

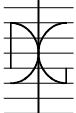

Trabajo de Investigación CST/MIH-07

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOPORTES DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADOS CON ANGULARES Y PRESILLAS, SOMETIDOS A ESFUERZOS DE FLEXOCOMPRESIÓN

por

Julio Garzón Roca

Noviembre / 2009

Autor / Author: JULIO GARZÓN ROCA		Fecha / Date: 19/11/2009
Título / Title: ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOPORTES DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADOS CON ANGULARES Y PRESILLAS, SOMETIDOS A ESFUERZOS DE FLEXOCOMPRESIÓN		
Directores trabajo / Supervisors: JOSÉ M. ADAM MARTINEZ PEDRO A. CALDERÓN GARCÍA	Código / Code No. CST/MIH-07	Nº páginas / No. pages 140
Departamento / Department: INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL		
Universidad / University: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA		 UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA
Palabras clave / Keywords: Soportes de HA, Refuerzo, Encamisado de acero, Angulares y presillas de acero, Nudo viga-soporte RC Columns, Strengthening, Steel jacket, Steel angles and strips, Beam-column joint		
Códigos UNESCO: 3305-05 ; 3305-32 ; 3305-33		

AGRADECIMIENTOS

Un trabajo de investigación nunca es el resultado del esfuerzo de una sola persona; siempre requiere de la colaboración de otros que hacen posible que una idea, investigar “algo”, deje de ser una idea y se convierta en algo tangible, para luego finalmente, poder condensarse en un documento como esta Tesis de Master.

En primer lugar, agradecer a los directores de este trabajo, los profesores José Adam y Pedro Calderón, por la confianza depositada en mí, así como por su constante ayuda y apoyo. También a los otros miembros del equipo de investigación, Ester y Fran, por sus consejos e implicación durante la fase de ensayos.

Asimismo, deseo dar las gracias a los técnicos de los laboratorios del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil y a los compañeros del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón, ambos, de la Universidad Politécnica de Valencia, por su apoyo, colaboración y ayuda, para la realización de las diferentes tareas que han tenido como resultado esta Tesis.

Muy especialmente merece mi agradecimiento mi compañero Joaquín, que me ha apoyado y ayudado en todo lo que ha podido, sobretodo en la fase experimental. Podría decirse que sin él este documento no habría visto todavía la luz, dado que su autor aún se encontraría en el laboratorio realizando ensayos...

Finalmente, toda investigación necesita de financiación. Es por ello, que también deseo dar las gracias al Ministerio de Ciencia e Innovación de España y a la Generalitat Valenciana, que han sido los organismos que han financiado los proyectos de investigación de los que esta Tesis de Master forma parte. También deseo acordarme de la Universidad Politécnica de Valencia por su concesión de una Beca de Excelencia.

RESUMEN

Cuando es necesario el refuerzo de un soporte de hormigón armado, el empleo de angulares y presillas de acero es una de las técnicas de mayor uso en multitud de países, en especial en España, donde es la técnica de refuerzo de soportes más empleada. A pesar de ello, los estudios desarrollados en este campo son aún escasos. Debido a ello se plantea la investigación “Estudio experimental y numéricos de nudos viga-soporte y losa-soporte en pilares de HA reforzados”, financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, con cargo al proyecto de investigación BIA 2008-06268. El presente trabajo se engloba en dicha investigación, la cual se desarrolla en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia.

Esta investigación es la continuación de trabajo desarrollado por Adam (2007) y Giménez (2007) dentro del proyecto de investigación “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión y flexo-compresión”, financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España con cargo al proyecto de investigación MAT 2003-08075.

En el presente estudio se analiza el comportamiento y el modo de rotura de 12 probetas de hormigón armado reforzadas con angulares y presillas, las cuales representan el nudo viga-soporte de un entramado de edificación a escala real. Estas probetas se ensayaron a una sollicitación combinada de axil y flexión. Asimismo, se estudia la transmisión de esfuerzos a través del nudo mediante el empleo de taco químico y de una barra de acero pasante. En todos los casos se observó un incremento considerable de la carga última y de la ductilidad del elemento.

Palabras Clave: Soportes de HA, Refuerzo, Encamisado de acero, Angulares y presillas de acero, Nudo viga-soporte, Estudio experimental

RESUM

Quan és necessari el reforç d'un suport de formigó armat, l'ús d'angulars i platabandes d'acer és una de les tècniques més utilitzades en multitud de països, especialment a Espanya, on és la tècnica de reforç de suports majoritària. No obstant això, els estudis desenvolupats en aquest camp són escassos. A causa d'això es planteja la investigació "Estudi experimental i numèric de nus biga-suport i llosa-suport en pilars de FA reforçats", finançada pel Ministeri de Ciència i Innovació d'Espanya, a càrrec del projecte d'investigació BIA 2008-06268. El present treball s'engloba en aquesta investigació, la qual es desenvolupa en l'Institut de Ciència i Tecnologia del Formigó de la Universitat Politècnica de València.

