STATE IN SECTIONS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT UNDER TENSILE AXIAL LOADS

The critical analysis of the numerical models discussed in the preceding Section revealed a lack of consistency in terms of the approach adopted, while the comparison of the model estimates to the experimental findings identified substantial differences between them.

Moreover, the models presently in place do not usually take the effect of some parameters into consideration, such as the ratio between the shear span and the depth of the specimen or the shape of the respective cross-section. Any proposal for a new numerical model should include these parameters.

This Section proposes such a new numerical model for calculating the shear limit state in a linear reinforced concrete member without transverse reinforcement subject to excessive principal tensile stress on its web. An effort has been made to keep the new expressions sufficiently simple to ensure that, when included in the existing legislation, they can be readily applied by any design engineer.

6.1. FIT ATTAINED WITH THE PROPOSED MODEL

Generally speaking, the model formulas drawn from the existing legislation that are used to calculate the ultimate tensile shear strength of linear members without transverse reinforcement under tensile axial loads can be classified under two main headings.

- The first includes formulas that introduce the effect of tensile axial stress by adding a term ($V_d(\sigma_{cd})$) to the respective expression for calculating shear strength in the absence of such axial loads ($V_{cu(Nd=0)}$). An example is to be found in the Spanish Code presently in effect, which recommends a formula of this type for areas with flexural cracking:

$$V_{u2} = ((0.18/\gamma_c) \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}) \cdot b_0 \cdot d \rightarrow V_{u2} = V_{cu(Nd=0)} + V_d(\sigma_{cd}) \quad [12]$$

- The second group of formulas introduces the effect of tensile axial stress by multiplying the respective expression for calculating shear strength in the absence of such axial loads ($V_{cu(Nd=0)}$) by a reduction coefficient (K_N). The formula used in the ACI Code is an example of this type of expression:

Podemos, en consecuencia, realizar las siguientes observaciones:

- En general, la variación de los resultados obtenidos en la campaña experimental realizada con la predicciones del modelo no es superior que en el resto de ensayos recopilados, salvo en el caso de los ensayos realizados con hormigones de altas prestaciones en los que hemos obtenido desviaciones demasiado elevadas de los valores de los resultados experimentales ($\mu = 1,39$) respecto a los valores de ensayo, considerando el modelo deducido de la EHE-08.
- En este sentido, el modelo de cálculo deducido de la EHE-08 predice valores superiores que las capacidades obtenidas de los ensayos realizados con hormigones de altas prestaciones. Cabe indicar que, considerando el modelo deducido de la EHE-08 en valores de cálculo y el mismo subconjunto de datos, debemos destacar que hemos obtenido márgenes de seguridad que, en nuestra opinión, no son técnicamente admisibles. De este hecho no se habían obtenido evidencias experimentales hasta la fecha, según la bibliografía consultada.
- La expresión matemática del modelo deducido del Código ACI 318-08 para predecir la capacidad a cortante en elementos lineales sin armadura transversal sometidos a solicitaciones axiles de tracción arroja resultados excesivamente conservadores ($\mu = 0,52$), imprecisos y altamente dispersos (*coeficiente de variación* = 0,56) frente a la Instrucción EHE-08 ($\mu = 1,04$ y *coeficiente de variación* = 0,32). Es interesante observar que dicho modelo parece que ha sido propuesto con cierta "hiporresistencia" sobre la capacidad real del elemento ensayado, cuya evaluación no hemos encontrado en la bibliografía consultada. Dicho modelo subestima la capacidad a esfuerzo cortante del elemento estructural, siendo la capacidad estimada por dicho modelo en valores de ensayo mucho menor que la capacidad resistente experimental.
- Con el modelo deducido de la EHE-08 y del ACI 318-08 hemos obtenido valores de capacidades a cortante negativas, los cuales, por aberrantes, hemos considerado iguales a cero al carecer de significado físico, en varios casos ensayados sometidos a solicitaciones axiles que sí presentaron resistencia frente a esfuerzo cortante.
- Asimismo, consideramos que las desviaciones típicas (σ) y medias (μ) de la MCFT y el modelo español son aproximadamente iguales (0,29 frente a 0,33 y 1,07 frente a 1,04, respectivamente). No obstante lo anterior, la MCFT presenta cierto "efecto escala" (es decir, en general, parece que los peores ajustes obtenidos entre los valores calculados a partir de la MCFT y los valores experimentales están relacionados con las magnitudes mayores de dichos valores).

6. NUEVO MODELO DE CÁLCULO PROPUESTO PARA LA COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE DE SECCIONES SIN ARMADURA TRANSVERSAL SOMETIDAS A SOLICITACIONES AXILES DE TRACCIÓN

En el Apartado anterior hemos realizado un análisis crítico y un análisis de contraste entre varios modelos de cálculo, poniendo de manifiesto una falta de coherencia tanto en varios aspectos referentes a su planteamiento como en sus valoraciones finales al compararlos con los resultados de las bases de datos experimentales.

Además, la influencia, usualmente no considerada, de algunos parámetros ha sido puesta de relieve, como por ejemplo, la relación entre la luz de cortante y el canto de la pieza ensayada o la forma de la sección recta correspondiente. En este sentido, entendemos que dichos parámetros deberían de estar incluidos en la propuesta de un nuevo modelo de cálculo.

En este Apartado, formulamos una nueva propuesta de un modelo de cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma de elementos lineales sin armadura transversal sometidos a solicitaciones axiles de tracción. De este modo, hemos realizado un esfuerzo en mantener cierto nivel de simplicidad en las nuevas expresiones para que el nivel prestacional al implementarlo en la normativa, actualmente vigente, sea adecuado.

6.1. AJUSTE DEL MODELO PROPUESTO

En general, para el cálculo correspondiente a dicho Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante de un elemento lineal sin armadura transversal sometido a solicitaciones axiles de tracción, podríamos clasificar las formulaciones que consideran la influencia de las solicitaciones axiles de tracción de los modelos de las normativas vigentes en dos grandes grupos:

- a) Aquellas formulaciones que introducen la influencia de la solicitación axil de tracción mediante un término sumatorio adicional ($V_d(\sigma_{cd})$) a la expresión correspondiente al cálculo del esfuerzo de agotamiento por cortante del mismo elemento estructural en el caso de no estar sometido a dichas solicitaciones axiles ($V_{cu(Nd=0)}$). Sirva como ejemplo la formulación de la vigente Instrucción española, que responde a una formulación de este tipo en regiones fisuradas a flexión:

$$V_{u2} = ((0,18/\gamma_c) \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd}) \cdot b_0 \cdot d \rightarrow V_{u2} = V_{cu(Nd=0)} + V_d(\sigma_{cd}) \quad [12]$$

$$V_c = \left(1 + 0.288 \cdot \frac{N}{A_g}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \cdot b_w \cdot d > 0 \rightarrow V_{u2} = K_N \cdot V_{cu(Nd=0)} \quad [13]$$

The new model proposed introduces the effect of axial loads by multiplying the expression for calculating shear strength in the absence of such axial loads by a reduction coefficient. This type of formula simplifies multiple regression analysis fitting.

Consequently, the expression proposed to estimate the shear capacity in linear reinforced concrete members without transverse reinforcement under tensile axial loads is as shown below. Of experimental origin, it refers to flexure cracked areas of linear reinforced concrete members in which failure is caused by excessive tensile stress on the web:

$$V_{u,pr} = f(N) \cdot V_{cu} \quad [14]$$

where:

$V_{u,pr}$ shear capacity in linear members under tensile axial loads (N)

V_{cu} shear capacity disregarding the effect of tensile axial loads (N)

$f(N)$ reduction coefficient that depends on the tensile axial loads applied.

The first stage, then, consists of adjusting the expressions in the new model, ignoring tensile axial loading. That effect is subsequently taken into consideration by applying a reduction coefficient.

Hence, data from several subsets found in the updated Benz, Sherwood and Collins database (9) were entered in the EHE-08 expression to compute the shear strength in the web of non-axially loaded linear members without transverse reinforcement. Multiple regression analysis was used to fit the data. The safety factors were eliminated from the Code EHE-08 expression to adjust for the trial values. In addition, in this first stage, the effect of the a/d ratio and section shape was also taken into consideration.

In short, the numerical model proposed to estimate shear strength in the absence of tensile axial loads is described by the following expression:

$$\frac{V_c}{b_w \cdot d} = C''_{PROPOSED} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot \left((100)^{\frac{1}{3}} \cdot \rho_s^{0.5} \cdot f_{cm}^{0.3}\right) \quad [15]$$

where,

$$C''_{PROPOSED} = \left[1.64 \cdot \left(\frac{a}{d}\right)^{1.23}\right] \cdot \left[\left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{0.14 \cdot (3 - \frac{a}{d})}\right] \text{ if } a/d < 3 \quad [16]$$

$$C''_{PROPOSED} = 0.42 \text{ if } a/d \geq 3 \quad [17]$$

As in the models deduced in the preceding sections, given the short number of trials conducted with b_f/b_w ratios of over 3 (seven trials), values of over 3 for the b_f/b_w variable were not used.

The model proposed, expressed as in Equation [15] and deduced from code EHE-08 as shown in Equation [6] above, yielded low scatter and correlations deemed to be acceptable for predicting the shear capacity of non-axially loaded members without transverse reinforcement. The predictions delivered by the proposed model consistently yielded a more accurate fit with a narrower scatter than the results obtained with the model set out in the Spanish Code when the a/d ratios were over 2.5.

The model deduced from Code EHE-08 was again found to yield low correlations for the subsets of data studied in which the a/d ratios were under 2.5. Moreover, the peak relative error in the results obtained with the proposed model was slightly over 20 %, which is lower than the over 30 % obtained with the model deduced from the expressions set out in Code EHE-08 (see Figure 7).

b) Aquellas formulaciones que introducen la influencia de la sollicitación axil de tracción mediante un coeficiente reductor (K_N) que multiplica la expresión correspondiente al cálculo del esfuerzo de agotamiento por cortante del mismo elemento estructural en el caso de no estar sometido a dichas sollicitaciones axiales ($V_{cu(Nd=0)}$). Sirva como ejemplo la formulación del Código ACI, que responde a una formulación de este tipo:

$$V_c = \left(1 + 0,288 \cdot \frac{N}{A_g}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \cdot b_w \cdot d > 0 \rightarrow V_{u2} = K_N \cdot V_{cu(Nd=0)} \quad [13]$$

En este sentido, en la formulación del nuevo modelo propuesto hemos optado por introducir la influencia de la sollicitación axil mediante un coeficiente reductor que multiplique la expresión correspondiente al cálculo del esfuerzo de agotamiento por cortante en el caso de que la pieza no esté sometida a dichas sollicitaciones axiales. Este tipo de formulación simplifica el procedimiento de ajuste del modelo mediante análisis múltiples de regresión.

En consecuencia, para estimar la capacidad resistente a cortante de elementos lineales de hormigón armado sin armadura transversal sometidos a sollicitaciones axiales de tracción proponemos la siguiente expresión de origen experimental referente a piezas lineales de hormigón armado en regiones fisuradas a flexión cuyo agotamiento se produce por tracción excesiva del alma:

$$V_{u,pr} = f(N) \cdot V_{cu} \quad [14]$$

donde:

- $V_{u,pr}$ Capacidad resistente a esfuerzo cortante de elementos lineales sometidos a sollicitaciones axiales de tracción (N).
- V_{cu} Capacidad resistente a esfuerzo cortante sin considerar la influencia de las sollicitaciones axiales de tracción (N).
- $f(N)$ Coeficiente reductor que depende de la sollicitación axil de tracción aplicada.

Por consiguiente, en una primera fase procedimos a realizar un ajuste de la formulación del nuevo modelo sin considerar influencia de sollicitación axil alguna para, posteriormente, implementar la influencia de las sollicitaciones axiales de tracción mediante la aplicación de un coeficiente reductor.

Por tanto, en primer lugar realizamos un nuevo ajuste de la expresión indicada por la Instrucción EHE-08 para calcular el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en elementos lineales sin armadura transversal que no están sometidos a sollicitaciones axiales, de la que hemos eliminado los coeficientes de seguridad para referirla a valores de ensayo, mediante análisis de regresión múltiple considerando varios subconjuntos de la base de datos experimentales actualizada de Benz, Sherwood y Collins (9). Adicionalmente, en esta primera fase de obtención del nuevo modelo hemos implementado la influencia de la relación a/d , y de la forma de la sección.

En definitiva, el modelo de cálculo que proponemos para estimar los valores de esfuerzo cortante de agotamiento sin contemplar sollicitaciones axiales de tracción, responde a la siguiente expresión:

$$\frac{V_c}{b_w \cdot d} = C_{PROPUESTA}'' \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot \left((100)^{\frac{1}{3}} \cdot \rho_s^{0,5} \cdot f_{cm}^{0,3}\right) \quad [15]$$

donde,

$$C_{PROPUESTA}'' = \left[1,64 \cdot \left(\frac{a}{d}\right)^{1,23}\right] \cdot \left[\left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{0,14 \cdot \left(3 - \frac{a}{d}\right)}\right] \text{ si } a/d < 3 \quad [16]$$

$$C_{PROPUESTA}'' = 0,42 \text{ si } a/d \geq 3 \quad [17]$$

Tal y como impusimos en los modelos deducidos, anteriormente enunciados, dado el bajo número de ensayos realizados con relaciones b_f/b_w superiores a 3 (7 ensayos), no implementaremos un valor de la variable b_f/b_w superior a 3.

Con el modelo propuesto, cuya expresión es la ecuación [15] y el deducido de la EHE-08, cuya expresión es la ecuación [6], hemos obtenido bajas dispersiones y correlaciones que consideramos aceptables para predecir la capacidad a cortante de elementos sin armadura transversal sin aplicar sollicitaciones axiales de tracción. Si bien, cabe indicar que, con la predicción realizada mediante el modelo propuesto, se obtiene un ajuste más preciso y que los resultados de la evaluación realizada con el modelo propuesto arroja menores dispersiones que los resultados obtenidos con el modelo deducido de la Instrucción española para relaciones a/d superiores a 2,5.