Aquesta investigació és la continuació del treball desenvolupat per Adam (2007) y Giménez (2007) dins del projecte d'investigació "Estudi experimental y numèric de suports de formigó armat reforçats amb perfils metàl·lics sotmesos a esforços de compressió y flexo-compressió", finançat pel Ministeri de Ciència y Tecnologia d'Espanya a càrrec del projecte d'investigació MAT 2003-08075

En aquest estudi s'analitza el comportament i el mode de ruptura de 12 provetes de formigó armat reforçades amb angulars i platabandes, les quals representen el nus biga-suport d'un entramat d'edificació a escala real. Aquestes provetes es van assajar a una sol·licitació combinada d'axil i flexió. Així mateix, s'estudia la transmissió d'esforços a través del nus mitjançant l'ús de tac químic i d'una barra d'acer passant. En tots els casos, es va observar un increment considerable de la càrrega última i de la ductilitat de l'element.

Paraules Clau: Suports de FA, Reforç, Encamisat d'acer, Angulars y platabandes d'acer, Nu biga-suport, Estudi experimental

ABSTRACT

When it is necessary to strengthen a reinforced concrete column, the use of steel angles and strips is one of the most widely used techniques throughout the world, especially in Spain, where it is the most common technique. Nevertheless, studies in this field are scarce. Because of this, the research "Experimental and numerical study of joints beam-column and slab-column in RC strengthened columns" is carried out. This research is funded by the Spanish Ministry of Science and Innovation under the research project BIA 2008-06268. This work is included in such research project, which is performed at the Institute of Concrete Science and Technology of the Universidad Politécnica de Valencia.

This research continues of the work developed by Adam (2007) and Giménez (2007) in the research project "Experimental and numerical study of axially and eccentrically loaded reinforced concrete columns strengthened by steel profiles", which was funded by the Spanish Ministry of Science and Technology research project MAT 2003-08075.

This study analyses the behaviour and failure patterns of 12 reinforced concrete specimens strengthened with angles and strips, which simulate a full-scaled beam-column joint. These specimens were tested under combined axial and bending loads. It also studies the transmission of forces through the joint when using chemist rawls and intern steel bars. In all cases, there was a significant increase in the ultimate load and in the ductility of the element.

Key words: RC Columns, Strengthening, Steel jacket, Steel angles and strips, Column-beam joint, Experimental study

INDICE GENERAL

INDICE DE FIGURAS

INDICE DE TABLAS

NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

CAPITULO 1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

1.2. Objetivos

1.3. Contenido

CAPITULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción

2.2. Técnicas de refuerzo

2.2.1. Refuerzo con recrecidos de hormigón

2.2.2. Refuerzo con FRP

2.2.3. Refuerzo con encamisados de acero

2.3. Problema del nudo viga-soporte

2.4. Motivación para investigar en soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas

2.4.1. Uso de las diferentes técnicas de refuerzo en España

2.4.2. Investigaciones realizadas en las diferentes técnicas de refuerzo

2.4.3. Necesidad de investigar en SHARAPM

2.5. Mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM

2.5.1. Confinamiento impuesto por el refuerzo

2.5.1.1. Origen del confinamiento

2.5.1.2. Comportamiento de un hormigón confinado

2.5.1.4. Confinamiento en un SHARAPM

2.5.2. Transmisión por tensiones rasantes

2.5.2.1. Modelo de fricción

2.5.2.2. Aspectos a considerar en un SHARAPM

2.5.3. Transmisión directa de tensiones

2.6. Investigaciones llevadas a cabo en SHARAPM

2.6.1. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1995)

2.6.2. Cirtek (2001a; 2001b)

2.6.3. Adam (2007), Adam et al. (2007b), Giménez (2007), Adam et al. (2008a), Adam et al. (2008b) Adam et al. (2009a), Adam et al. (2009b), Calderón et al. (2009), Giménez et al. (2009a), Giménez et al. (2009b)