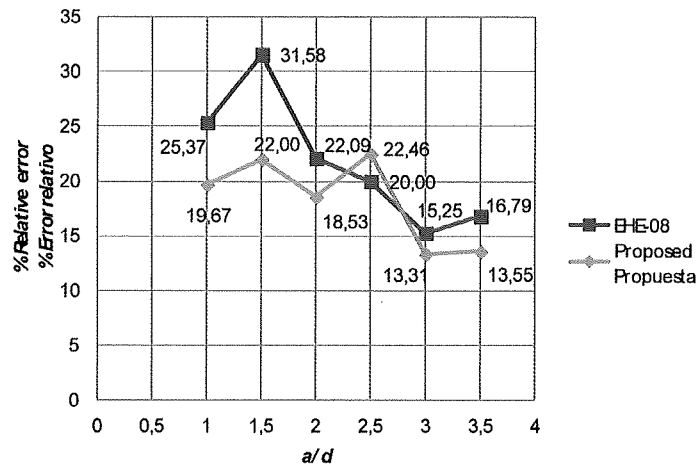


Figure 7. Relative errors for the EHE-08 and proposed models by a/d ratio (taking the effect of a/d and section shape into consideration and using the sub-sets drawn from the Collins, Benz and Sherwood database)
 Figura 7. Errores relativos en cada modelo considerando los subconjuntos extraídos de la base de datos de Collins, Benz y Sherwood según relaciones a/d , considerando la influencia de a/d y la forma de la sección

In the second stage, the effect of axial loads was introduced in the new model by multiplying the expressions obtained in the preceding stage by a reduction coefficient. This yielded the expressions for the proposed model from which the test values for shear strength can be estimated in a specimen without transverse reinforcement under tensile axial loads.

The model proposed establishes an upper limit for the tensile axial force applied (N) so that when the ultimate pure tensile strength (N_u) is reached the section is deemed to be collapsed and therefore to have nil shear capacity ($V_{u,pr}$). In other words, if $N = N_u \rightarrow V_{u,pr} = 0$.

Moreover, if no tensile axial stress is applied ($N = 0$), the shear strength estimated by the proposed model ($V_{u,pr}$) should be equal to the shear capacity of the specimen as assessed with Equation [15], in which no axial stress (V_c) whatsoever is deemed to be present. In other words, if $N = 0 \rightarrow V_{u,pr} = V_c$.

The following mathematical expression meets the boundary conditions established:

$$\frac{V_{u,pr}}{V_c} = f(N) = \frac{1}{1 + \left(K_{\frac{a}{d}} \cdot \frac{N}{N_u} + K \cdot \frac{V_{u,pr}}{V_c} \right)} \quad [18]$$

where:

- N pure tensile axial load (N)
- N_u ultimate pure tensile capacity (N)
- K fitting coefficient whose expression depends on the N/N_u ratio and coefficient θ :

$$K = \left[\frac{1}{1 - \frac{N}{N_u}} - 1 \right]^\theta \quad [19]$$

- θ model fitting coefficient, equal to 0.70
- $K_{a/d}$ fitting coefficient whose expression depends on the a/d ratio:

$$K_{\frac{a}{d}} = 0.60 \left(\frac{a/d}{3} \right)^{-1.60} \quad \text{if } a/d < 3 \quad [20]$$

En cuanto a los resultados obtenidos con relaciones a/d menores que 2,5, de nuevo comprobamos que la expresión del modelo deducido de la EHE-08 arroja pobres correlaciones para los subconjuntos de datos estudiados. No obstante lo anterior, con el modelo propuesto hemos obtenido errores máximos relativos ligeramente superiores a un 20 %, los cuales además suponen una reducción de los errores relativos en más de un 30 % respecto a los obtenidos con el modelo deducido de las expresiones de la Instrucción EHE-08 (ver Figura 7).

En una segunda fase, hemos introducido la influencia de las solicitaciones axiles en el nuevo modelo mediante la aplicación de un coeficiente reductor que multiplica las expresiones obtenidas en la fase anterior. De este modo, hemos obtenido las expresiones del modelo propuesto mediante las cuales podemos estimar los valores de ensayo del esfuerzo cortante de agotamiento de una pieza sin armadura transversal sometida a solicitaciones axiles de tracción.

La propuesta establece una limitación superior en las solicitaciones axiles de tracción aplicadas (N) de modo que cuando se alcance la capacidad última de tracción centrada (N_u), considere que la sección está agotada y, por tanto, la capacidad a cortante ($V_{u,pr}$) sea nula. Es decir, si $N = N_u \rightarrow V_{u,pr} = 0$.

Asimismo, en el caso de que no se apliquen solicitaciones axiles de tracción ($N = 0$), el esfuerzo cortante de agotamiento estimado por el modelo propuesto ($V_{u,pr}$) debe ser igual a la capacidad a cortante de dicha pieza evaluada mediante la ecuación [15], en la que no se considera la aplicación de solicitación axil alguna (V_c). Es decir, si $N = 0 \rightarrow V_{u,pr} = V_c$.

La expresión matemática siguiente cumple las condiciones de contorno establecidas:

$$\frac{V_{u,pr}}{V_c} = f(N) = \frac{1}{1 + \left(K_{\frac{a}{d}} \cdot \frac{N}{N_u} + K \cdot \frac{V_{u,pr}}{V_c} \right)} \quad [18]$$

donde:

N Esfuerzo axil de tracción centrada (N).

N_u Capacidad última a tracción centrada (N).

K Coeficiente de ajuste cuya expresión es dependiente de la relación N/N_u y el coeficiente θ :

$$K = \left[\frac{1}{1 - \frac{N}{N_u}} - 1 \right]^\theta \quad [19]$$

θ Coeficiente de ajuste del modelo de valor igual a 0,70.

$K_{a/d}$ Coeficiente de ajuste cuya expresión es dependiente de la relación a/d :

$$K_{\frac{a}{d}} = 0,60 \left(\frac{a/d}{3} \right)^{-1,60} \quad \text{if } a/d < 3 \quad [20]$$

$$K_{\frac{a}{d}} = 0,60 \quad \text{if } a/d \geq 3 \quad [21]$$

La capacidad última a tracción centrada teóricamente responde a las expresiones siguientes, las cuales dependen del valor de la solicitación axil de tracción aplicada:

$$K_a = 0.60 \text{ if } a/d \geq 3 \quad [21]$$

The mathematical expressions for the ultimate pure tensile capacity shown below depend on the tensile axial loads applied:

$$\begin{aligned}
 N &\geq A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow N \\
 N &\geq A_s \cdot f_{yk} \longrightarrow \\
 N_u &= \begin{cases} N < A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow A_h \cdot f_{ctm} \\ A_s \cdot f_{yk} \geq A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow A_s \cdot f_{yk} \\ N < A_s \cdot f_{yk} \longrightarrow \\ A_s \cdot f_{yk} < A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow A_h \cdot f_{ctm} \end{cases} \quad [22]
 \end{aligned}$$

where f_{yk} is the yield stress of the steel, A_h the effective area of the concrete and f_{ctm} , the mean tensile strength of the concrete.

Consequently, the following expression, deduced from Equation [18], is proposed to estimate the experimental shear strength values in a linear member without transverse reinforcement under tensile axial loads:

$$V_{u,pr} = V_c \cdot f(N) = V_c \cdot \frac{\left(-1 - K_a \cdot \frac{N}{d} \cdot \frac{N}{N_u} \right) + \sqrt{\left(K_a \cdot \frac{N}{d} \cdot \frac{N}{N_u} + 1 \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_u}} - 1 \right)^\theta}}{2 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_u}} - 1 \right)^\theta} \quad [23]$$

That expression, after applying the respective partial safety factors, becomes Equation [24], which incorporates partial safety factor γ_c , equal to 1.5, and factor γ_N , with a value of 1.6 where tensile axial loads are applied:

$$V_{u,pr} = \frac{C_{PROPOSED}}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \left[(100)^{\frac{1}{3}} \cdot \rho_s^{0.5} \cdot f_{ck}^{1.03} \right] \cdot \frac{\left(\left(1 - K_a \cdot \frac{N_d}{d} \cdot \frac{N_d}{N_u} \right) + \sqrt{\left(K_a \cdot \frac{N_d}{d} \cdot \frac{N_d}{N_u} + 1 \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_u}} - 1 \right)^\theta} \right)}{2 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_u}} - 1 \right)^\theta} \cdot \frac{1}{\gamma_N} \cdot b_w \cdot d \quad [24]$$

$$\begin{aligned}
& N \geq A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow N \\
& N \geq A_s \cdot f_{yk} \longrightarrow \\
& N < A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow A_h \cdot f_{ctm} \\
N_u = & \\
& A_s \cdot f_{yk} \geq A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow A_s \cdot f_{yk} \\
& N < A_s \cdot f_{yk} \longrightarrow \\
& A_s \cdot f_{yk} < A_h \cdot f_{ctm} \longrightarrow A_h \cdot f_{ctm}
\end{aligned}
\tag{22}$$

donde f_{yk} es el límite elástico del acero, A_h el área homogeneizada de hormigón y f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón.

Por consiguiente, para estimar el esfuerzo cortante de agotamiento en valores de ensayo de un elemento lineal sin armadura transversal sometido a solicitaciones axiales de tracción proponemos la siguiente expresión, la cual se deduce de la ecuación [18]:

$$V_{u,pr} = V_c \cdot f(N) = V_c \cdot \frac{\left(-1 - K_a \cdot \frac{N}{N_u} \right) + \sqrt{\left(K_a \cdot \frac{N}{N_u} + 1 \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_u}} - 1 \right)^\theta}}{2 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_u}} - 1 \right)^\theta}
\tag{23}$$

Si bien dicha expresión, en valores de cálculo, tras realizar el correspondiente método de los coeficientes parciales de seguridad, responde a la ecuación [24], en la que se incluye el coeficiente de seguridad parcial γ_c , el cual es igual a 1,5, y el coeficiente γ_N cuyo valor hemos determinado igual a 1,6 en el caso de que existan solicitaciones axiales de tracción:

$$V_{u,pr} = \frac{C_{PROPUESTA}^{11}}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \left[(100)^{\frac{1}{3}} \cdot \rho_s^{0.5} \cdot f_{ck}^{0.3} \right] \cdot \frac{\left(1 - K_a \cdot \frac{N_d}{N_u} \right) + \sqrt{\left(K_a \cdot \frac{N_d}{N_u} + 1 \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_u}} - 1 \right)^\theta}}{2 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_u}} - 1 \right)^\theta} \cdot b_w \cdot d \cdot \gamma_N
\tag{24}$$

6.2. ANALYSIS OF THE RESULTS OBTAINED WITH THE MODEL PROPOSED

Shear capacity was estimated by the model proposed using the experimental trial database set out in Table 3. The results were compared to the results obtained using the models deduced from codes EHE-08 and ACI 318-08, as well as from MCFT, analysed in Item 5.4 using the same database.

Figure 8 shows the results of applying proposed numerical model Equation [23] ($V_{u,pr}$) to estimate the shear capacities for the trials included in the aforementioned database along, with a Graph comparing those values to the actual capacities recorded for each trial, as was done in Figure 6. The statistical parameters for the relationship between the model-estimated and experimental shear strength values are also given. Similarly, the statistical parameters for the same relationship are shown for the conventional and high performance concrete subsets.

The variation between the results obtained in the experimental campaign discussed here and the model predictions based on the trial values was not greater than the divergence between the model results and the actual values for the trials compiled from the literature, for either standard or high performance concrete.

The statistical parameters were consistently more favourable than for the model deduced from code EHE-08. Specifically, the predictions made by the model proposed for high performance concrete capacity were more conservative and less scattered than the estimates delivered by the model deduced from code EHE-08.

Moreover, the relative error obtained with the model deduced from Spanish Code EHE-08 (21.98 %) was 52 % higher than obtained with the model proposed (14.57 %).

The model proposed exhibits no "*scale effect*", even without establishing recommended ceiling values for the predictive variables such as put forward in the Spanish Code to compensate for the paucity of experimental evidence.

The mathematical expression deduced from ACI 318-08 yields overly conservative, inaccurate and widely scattered results compared to the model proposed ($\mu = 0.96$ and *coefficient of variation* = 0.18).

While the models deduced from EHE-08 and ACI 318-08 delivered negative shear capacity values, no such development was observed in the predictions made with the model proposed in any of the cases included in the database.

6.2. ANÁLISIS DE CONTRASTE DE RESULTADOS DEL MODELO PROPUESTO

Hemos estimado la capacidad a cortante según la expresión del modelo propuesto en los ensayos de la base de datos experimental, la cual fue expuesta en la Tabla 3, y hemos comparado los resultados obtenidos de la propuesta con los resultados obtenidos de las expresiones de los modelos deducidos de la EHE-08 y la ACI 318-08 y de la MCFT que fueron objeto del análisis de contraste del Subapartado 5.4., considerando los datos en valores de ensayo.

En la Figura 8 se incluyen los resultados de aplicar la ecuación [23] del modelo de cálculo propuesto ($V_{u,pr}$) para estimar las capacidades frente a esfuerzo cortante de los ensayos de nuestra base de datos considerada, anteriormente expuesta, y se muestra un Gráfico en los que se comparan dichos valores con los valores de las capacidades reales de cada ensayo, al igual que en la Figura 7. Asimismo, se indican los resultados estadísticos de la relación entre los valores de esfuerzo cortante de agotamiento estimados con las expresiones del modelo propuesto y los reales. Del mismo modo, hemos incluido los resultados estadísticos obtenidos de la misma relación entre los valores de esfuerzo cortante de agotamiento estimados con las expresiones del modelo propuesto y los subconjuntos de datos con hormigones convencionales así como con hormigones de altas prestaciones.

Cabe indicar que la variación de los resultados obtenidos en la campaña experimental realizada con las predicciones de las expresiones en valores de ensayo del modelo propuesto no es superior que en el resto de ensayos recopilados, tanto en los ensayos realizados con hormigones normales como con hormigones de altas prestaciones.

El modelo propuesto ofrece mejores resultados estadísticos que los resultados obtenidos del modelo deducido de la EHE-08 en todo caso. En concreto, cabe resaltar que las predicciones de las capacidades registradas en los ensayos realizados en piezas con hormigones de altas prestaciones arrojan resultados más conservadores y menos dispersos frente a los valores de ensayo que con los obtenidos del modelo deducido de la EHE-08.

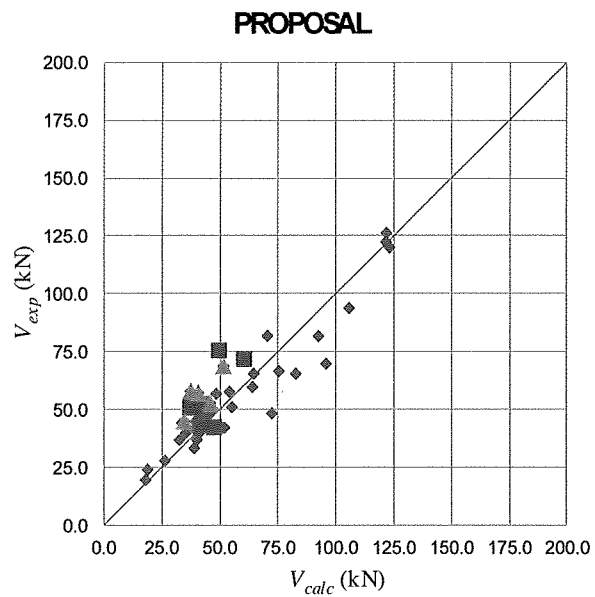
También es importante destacar que el error relativo obtenido con el modelo deducido de la Instrucción EHE-08 (21,98 %) es un 52 % superior que el obtenido con el modelo propuesto (14,57 %).