2.6.3.1. Estudio a compresión del soporte aislado

2.6.3.2. Estudio a compresión del nudo viga-soporte

2.6.4. Montuori y Piluso (2009)

2.6.5. Otras investigaciones en SHARAPM

2.7. Conclusiones relativas al estado del arte en SHARAPM

CAPITULO 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1. Introducción

3.2. Características de las probetas ensayadas

3.2.1. Geometría

3.2.2. Armaduras

3.2.3. Hormigón

3.2.4. Tipo y número de probetas ensayadas

3.2.5. Refuerzo

3.2.5.1. Tramos de soporte

3.2.5.2. Elementos de conexión de los capiteles al nudo viga-soporte

3.3. Procedimiento de ensayo

3.4. Instrumentación

3.4.1. Probetas testigo

3.4.2. Probetas reforzadas

3.5. Resultados de los ensayos

3.5.1. Carga última obtenida en los ensayos

3.5.2. Comportamiento general y modo de rotura de las probetas

3.5.2.1. Probetas RC

3.5.2.2. Probetas B

3.6. Conclusiones relativas al estudio experimental

CAPITULO 4. CONCLUSIONES Y TRABAJOS POSTERIOR

4.1. Conclusiones finales

4.2. Aportación original de la Tesis

4.3. Trabajo posterior

REFERENCIAS

APÉNDICES

Apéndice I. Consideración de los efectos de segundo orden

Apéndice II. Aspectos relativos a la construcción de las probetas

INDICE DE FIGURAS

- Fig. 2.1 Ferrallado de un soporte para su refuerzo mediante recrecido de hormigón
- Fig. 2.2 Refuerzo de soportes con FRP. (a) Soporte circular reforzado; (b) Ejecución de un refuerzo
- Fig. 2.3 Refuerzo de un soporte con un encamisado continuo de acero
- Fig. 2.4 Soporte reforzado con angulares y presillas metálicos
- Fig. 2.5 Uso de las diferentes técnicas de refuerzo en el territorio español (Adam 2007)
- Fig. 2.6 Número de estudios publicados de 1945 a 2006 según la página Web of Science, sobre refuerzo de elementos de hormigón armado (Giménez 2007)
- Fig. 2.7 Porcentaje de publicaciones científicas entre los años 1990 y 2006 sobre cada una de las técnicas de refuerzos de soportes de HA. (a) Según datos de Elsevier; (b) Según datos de ASCE (Adam 2007)
- Fig. 2.8 (a) Estado de compresión uniaxial; (b) Estado de compresión triaxial (Adam 2007)
- Fig. 2.9 Comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial (Adam 2007)
- Fig. 2.10 Superficie de plastificación del hormigón en el círculo de Mohr (Adam 2007)
- Fig. 2.11 Confinamiento en altura impuesto por el refuerzo en un SHARAPM (Adam 2007)
- Fig. 2.12 Confinamiento del hormigón en una sección reforzada (adaptado de Dritsos y Pilakoutas 1992)
- Fig. 2.13 Confinamiento del hormigón en una sección reforzada, teniendo en cuenta el confinamiento por estribos y por el refuerzo (Montuori y Piluso 2009)
- Fig. 2.14 Equilibrio de fuerzas para el cálculo del confinamiento en un refuerzo continuo circular (Adam 2007)
- Fig. 2.15 Confinamiento impuesto al hormigón de un soporte por: (a) Estribos; (b) Refuerzo de chapa continua; (c) Refuerzo de angulares y presillas (Adam 2007)
- Fig. 2.16 Interfaces acero-mortero-hormigón en que se produce la transmisión por tensiones rasantes (Adam 2007)
- Fig. 2.17 Fuerzas actuantes en el contacto entre dos superficies (Adam 2007)
- Fig. 2.18 Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez 2007)
- Fig. 2.19 Transmisión directa de tensiones del nudo viga-soporte al refuerzo metálico (Adam 2007)
- Fig. 2.20 Conexión entre tramos de soporte de diferente planta mediante perfiles tubulares

- (Adam 2007)
- Fig. 2.21 Conexión entre tramos de soporte de diferente planta mediante barras de acero pasantes (Adam 2007)
- Fig. 2.22 Soportes de HA (cotas en mm) ensayados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1995) (Adam 2007)
- Fig. 2.23 Tipologías de refuerzo de los soportes (cotas en mm) ensayados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1995) (Adam 2007)
- Fig. 2.24 SHARAPM (cotas en mm) ensayados por Cirtek (2001a, 2001b) (Adam 2007)
- Fig. 2.25 Soportes ensayados a compresión centrada (adaptada de Giménez 2007)
- Fig. 2.26 Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 5 presillas: (a) Probetas ADA, AC, ADB y MEAD; (b) Probetas BD y BC; (c) Probeta MEBD (adaptada de Adam 2007)
- Fig. 2.27 Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 7 presillas: (a) Probetas PAC y PAD; (b) Probetas PBC y PBD (adaptada de Adam 2007)
- Fig. 2.28 Imágenes de la rotura de una de las probetas ensayadas (Giménez 2007)
- Fig. 2.29 Modos de fallo observados en el refuerzo metálico en los modelos de elementos finitos (se muestran la tensión de von Mises). (a) Plastificación del primer tramo de angular; (b) Plastificación del angular en el tramo central (nótese la disposición de una presilla adicional); (c) Plastificación de la primera presilla (Adam et al 2009b)
- Fig. 2.30 Equilibrio de fuerzas en una rebanada diferencial de SHARAPM (Calderón et al. 2009)
- Fig. 2.31 Probetas ensayadas para el estudio del nudo viga-soporte a compresión centrada (adaptada de Adam 2007)
- Fig. 2.32 Probetas con capiteles AxL.C (Adam 2007)
- Fig. 2.33 Probetas con perfiles tubulares AxL.T (Adam 2007)
- Fig. 2.34 Modo de rotura de la probeta AxL.C (Adam 2007)
- Fig. 2.35 Modo de rotura de la probeta AxL.T (Adam 2007)
- Fig. 2.36 Grado de plastificación del acero (izquierda, tensiones de von Mises) y del hormigón (derecha, criterio de plastificación de Drucker-Prager). (a) Probeta con capitel; (b) Probeta sin capitel (Adam et al 2007)
- Fig. 2.37 Modelo de bielas y tirantes para el cálculo de P_{nudo} (Adam 2007)
- Fig. 2.38 Ensayos desarrollados por Montuori y Piluso. (a) Vista un ensayo; (b) Esquema de los elementos empleados en los ensayos (Montuori y Piluso 2009)
- Fig. 3.1 Zona de un entramado de edificación simulada en los ensayos (Adam 2007)
- Fig. 3.2 Geometría de las probetas ensayadas (cotas en mm)
- Fig. 3.3 Alzado, planta y perfil del cajón metálico situado en el extremo de la probeta (cotas en mm)
- Fig. 3.4 Armado de las probetas ensayadas (cotas en mm)
- Fig. 3.5 Detalle de la soldadura de la armadura longitudinal del soporte al cajón metálico del extremo
- Fig. 3.6 Vista del armado de las probetas
- Fig. 3.7 Vista del aspecto del hormigón con el que se fabricaron las probetas ensayadas