Además, el modelo propuesto no refleja un "*efecto escala*", incluso sin establecer las recomendaciones de valores límite en las variables predictoras consideradas en la Instrucción española por escasez de evidencias experimentales.

La expresión matemática del modelo deducido del Código ACI 318-08 arroja resultados excesivamente conservadores, imprecisos y altamente dispersos frente al modelo propuesto ($\mu = 0,96$ y *coeficiente de variación* = 0,18).

Así como con el modelo deducido de la EHE-08 y con el modelo deducido del ACI 318-08 hemos obtenido valores de capacidades a cortante negativas, debemos resaltar que este hecho no sucede en la predicción realizada en ninguno de los casos considerados en la base de datos.

Author	Date	Trial	V_u (kN)	$V_{u,pr}$ (kN)
Elstner and Hognestad	1957	9	19.68	17.68
Elstner and Hognestad	1957	10	24.13	18.54
Mattock	1969	4	44.48	33.40
Mattock	1969	5	33.36	38.67
Mattock	1969	11	42.26	44.25
Mattock	1969	16	28.02	26.06
Mattock	1969	19	40.03	40.31
Mattock	1969	20	57.83	53.76
Mattock	1969	21	56.93	48.13
Mattock	1969	23	42.26	51.67
Mattock	1969	25	51.15	54.85
Mattock	1969	26	42.26	51.09
Mattock	1969	29	66.72	75.04
Haddadin et al.	1971	A1T	122.55	121.27
Haddadin et al.	1971	C1T	120.21	122.81
Regan	1971	N3	42.00	38.89
Regan	1971	N4	42.00	42.04
Regan	1971	N5	48.00	44.24
Regan	1971	N6	50.00	43.43
Regan	1971	N7	45.00	39.13
Regan	1971	N9	42.00	41.25
Regan	1971	N11	37.00	32.31
Regan	1971	N12	48.00	41.03
Regan	1971	N13	50.00	40.86
Regan	1971	N14	52.00	41.94
Regan	1971	N15	50.00	47.01
Regan	1971	N18	45.00	43.86
Regan	1971	N19	40.00	40.91
Regan	1971	N20	42.00	49.41
Regan	1971	N21	40.00	35.02
Regan	1971	N24	37.00	39.84
Sorensen and Loset	1981	T4	94.00	105.43
Sorensen and Loset	1981	T5	81.90	92.24
Sorensen and Loset	1981	T6	126.50	121.45
Adebar and Collins	1999	ST9	69.90	95.56
Adebar and Collins	1999	ST10	65.60	82.33
Adebar and Collins	1999	ST11	48.50	72.00
Adebar and Collins	1999	ST12	47.10	42.51
Adebar and Collins	1999	ST13	65.60	64.15
Adebar and Collins	1999	ST25	82.00	70.05
Adebar and Collins	1999	ST26	59.90	63.65
Fernández and González	2011	V8-1	57.37	40.37
Fernández and González	2011	V8-2	75.73	49.27
Fernández and González	2011	V8-3	45.13	34.33
Fernández and González	2011	V8-4	50.91	36.93
Fernández and González	2011	V9-1	68.94	51.22
Fernández and González	2011	V9-2	71.95	60.06
Fernández and González	2011	V9-3	52.83	45.54
Fernández and González	2011	V9-4	42.43	47.12
Fernández and González	2011	V9-5	58.09	37.12
Fernández and González	2011	V9-6	52.63	42.29

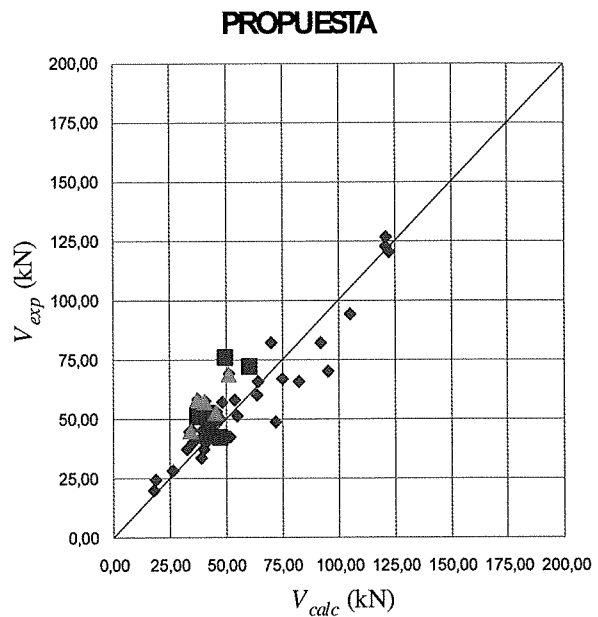


Proposal	σ	0.18
	n	51
	μ	0.96
	CoVar.	0.18
	Relative error (%)	14.57
$f_c < 60$ MPa	σ	0.17
	n	46
	μ	0.97
	CoVar.	0.18
	Relative error (%)	13.77
$f_c \geq 60$ MPa	σ	0.17
	n	5
	μ	0.82
	CoVar.	0.21
	Relative error (%)	21.93

Figure 8. Comparison between test values and mean values estimated with the proposed model

A comparison between the results obtained with the proposed model and MCFT using the data subset of all the trial data compiled, revealed that the proposed model improved the fit ($\mu_{MCFT} = 1.07$ and $\mu_{PROPOSED} = 0.96$) and delivered much less scattered results. That notwithstanding, for the subset of trials conducted with high performance concrete, the MCFT provided a slightly better fit ($\mu_{MCFT} = 0.96$ and $\mu_{PROPOSED} = 0.82$).

Autor	Fecha	Ensayo	V_u (kN)	$V_{u,pr}$ (kN)
Elstner y Hognestad.	1957	9	19,68	17,68
Elstner y Hognestad.	1957	10	24,13	18,54
Mattock	1969	4	44,48	33,40
Mattock	1969	5	33,36	38,67
Mattock	1969	11	42,26	44,25
Mattock	1969	16	28,02	26,06
Mattock	1969	19	40,03	40,31
Mattock	1969	20	57,83	53,76
Mattock	1969	21	56,93	48,13
Mattock	1969	23	42,26	51,67
Mattock	1969	25	51,15	54,85
Mattock	1969	26	42,26	51,09
Mattock	1969	29	66,72	75,04
Haddadin et al.	1971	A1T	122,55	121,27
Haddadin et al.	1971	C1T	120,21	122,81
Regan	1971	N3	42,00	38,89
Regan	1971	N4	42,00	42,04
Regan	1971	N5	48,00	44,24
Regan	1971	N6	50,00	43,43
Regan	1971	N7	45,00	39,13
Regan	1971	N9	42,00	41,25
Regan	1971	N11	37,00	32,31
Regan	1971	N12	48,00	41,03
Regan	1971	N13	50,00	40,86
Regan	1971	N14	52,00	41,94
Regan	1971	N15	50,00	47,01
Regan	1971	N18	45,00	43,86
Regan	1971	N19	40,00	40,91
Regan	1971	N20	42,00	49,41
Regan	1971	N21	40,00	35,02
Regan	1971	N24	37,00	39,84
Sorensen y Loset	1981	T4	94,00	105,43
Sorensen y Loset	1981	T5	81,90	92,24
Sorensen y Loset	1981	T6	126,50	121,45
Adebar y Collins	1999	ST9	69,90	95,56
Adebar y Collins	1999	ST10	65,60	82,33
Adebar y Collins	1999	ST11	48,50	72,00
Adebar y Collins	1999	ST12	47,10	42,51
Adebar y Collins	1999	ST13	65,60	64,15
Adebar y Collins	1999	ST25	82,00	70,05
Adebar y Collins	1999	ST26	59,90	63,65
Fernández y González	2011	V8-1	57,37	40,37
Fernández y González	2011	V8-2	75,73	49,27
Fernández y González	2011	V8-3	45,13	34,33
Fernández y González	2011	V8-4	50,91	36,93
Fernández y González	2011	V9-1	68,94	51,22
Fernández y González	2011	V9-2	71,95	60,06
Fernández y González	2011	V9-3	52,83	45,54
Fernández y González	2011	V9-4	42,43	47,12
Fernández y González	2011	V9-5	58,09	37,12
Fernández y González	2011	V9-6	52,63	42,29



Propuesta	σ	0,18
	n	51
	μ	0,96
	<i>C.variacion</i>	0,18
	<i>Error relativo</i>	14,57
$f_c < 60 \text{ MPa}$	σ	0,17
	n	46
	μ	0,97
	<i>C.variacion</i>	0,18
	<i>Error relativo</i>	13,77
$f_c > 60 \text{ MPa}$	σ	0,17
	n	5
	μ	0,82
	<i>C.variacion</i>	0,21
	<i>Error relativo</i>	21,93

Figura 8. Comparación entre valores de ensayo y valores medios estimados con las expresiones del modelo propuesto

Si contrastamos los resultados obtenidos entre el modelo propuesto y la MCFT considerando el subconjunto de datos de todos los ensayos recopilados, se observa que, en general, el modelo propuesto mejora el ajuste ($\mu_{MCFT} = 1,07$ y $\mu_{PROPUESTA} = 0,96$), presenta resultados mucho menos dispersos. No obstante lo anterior, teniendo en cuenta el subconjunto de los ensayos realizados con hormigones de altas prestaciones, la MCFT ofrece valores ligeramente más ajustados ($\mu_{MCFT} = 0,96$ y $\mu_{PROPUESTA} = 0,82$).

7. CONCLUSIONS

7.1. MODEL CONSISTENCY

First of all, the present study reveals a number of inconsistencies in approach in the formulas included in standards and proposals for calculating shear strength in beams without transverse reinforcement under tensile axial loads and discusses the fit provided by these models to the data in a database compiled from the literature. Specifically:

- both the Spanish and the American Code include formulas that may give rise to values with no physical meaning;
- the model deduced from ACI Code 318-08 yields excessively conservative, inaccurate and widely scattered results;
- the statistical parameters for the MCFT model and the model deduced from the expressions in Code EHE-08 were approximately the same.

7.2. RESULTS OF THE EXPERIMENTAL CAMPAIGN

The values found for high performance concrete obtained in the experimental campaign conducted at the INTEMAC Central Laboratory were significantly higher, with an exceedingly large deviation, than predicted by the model deduced from code EHE-08.

This is the first experimental evidence to be put forward in this regard, according to the literature consulted.

7.3. NEW MODEL DEVELOPED TO ASSESS SHEAR STRENGTH IN SPECIMENS UNDER AXIAL LOADS

The following considerations are in order with respect to the new numerical model.

- It establishes an upper limit for the tensile axial force applied so that when the ultimate pure tensile strength is reached the section is regarded to be collapsed. That precaution prevents the model from delivering meaningless results.
- The effect of parameters such as the a/d ratio and section geometry in floor joists, which may be relevant to the assessment of the capacity of the member, have been incorporated into the expressions for the model proposed.
- More specifically, in the absence of axial loads in the model:
 - for a/d ratios of over 2.5, the model delivered small relative errors, narrow scatter and correlations deemed to be acceptable; the fit was more accurate than found with the Spanish code (mean relative error = 16 %);
 - for a/d ratios less than or equal to 2.5, the peak relative error obtained with the proposed model was more than 30 % lower than obtained with the model deduced from the expressions set out in Code EHE-08.
- A suitable correlation was found between the proposed model predictions and the trials compiled from the literature, on the one hand, and the trials conducted during the present experimental campaign on the other. Furthermore:
 - the proposed model exhibited no “scale effect” and delivered more accurate capacity estimates ($\mu = 0.96$) with narrower scatter (coefficient of variation = 0.18 and relative error = 14.57 %) than any of the models deduced from the standards consulted;
 - indeed, the relative error of the model deduced from Spanish structural concrete Code EHE-08 was 52 % higher than the error found for the model proposed;
 - The “scale effect” observed in the MCFT was corrected in the model proposed, which also yielded a better fit, except for the trials conducted with high performance concrete, for which the MCFT fit was more accurate.

Even in that case, however, inasmuch as application of the MCFT calls for computer tools to predict the structural response, the use of the model proposed is less complex and consequently more suitable for dimensioning reinforced concrete structures.

7. CONCLUSIONES

7.1. SOBRE LA COHERENCIA DE LOS MODELOS

En primer término, hemos puesto de manifiesto varios aspectos referentes a la falta de coherencia sobre el planteamiento de las formulaciones incorporadas en las normativas y propuestas consideradas relativas al cálculo de esfuerzo cortante en vigas sin armadura transversal sometidas a sollicitaciones de tracción, así como sobre su ajuste teniendo en cuenta la base de datos recopilada. Específicamente:

- La Instrucción española y el Código americano incorporan formulaciones que pueden dar lugar a la obtención de valores aberrantes.
- La formulación del modelo deducido del Código ACI 318-08 arroja resultados excesivamente conservadores, imprecisos y altamente dispersos.
- Asimismo, los resultados estadísticos obtenidos con el modelo de la MCFT y del modelo deducido de las expresiones de la vigente EHE-08 son aproximadamente iguales.

7.2. SOBRE LOS RESULTADOS DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL REALIZADA

En relación a la investigación experimental realizada en el Laboratorio Central de INTEMAC cabe destacar que la variación de los resultados obtenidos en la campaña experimental con las predicciones del modelo deducido de la EHE-08 es superior que en el resto de ensayos recopilados, en el caso de los ensayos realizados con hormigones de altas prestaciones en los que hemos obtenido desviaciones demasiado elevadas.

De este hecho no se habían obtenido evidencias experimentales hasta la fecha según la bibliografía consultada.