- Fig. 3.8 Conexión al nudo viga-soporte mediante taco químico
- Fig. 3.9 Conexión al nudo viga-soporte mediante barra pasante
- Fig. 3.10 Refuerzo de las probetas
- Fig. 3.11 Disposición de los capiteles soldados al refuerzo y en contacto con la viga. (a) Esquema; (b) Vista del capitel
- Fig. 3.12 Detalle de la soldadura de los angulares de refuerzo al cajón metálico del extremo de las probetas
- Fig. 3.13 Vista de un capitel con sus rigidizadores y con los elementos de conexión dispuestos (barra pasante en este caso)
- Fig. 3.14 Tubos de PVC embebidos en el hormigón para pasar posteriormente las barras de acero en las probetas tipo B
- Fig. 3.15 Esquema del ensayo
- Fig. 3.16 Probeta dispuesta en el pórtico de ensayos, lista para ser ensayada
- Fig. 3.17 Detalle del apoyo de la carga vertical mediante placa de apoyo y neopreno
- Fig. 3.18 Disposición de los LVDTs en las probetas testigo. (a) Acortamiento en diferentes secciones; (b) Acortamiento total
- Fig. 3.19 Instrumentación de las probetas testigo (cotas en mm)
- Fig. 3.20 Instrumentación dispuesta en las probetas reforzadas
- Fig. 3.21 Posición de las galgas dispuestas en el interior de la probeta
- Fig. 3.22 LVDT para medir el acortamiento total de la probeta
- Fig. 3.23 Instrumentación dispuesta en el nudo viga-soporte
- Fig. 3.24 Instrumentación de las barras pasantes mediante galgas extensiométricas
- Fig. 3.25 Rotura de la soldadura del rigidizador central en los capiteles en tracción ocurrida en la probeta B-L1-1
- Fig. 3.26 Rotura por pandeo de la probeta B-L3-1
- Fig. 3.27 Leyes de esfuerzos en las probetas reforzadas ensayadas (N axil, P carga vertical, L luz entre apoyos)
- Fig. 3.28 Comparación entre el diagrama N-M experimental obtenido con las probetas ensayadas y el diagrama teórico para el soporte sin reforzar
- Fig. 3.29 Fisuración aparecida en la cara de tracción en las probetas RC-L1, consecuencia del cono de arrancamiento por la presencia del taco químico
- Fig. 3.30 Fisuración aparecida en la cara de compresión en las probetas RC-L1
- Fig. 3.31 Estado de los capiteles tras el ensayo en las probetas RC-L1. (a) Capitel en cara de tracción (pequeño despegue); (b) Capitel en cara de compresión (ligera hinca)
- Fig. 3.32 Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas RC-L1
- Fig. 3.33 Fisuración aparecida en la cara de tracción en las probetas RC-L2
- Fig. 3.34 Fisuración aparecida en la cara de compresión en las probetas RC-L2
- Fig. 3.35 Despegue observado en los capiteles de la cara de tracción en las probetas RC-L2

- Fig. 3.36 Hincas del capitel a compresión y aparición de fisuras marcando el recubrimiento, en las probetas RC-L2
- Fig. 3.37 Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas RC-L2
- Fig. 3.38 Fisuración en la cara de tracción aparecida en el entronque del soporte con el nudo en las probetas RC-L3
- Fig. 3.39 Daño aparecido en la zona comprimida del nudo en las probetas RC-L3
- Fig. 3.40 Leve despegue observado en los capiteles de la cara de tracción en las probetas RC-L3
- Fig. 3.41 Hincas del capitel en la cara de compresión en las probetas RC-L3
- Fig. 3.42 Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas RC-L3
- Fig. 3.43 Curvas carga vertical – flecha para el conjunto de las probetas con taco químico (probetas RC)
- Fig. 3.44 Fisura de tracción aparecida en el entronque del soporte con el nudo, en las probetas B-L1
- Fig. 3.45 Diversas vistas del estado en que quedaban los capiteles en tracción en las probetas B-L1 tras se ensayadas
- Fig. 3.46 Fisuración y daños aparecidos en la zona de compresión del nudo en las probetas B-L1
- Fig. 3.47 Fisuración inducida en el tramo de viga, marcando el recubrimiento del hormigón, por la hincas de los capiteles en compresión en las probetas B-L1
- Fig. 3.48 Detalle de la hincas del capitel en el hormigón del nudo, en las probetas B-L1, en donde se aprecia la magnitud de dicha hincas por la parte de rosca visible tras las tuercas
- Fig. 3.49 Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas B-L1
- Fig. 3.50 Fisuración de tracción aparecida en el entronque del soporte con el nudo, en las probetas B-L2
- Fig. 3.51 Daños y fisuras en la zona comprimida del nudo en las probetas B-L2
- Fig. 3.52 Despegue de los capiteles en la cara de tracción en las probetas B-L2
- Fig. 3.53 Hincas de los capiteles en compresión en las probetas B-L2
- Fig. 3.54 Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas B-L2
- Fig. 3.55 Curvas carga vertical – flecha para el conjunto de las probetas con barra pasante (probetas B)

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Valores del coeficiente de confinamiento efectivo k_1 (independientes del confinamiento)
Tabla 2.2	Valores del coeficiente de confinamiento efectivo k_1 (dependientes del confinamiento)
Tabla 2.3	Valores de la adhesión
Tabla 2.4	Valores del coeficiente de rozamiento
Tabla 2.5	Características, carga última y eficacia de los soportes ensayados por Cirtek (2001a, 2001b)
Tabla 2.6	Características de los SHARAPM ensayados a compresión centrada
Tabla 2.7	Características y carga última de las probetas reforzadas ensayadas por Montuori y Piluso (2009)
Tabla 3.1	Dosificación del hormigón empleado en la fabricación de las probetas
Tabla 3.2	Probetas reforzadas ensayadas
Tabla 3.3	Carga última de las probetas reforzadas ensayadas

NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

a	Adhesión entre dos superficies de contacto
A_{an}	Área de cada uno de los angulares que forma el refuerzo
A_c	Área de la sección transversal del soporte sin reforzar
A_L	Área total de los angulares del refuerzo
A_{nef}	Área de hormigón en la cual no es eficaz el confinamiento
A_s	Área total de la armadura longitudinal del soporte
c	Cohesión de un material
d	Diámetro del soporte
$efic$	Eficacia del refuerzo
f_c	Resistencia a compresión del hormigón
f_{cc}	Resistencia a compresión del hormigón confinado
f_{co}	Resistencia a compresión uniaxial del hormigón
f_l	Presión de confinamiento
f_{ref}	Límite elástico del material de refuerzo
f_t	Resistencia a tracción del hormigón
f_{yR}	Límite elástico del acero del refuerzo
f_{ys}	Límite elástico del acero que forma las armaduras
K	Parámetro propuesto por Giménez (2008) y Calderón et al. (2009) para evaluar la carga última de un SHARAPM
k'	Parámetro propuesto por Saatcioglu y Razvi (1992) para evaluar el valor del coeficiente de confinamiento efectivo (k_l)
k_l	Coeficiente de confinamiento efectivo
k_2	Coeficiente de incremento de la deformación
k_e	Efectividad del elemento de confinamiento (Montuori y Piluso 2009)
L	Distancia entre los apoyos articulados de las probetas
l_1	Lado mayor del soporte
l_2	Lado menor del soporte
l_a	Lado del angular
M	Momento
M_u	Momento máximo obtenido experimentalmente
N	Axil
N_{al}	Axil soportado por los angulares tras la primera presilla, según la propuesta de Giménez (2008) y Calderón et al. (2009)

$N_{L,t}$	Cuando se utilizan perfiles tubulares para resolver el nudo viga-soporte en un SHARAPM, axil al que está sometido cada uno de dichos perfiles
N_R	Carga última de un SHARAPM según la propuesta de Cirtek (2001b)
N_u	Axil de rotura de un soporte, reforzado o sin reforzar
p	Presión en dirección perpendicular a dos superficies de contacto
P_{Exp}	Carga última obtenida en el ensayo de una probeta
P_{nudo}	Carga última de un SHARAPM cuando la rotura se localiza en el nudo viga-soporte
$P_{nudo,t}$	Carga última de un SHARAPM, obtenida a través de un modelo de bielas y tirantes
P_{rotura}	Carga vertical máxima obtenida experimentalmente
$P_{soporte}$	Carga última de un SHARAPM cuando la rotura se localiza el tramo de soporte
T	Temperatura
t_{ref}	Espesor del material de refuerzo
$\varepsilon_1 ; \varepsilon_2 ; \varepsilon_3$	Deformaciones principales 1,2 y 3
ε_{cc}	Deformación en rotura del hormigón confinado
ε_{co}	Deformación en rotura del hormigón no confinado
κ_a	Parámetro propuesto por Lam y Teng (2003a, 2003b) para evaluar el valor del coeficiente de confinamiento efectivo (k_1)
μ	Coefficiente de rozamiento
ρ	Radio volumétrico de confinamiento del acero (Montuori y Piluso 2009)
$\sigma_1 ; \sigma_2 ; \sigma_3$	Tensiones principales 1, 2 y 3
σ_{an}	Tensión del angular del refuerzo en el momento de la rotura del soporte reforzado
τ	Tensión tangencial entre dos superficies
τ_{max}	Tensión tangencial máxima que se puede desarrollar entre dos superficies
ϕ	Ángulo de rozamiento interno de un material
Φ_c	Parámetro propuesto por Cirtek (2001b) para evaluar la carga última de un SHARAPM
FRP	Polímeros reforzados con fibras (fibre-reinforced polymers)
HA	Hormigón Armado
ICITECH	Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón
LVDT	Captador de desplazamiento (Linear variable differential transformer)
SHARAPM	Soporte/s de hormigón armado reforzado con angulares y presillas metálicas

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

En muchas ocasiones es necesario plantear la reparación o refuerzo de una estructura de edificación construida con hormigón armado (en adelante HA). Dicho refuerzo suele incluir los soportes del edificio, pues son los elementos que sustentan el conjunto de la estructura, y un fallo en ellos puede llevar de forma irremediable al colapso completo del edificio. Es por ello que Calavera (1999) atribuye a los fallos en los soportes la causa principal de los derrumbamientos de edificios.

De acuerdo con diversos autores (Frangou et al. 1995, Bsisu 2006, Adam 2007) son muchas las razones que puede hacer que sea necesario la reparación o refuerzo de un soporte de edificación:

- a) *Problemas patológicos*, debidos a errores de diseño, detalles mal solucionados, falta de controles de calidad, mala calidad de los materiales, deficiente ejecución de la estructura...
- b) *Necesidad de soportar cargas mayores* a las previstas en el cálculo inicial de la estructura, debido a cambios en las normativas, cambios en los usos del edificio, cambio en la configuración estructural...
- c) *Problemas relacionados con la durabilidad* de la estructura, tales como deterioro del hormigón, corrosión de las armaduras...
- d) *Acciones accidentales*, como sismos, fuertes vientos, fuego, explosiones, colisión de vehículos en soportes ubicados en el interior de aparcamientos, etc., que pudieron ser tenidas o no en cuenta durante la fase de diseño, pero que llevan a una reducción de la capacidad portante de la columna.

El caso (a) descrito, no suele ser muy frecuente y es más habitual en edificios “nuevos”, en lo que se detecta que alguna columna es insegura. Los casos (b) y (c) son típicos de edificios antiguos, sobre todo el último; en estas situaciones se repara, bien porque es menos costoso la reparación y el mantenimiento que demoler y reconstruir, o bien, debido a que dichos edificios tienen algún valor histórico o monumental.

Cabe señalar en este punto que los conceptos de reparar y reforzar son diferentes. Es ampliamente aceptado (CEB 1983, del Río y Ortiz 1991, GEHO 1994, Calavera 1996) que reparar consiste en devolver al estado inicial resistente una estructura dañada; por su parte, se entiende por reforzar el conseguir incrementar la capacidad portante de una estructura, que pudo o no haber sufrido daño. Aunque en esta Tesis se habla en general de refuerzo, los métodos presentados tienen como fin el aumento de la capacidad resistente del soporte tratado, ya sea para restituir su capacidad original o para conseguir resistir cargas mayores a las originales de proyecto. Es decir, en el término refuerzo estamos incluyendo también el concepto de reparación.

De las muchas tipologías de refuerzos propuestas, en la actualidad las más habituales, y que se analizarán con mayor detalle en el capítulo posterior, son las tres siguientes:

- a) *Refuerzo mediante materiales compuestos (FRP)*, envolviendo el soporte del edificio mediante materiales formados por una base de fibras de carbono, de vidrio o de aramida.
- b) *Refuerzo con recrecidos de hormigón*, adosando una camisa de HA al soporte que se quiere reforzar.
- c) *Refuerzo con encamisados metálicos*, que tiene a su vez distintas variantes, que se basan en envolver al soporte con chapas de acero. El refuerzo con angulares y presillas es una variante de esta tipología.

A pesar de que el empleo de angulares y presillas de acero es una de las técnicas más empleadas, no existe un suficiente número de investigaciones sobre el tema. Considerando la necesidad de su estudio, se planteó la investigación “Estudio experimental y numérico de nudos viga-soporte y losa-soporte en pilares de HA reforzados”, financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, con cargo al proyecto de investigación BIA 2008-06268. Dicha investigación se desarrolla en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia.

Esta Tesis de Master se engloba en el mencionado proyecto, y pretende ser la continuación de los trabajos realizados por Adam (2007) y Giménez (2007) dentro del proyecto de investigación “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión y flexo-compresión”, financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España con cargo al proyecto de investigación MAT 2003-08075.

1.2. Objetivos

La presente Tesis de Master se enmarca dentro del Master en Ingeniería del Hormigón impartido en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, de la Universidad Politécnica de Valencia, estudiándose el refuerzo de soportes de HA reforzados con angulares y presillas metálicas. En especial, el trabajo se centra en soportes habitualmente empleados en edificación, no abarcándose por ello los soportes esbeltos o el empleo de hormigón de alta resistencia.

Específicamente, con la realización de este trabajo se pretende alcanzar los siguientes objetivos:

- a) Establecer el Estado del Arte en refuerzo de soportes de HA con angulares y presillas metálicos; se tendrán en cuenta tanto la práctica habitual así como a las diversas investigaciones efectuadas sobre el tema.
- b) Analizar el comportamiento y la forma de rotura de una serie de probetas ensayadas en los laboratorios del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia, para el estudio del nudo viga-soporte en soportes de HA reforzados con angulares y presillas metálicos sometidos a la acción combinada de un esfuerzo axial y un momento flector.

Asimismo, cabe destacar que la presente Tesis de Master es la base y punto de partida de una futura Tesis Doctoral.

1.3. Contenido

La estructuración de la presente Tesis sigue el esquema siguiente:

- Capítulo 1. Introducción y Objetivos.
- Capítulo 2. Antecedentes y Estado del Arte.
- Capítulo 3. Estudio experimental.
- Capítulo 4. Conclusiones y Trabajo posterior
- Referencias
- Apéndices

El *Capítulo 1* sirve de introducción general a la Tesis, planteando las causas que pueden justificar la necesidad de ejecutar un refuerzo, y enumerando los tipos más comunes de refuerzos de soportes de HA. Asimismo, también se incluyen aquí los objetivos que se persiguen con la realización de este trabajo.

El *Capítulo 2* hace un repaso al Estado del Arte general sobre refuerzos de soportes de HA, centrándose posteriormente más específicamente en el caso de los refuerzos con angulares y presillas y estudiando en detalle los diferentes mecanismos resistentes que se dan en un soporte reforzado con dicha técnica.

El *Capítulo 3* presenta una serie de ensayos llevados a cabo sobre refuerzo de soportes de HA mediante angulares y presillas sometidos a una combinación de esfuerzos axil y flector. Tras describir las características de las diferentes probetas ensayadas, se analiza el comportamiento y el modo de rotura de éstas.

Finalmente, el *Capítulo 4* recoge las conclusiones que pueden extraerse del estudio desarrollado, e indica los trabajos e investigaciones posteriores a plantear como continuación a la presente Tesis de Master.

Se incluyen además dos *Apéndices*, en los que se presentan aspectos que, por claridad expositiva, se ha preferido no incluir en los Capítulos comentados.

CAPITULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción

El número de investigaciones llevadas a cabo sobre el refuerzo de soportes de HA es bastante reducido en comparación con los trabajos sobre refuerzo de vigas o forjados (Giménez 2007). Además, existen una gran variedad de técnicas para realizar el refuerzo de un soporte, pasando de los tradicionales recrecidos de hormigón al empleo de materiales poliméricos. No hay más que consultar trabajos como los de Frangou et al. (1995), Fukuyama y Sugano (2000) o Engindeniz et al. (2005) para confirmar la afirmación anterior.

El empleo de angulares y presillas de acero es un método de refuerzo muy extendido en diferentes países del mundo, especialmente en España, donde es ampliamente empleado. Pese a que se han desarrollado varias investigaciones sobre el tema, todavía existen dudas acerca del comportamiento de un soporte de HA reforzado con esta técnica, sobretodo cuando además de tener que resistir un esfuerzo axil, aparecen momento flectores.

La citada técnica ha resultado ser muy efectiva incrementando la resistencia y ductilidad de los soportes. Así, por ejemplo, el boletín nº 24 de CEB-FIB (2003) analiza diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA de aplicación en zonas con sismicidad elevada, mencionando al refuerzo mediante angulares y presillas como una de las técnicas más idóneas.

Este Capítulo tiene como objeto presentar los antecedentes de partida que motivan la presente Tesis, así como establecer un estado del arte en cuanto al refuerzo de soportes se refiere, centrándose especialmente en el caso de refuerzos mediante angulares y presillas.

En primer lugar se describirán, someramente, las técnicas de refuerzo más empleadas en la actualidad y se hará hincapié en la importancia del nudo viga-soporte. De acuerdo American Concrete Institute (2002), cuando se refuerza un soporte, un aspecto de suma importancia es el tratamiento del nudo viga-soporte (o forjado-soporte, según el caso). Esto es así, ya que en numerosas ocasiones esta es la zona que condiciona el comportamiento del soporte reforzado.

A continuación se pasará a justificar la necesidad de continuar estudiando el refuerzo de soportes con angulares y presillas de acero, y tras ello se analizarán los diferentes mecanismos que actúan en un refuerzo de este tipo. Finalmente, se estudiará el estado del arte relativo a las investigaciones en soportes de HA reforzados con angulares y presillas metálicos, donde quedará de manifiesto el escaso número de trabajos sobre el tema.

2.2. Técnicas de refuerzo

De la gran variedad de técnicas para el refuerzo de soportes de HA planteadas a lo largo de la historia, sólo las tres siguientes son las más empleadas en la actualidad:

- a) Refuerzo con recrecidos de hormigón
- b) Refuerzo con polímeros reforzados con fibras (fibre-reinforced plastic, FRP)
- c) Refuerzo con encamisados de acero

A continuación se exponen de forma resumida las particularidades principales de cada una de estas técnicas.

2.2.1. Refuerzo con recrecidos de hormigón

El sistema de refuerzo de un elemento de hormigón con un recrecido del mismo material, es una de las técnicas más antiguas que existen (Fernández 1994). Para el caso de un soporte, este tipo de refuerzo consiste en adosar una camisa de HA al soporte existente que se pretende reforzar.

Esta técnica ha sido empleada ampliamente en el mundo, y ha demostrado un comportamiento altamente satisfactorio (Ramírez y Bárcena 1975, Ramírez et al. 1977, del Río y Ortiz 1991, Rodríguez y Park 1994). Asimismo, se ha llegado a afirmar que, si se ejecuta correctamente, la eficacia y garantía que aporta este refuerzo puede ser superior a otras técnicas de refuerzo (Fernández 1994).

El proceso a seguir para ejecutar un refuerzo de este tipo es muy sencillo: primero se realiza un saneo de la superficie del soporte original; en segundo lugar se procede al montaje de las armaduras longitudinal y transversal; y por último, se hormigona el recrecido. La Fig. 2.1 muestra un soporte que va a ser reforzado con esta técnica.

La unión entre el hormigón viejo y el nuevo deberá ser capaz de transferir las tensiones rasantes sin movimientos relativos que afecten el comportamiento del soporte (GEHO 1994); por ello, puede disponerse una resina epoxi (Fernández 1994) en la interfaz entre ambos hormigones. En el caso de que exista un daño importante en el soporte, puede procederse a realizar un cajeo a intervalos de unos 30 cm, o incluso al picado del recubrimiento, conectando posteriormente las armaduras nuevas a las antiguas (del Río y Ortiz 1991).

En general, los recrecidos de hormigón trabajan por la combinación de: un efecto de confinamiento, provocado de una parte por la retracción del nuevo hormigón (del Río y Ortiz 1991, Fernández 1994), y de otra, por la presencia de estribos en el recrecido; unido a la transmisión de esfuerzos por fricción entre ambos hormigones. Para conseguir una buena adherencia entre el hormigón viejo y el nuevo es posible disponer elementos de anclaje (González 1991, Newman 2000).



Fig. 2.1. Ferrallado de un soporte para su refuerzo mediante recrecido de hormigón

La puesta en obra del nuevo hormigón puede efectuarse colocando un encofrado perimetral y vertiendo el hormigón a través de un agujero realizado en el forjado superior o bien por un lateral. Normalmente el hormigón será autocompactable y con un tamaño máximo de árido reducido para facilitar su trabajabilidad y evitar la aparición de coqueas.

Una alternativa es emplear hormigón proyectado sobre una ferralla previamente dispuesta. El inconveniente principal de este método es la gran cantidad de suciedad que genera, lo que lo desaconseja su uso cuando se trabaja en el interior de viviendas.

Los espesores de recrecido de hormigón suelen estar condicionados más por razones constructivas que por su capacidad resistente (Fernández 1994). Con hormigón vertido en encofrados se requieren espesores de no menos de 6 cm, mientras que si se emplea el hormigón proyectado, dicho espesor puede reducirse hasta los 3 – 4 cm (del Río y Ortiz 1991). Como puede apreciarse, esto provoca que la sección del soporte se incremente considerablemente en relación a su dimensión original, lo que puede provocar problemas funcionales y de espacio. Al mismo tiempo, se aumenta la rigidez del soporte, lo que implica una posible modificación en la distribución de esfuerzos de la estructura (Fernández 1994, Adam 2007, Giménez 2007)

Se exponen a continuación las principales ventajas e inconvenientes que se presentan en un refuerzo con recrecido de hormigón. Respecto a las ventajas se tiene:

- a) Presenta un menor coste económico en comparación con otros sistemas de refuerzo.

- b) Los materiales utilizados y la técnica de aplicación son normalmente muy conocidos y similares a cualquier trabajo de hormigón.
- c) Mediante el recrecido de hormigón se reduce la esbeltez del soporte y se aumenta su rigidez.
- d) No necesita de una protección adicional frente a fuego.

Y, en cuanto a los inconvenientes:

- a) El elemento reforzado no puede ponerse en carga hasta que el hormigón haya alcanzado su resistencia de cálculo (en general 28 días como mínimo).
- b) Las dimensiones del elemento aumentan de forma considerable, con lo que se crean problemas estéticos, de espacio, funcionales y de la rigidez global de la estructura.
- c) Requiere una gran cantidad de medios, espacio y de mano de obra necesaria para llevar a cabo la operación.
- d) La ejecución del recrecido se puede ver dificultada por problemas de espacio en el interior de viviendas, ya que se precisa un suministro continuo de hormigón, así como zonas de acopio para los encofrados y ferralla

Recientemente se han realizado diversas investigaciones relacionadas con esta técnica de refuerzo. Cabe citar, entre otros, a Navarrete (2003), Navarrete y Calavera (2004), Bértora et al. (2005) y Herrera (2007).

2.2.2. Refuerzo con FRP

Al contrario que la técnica anterior, el uso de materiales FRP es mucho más novedoso; la primera investigación llevada a cabo sobre el refuerzo de estructuras mediante FRP tuvo lugar en 1984 (Teng et al. 2002, Meier et al. 1993) y posteriormente se aplicó por primera vez a escala real para el refuerzo del puente Ibach en Lucerna, en 1991. Por su parte, la aplicación pionera en España fue en el puente del Dragó en Barcelona, en 1996 (Sobrino y Gómez 1998). Sin embargo, las buenas características de los FRP ha hecho que se hayan desarrollado gran cantidad de investigaciones relacionadas con su uso como refuerzo en estructuras HA, tanto para vigas y forjados como para soportes.

Un material FRP se forma (Teng et al. 2002) embebiendo fibras carbono, vidrio o aramida en una matriz de resina epoxi, de poliéster o de viniléster, consiguiendo así la unión de todas las fibras. Con ello se consigue un material de alta resistencia y rigidez, ligero, no magnético y resistente a la corrosión (Newman 2000, Parvin y Wang 2001, Li et al. 2002, Perera 2006, El Maaddawy 2009).

La técnica de refuerzo de soportes con FRP más común, consiste en enrollar alrededor del soporte que se quiere reforzar, una o más capas de láminas de este material, impregnadas con resinas poliméricas (epoxi habitualmente), con las fibras orientadas en la dirección de los estribos (Teng et al. 2002). Esta operación requiere pocos operarios (Recuero et al. 2001), es de fácil puesta en obra (Parvin y Wang 2001, Teng et al. 2002), y de rápida ejecución, lo que supone una gran ventaja en aquellos casos en

que es difícil el acceso a la zona de trabajo (Priestley y Seible 1995, Hwang y Genes 1997, Karbhari y Zhao 2000, Sause et al. 2004, Adam 2007). Un refuerzo de este tipo puede verse en la Fig. 2.2.