7.3. SOBRE EL NUEVO MODELO DESARROLLADO PARA EVALUAR LA RESISTENCIA FRENTE A ESFUERZO CORTANTE EN PIEZAS SOLICITADAS A FLEXOTRACCIÓN

En cuanto a la nueva propuesta del modelo de cálculo cabe destacar lo siguiente:

- El modelo de cálculo implementa una limitación superior para las sollicitaciones axiales de tracción aplicadas de modo que cuando se alcanza la capacidad última de tracción centrada, se considera que la sección está agotada. En este sentido, hemos evitado que el modelo arroje resultados aberrantes.
- La influencia de parámetros tales como la relación a/d y la geometría de la sección de las viguetas de forjado, puede llegar a ser relevante en la evaluación de la capacidad resistente del elemento por lo que dicho aspecto ha sido implementado en las expresiones del modelo propuesto.
- En particular, sin considerar la aplicación de sollicitaciones axiales en el modelo, debemos indicar:
 - Que para relaciones a/d superiores a 2,5 hemos obtenido errores relativos mínimos, bajas dispersiones y correlaciones que consideramos aceptables. Se obtiene un ajuste más preciso que con la Instrucción española (error relativo medio = 16,0 %).
 - Que para relaciones a/d menores o iguales que 2,5, con el modelo propuesto hemos obtenido errores máximos relativos que suponen una reducción de los errores relativos en más de un 30 % respecto a los obtenidos con las expresiones de la Instrucción EHE-08.
- Teniendo en cuenta lo anterior, hemos verificado una correlación adecuada entre las predicciones del modelo propuesto y los ensayos recopilados en la bibliografía consultada y los de la campaña experimental de este trabajo. En concreto:
 - El modelo propuesto no refleja un "efecto escala" y ofrece estimaciones de la capacidad a cortante más precisas ($\mu = 0,96$) y con menores dispersiones (coeficiente de variación = 0,18 y error relativo = 14,57 %) que cualquier modelo deducido de las normativas consultadas en todo caso.
 - En concreto, conviene destacar que el error relativo obtenido con el modelo deducido de la Instrucción EHE-08 es un 52 % superior que el obtenido con el modelo propuesto.

In short, the article confirms the benefits of a model whose expressions for estimating for estimating the shear stress that induces collapse in a floor joist under tensile axial loads due to excessive principal tensile stress on its web are deemed to be apt for dimensioning and validation purposes.

8. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to thank the Madrid School of Civil Engineering's Building and Precasting Unit and INTEMAC, in particular the team that participated directly in this study, for which supplementary information can be obtained in Fernández (13).

9. REFERENCES

1. MATTOCK, A.H., "Diagonal tension cracking in concrete beams with axial forces". *Journal of the Structural Division*. 1969, vol. 95, n° ST 9, pp. 1887-1990.
2. HADDADIN, M.J., HONG, S. y MATTOCK, A.H., "Stirrup effectiveness in reinforced concrete beams with axial force". *Journal of the Structural Division*. 1971, vol. 97, n° ST 9, pp. 2277-2297.
3. REGAN, P.E., "Comments on the model code clauses for shear and torsion". *Bulletin d'information N° 126: Shear and torsion*, CEB. Stuttgart, 1978.
4. ADEBAR, P. y COLLINS, M.P., "Shear strength of members without shear reinforcement". *Canadian Journal Civil Eng.* 1996, vol. 23.
5. WALRAVEN, J.C., "Background document for EC-2, Chapter 6.2, Shear". CEN. Bruselas, enero, 2002.
6. *EHE 08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
7. *ACI 318-08: Building code requirements for structural concrete and commentary*. Committee 318, American Concrete, Institute Farmington Hills, Michigan: 2008, p. 456.
8. ACI-ASCE Committee 445, "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete". *Journal of Structural Engineering*. 1998, vol. 124, n° 12, pp. 1375-1417.
9. COLLINS, P., BENZ, C. y SHERWOOD, E.G., "Where is shear reinforcement required? A review of research results and design procedures". *ACI Structural Journal*. 2008, vol. 105, n° 5, pp. 590-600.
10. SHRINIVAS, S.B. y COLLINS, M.P., "Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members". *ACI Structural Journal*. 1989, vol. 86, n° 5, pp. 570-581.
11. CORRES, H., PÉREZ, A. y PADILLA, P., *Protocolo para ensayos de cortante. Nota técnica*. Unidad Docente de Hormigón Estructural de la ETSI Caminos, Canales y Puertos. Madrid, enero, 2004.
12. ZSUTTY, T.C., "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data". *ACI Structural Journal*. 1968, vol. 65, n° 11, pp. 943-951.
13. FERNÁNDEZ, D., "Influencia de las sollicitaciones axiales de tracción en la resistencia a cortante de las viguetas de forjado sin armadura transversal". Tesis doctoral dirigida por E. GONZÁLEZ VALLE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, noviembre 2011.

- Entre el modelo propuesto y la MCFT, se observa que el modelo propuesto corrige el "efecto escala" y mejora el ajuste, salvo en el caso de que se consideren los ensayos realizados con hormigones de altas prestaciones, en cuyo caso la MCFT ofrece el mejor ajuste.

Incluso en este caso, dado que la aplicación de la MCFT precisa de herramientas informáticas para predecir la respuesta estructural, la aplicación del modelo propuesto goza de una menor complejidad y, por consiguiente, es más adecuado para el dimensionamiento de estructuras de hormigón armado.

En resumen, hemos puesto de manifiesto la bondad de un modelo cuyas expresiones propuestas para estimar el esfuerzo cortante por agotamiento por tracción en el alma en viguetas de forjado sometidas a sollicitaciones axiales de tracción consideramos adecuadas para el dimensionamiento y comprobación.

8. AGRADECIMIENTOS

A la Unidad Docente de Edificación y Prefabricación de la E.T.S. de Ing. de Caminos de la Univ. Politécnica de Madrid y a INTEMAC, especialmente a todo el equipo que ha colaborado directamente en la realización de este trabajo, del que puede obtenerse información complementaria en (13).

9. BIBLIOGRAFÍA

1. MATTOCK, A.H., "Diagonal tension cracking in concrete beams with axial forces". *Journal of the Structural Division*. 1969, vol. 95, nº ST 9, pp. 1887-1990.
2. HADDADIN, M.J., HONG, S. y MATTOCK, A.H., "Stirrup effectiveness in reinforced concrete beams with axial force". *Journal of the Structural Division*. 1971, vol. 97, nº ST 9, pp. 2277-2297.
3. REGAN, P.E., "Comments on the model code clauses for shear and torsion". *Bulletin d'information Nº 126: Shear and torsion*, CEB. Stuttgart, 1978
4. ADEBAR, P. y COLLINS, M.P., "Shear strength of members without shear reinforcement". *Canadian Journal Civil Eng.* 1996, vol. 23.
5. WALRAVEN, J.C., "Background document for EC-2, Chapter 6.2, Shear". CEN. Bruselas, enero, 2002.
6. *EHE 08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid, Ministerio de Fomento, 2008.
7. *ACI 318-08: Building code requirements for structural concrete and commentary*. Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan: 2008, p. 456.
8. ACI-ASCE Committee 445, "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete". *Journal of Structural Engineering*. 1998, vol. 124, nº 12, pp. 1375-1417.
9. COLLINS, P., BENZ, C. y SHERWOOD, E.G., "Where is shear reinforcement required? A review of research results and design procedures". *ACI Structural Journal*. 2008, vol. 105, nº 5, pp. 590-600.
10. SHRINIVAS, S.B. y COLLINS, M.P., "Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members". *ACI Structural Journal*. 1989, vol. 86, nº 5, pp. 570-581.
11. CORRES, H., PÉREZ, A. y PADILLA, P., *Protocolo para ensayos de cortante. Nota técnica*. Unidad Docente de Hormigón Estructural de la ETSI Caminos, Canales y Puertos. Madrid, enero, 2004.
12. ZSUTTY, T.C., "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data". *ACI Structural Journal*. 1968, vol. 65, nº 11, pp. 943-951.
13. FERNÁNDEZ, D., "Influencia de las sollicitaciones axiales de tracción en la resistencia a cortante de las viguetas de forjado sin armadura transversal". Tesis doctoral dirigida por E. GONZÁLEZ VALLE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, noviembre 2011.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Benito Díez, María Pilar
Fernández Sáez, Ana María
Fraile Mora, Serafín
González Balseyro, María José
Luzón Cánovas, José M^a
Nieto Esteban, Eva
Sánchez Arroyo, Jesús M^a
Sicilia Mañá, Beatriz
Vergara Pérez, Carlos

Ingenieros Aeronáuticos

Fernández Moreno, Tamar

Ingenieros de Caminos

Baena Alonso, Eva
Barrios Corpa, Roberto
* Calavera Ruiz, José
Calderón Bello, Enrique
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
* Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
* Díaz Heredia, Elena
Díaz Lorenzo, Lucía
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
Fernández Montes, David Constantino
García de Diego Cano, Eva María
Gómez Mariño, Cristina
González González, Juan José
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
León Bello, Raúl
* Ley Urzaiz, Jorge
Menéndez Martínez, Laura
Misol Moyano, Carolina
Pérez García, Noemí
* Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
* Rodríguez Romero, Jesús M^a
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Torres Cobo, María Carmen
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingeniero Geólogo

Catalán Navarro, Antonio

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

* Alvarez Cabal, Ramón Amado
Arroyo Arroyo, José Ramón
Borraz López, Alfonso
González Carmona, Manuel
Ibañez Mayayo, Miguel
Liébana Ramos, Miguel Angel
Pou Esquiús, Carles
Ramírez de la Pinta, Rubén
* Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

Licenciada en Ciencias Políticas y de la Administración

Estébanez Morer, Ana María

Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Silvia María
López Sánchez, Pedro

Licenciado en Derecho

Jarillo Cerrato, Pedro

Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto
Casado Chinarro, Alejandro
Catalán Navarro, Antonio
López Velilla, Oscar
Martín López, Jesús Heliodoro
Usillos Espín, Pablo

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Master of Science in Civil Engineering

Hoogendoorn, Peter Paul

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a

Díaz Lorenzo, Lucía

Jiménez Salado, Borja

Montejano Jiménez, María del Carmen

Vicente Minguela, Francisco

Ingeniero Técnico Aeronáutico

Domenech Mestre, Alberto

Ingeniero Técnico Forestal

Collazo Rial, Manuel Ramón

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón

Macías Gómez, Juan José

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén

Ases Rodríguez, Cristóbal

Jiménez Rodríguez, José Antonio

Madueño López, Javier

Madueño Moraño, Antonio

Quílez Hernáiz, Sonia

Villar Riñones, Jesús

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Carrero Crespo, Rafael

González Nuño, Luis

Martínez Vicente, Cristina

Mata Soriano, Juan Carlos

Montiel Sánchez, Ernesto

Muriel León, Carlos

Ortiz del Campo, Natalia

Pardo de Agueda, Juan Luis

Rivera Jiménez, Marta

Romero García, Daniel

Rosa Moreno, José Andrés

Rozas Hernando, José Juan

Sánchez Tomé, Elena

Sanz Ruiz, Idoya

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Barragán Bermejo, M^a Vicenta

Carreras Ruiz, Francisco

De Francisco Rodríguez, Francisco

López Jiménez, Luis

Martínez Ochando, Eduardo

Sánchez Martín, María de la O

Torés Campos, Ana M^a

Técnicos en Administración de Empresas

Cebrián Sobrino, M^a José

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

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

CUADERNOS INTEMAC

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

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

Precio de la suscripción Año 2010: 35 €



ÚLTIMOS TÍTULOS PUBLICADOS

Cuaderno N° 83

"Acciones en fachadas".
Autores: **Suyapa Dávila,**
Peter Paul Hoogendoorn,
Ramón Álvarez Cabal.

Cuaderno N° 84

"Influencia de las solicitaciones axiales de tracción en la resistencia a cortante de las viguetas de forjado sin armadura transversal".
Autores: **David C. Fernández Montes,**
Enrique González Valle.

CUADERNOS DE PRÓXIMA APARICIÓN

Cuaderno N° 85

"Los accidentes de los puentes; errores de ayer y de hoy, lecciones para el mañana".
Autores: **Jorge Ley Urzáiz,**
Enrique González Valle.

Cuaderno N° 86

"Comparación de los diagramas rectangulares y parábola rectángulo en flexocompresión recta según el Eurocódigo 2 y la instrucción EHE-08 para hormigones de alta resistencia".
Autores: **Miguel A. Liébana Ramos,**
Noemí Pérez García,
Rubén Ramírez de la Pinta.

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC

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

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 5

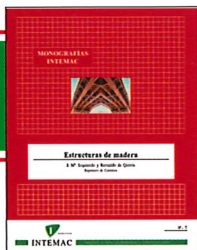
"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".
Autores: **R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia,**
Prof. J. Fernández Gómez, J. M. Rodríguez Romero.
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6

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

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 7

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



NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

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

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

NIT-5 (06)

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



NIT-6 (07)

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

J. Calavera Ruiz.

Edición en español, en color. 10 páginas

Precio 12 €

VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

N° 2001 (1-1)

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

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

30 minutos - 25 €



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

N° 2002 (1-2)

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

30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

N° 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 Mpa a 70 Mpa, las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €

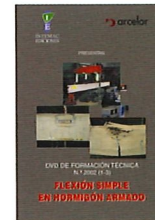


Flexión simple en hormigón armado.

N° 2002 (1-3)

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

35 minutos - 25 €



Esfuerzo cortante en hormigón armado.

N° 2002 (1-5)

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

25 minutos - 25 €



BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

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

EL BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

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

Tarifa de suscripción anual (6 números) 200 €



Consulte otras publicaciones

www.intemac.es

PUBLICACIONES



Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado

2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €



Fichas de ejecución de obras de hormigón

3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 68 €

Nueva publicación



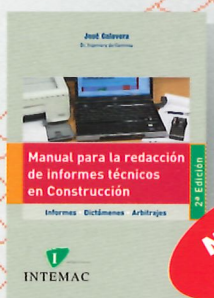
Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón

2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 180 €

Nueva edición



Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 90 €

Nueva edición



Manual de Ferralla

3ª edición

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

Precio: 45 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

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

Precio: 50 €



Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación

5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 113 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel, F. Hostalé Alba, J. M. Izquierdo, J. Ley Urzaiz

Precio: 64 €

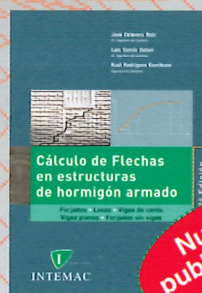


Muros de contención y muros de sótano

3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

2ª edición

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

Precio: 110 €

Nueva publicación



Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 123 € CD-ROM: 198 €

El libro y el CD-ROM pueden adquirirse conjuntamente o por separado

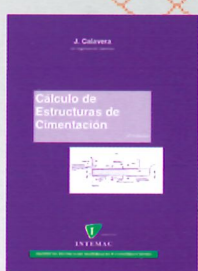
Software asociado en ficheros de AutoCAD



Ejecución y control de estructuras de hormigón

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

Precio: 133 €



Cálculo de estructuras de cimentación

4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Hormigón de alta resistencia

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

Precio: 47 €



Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €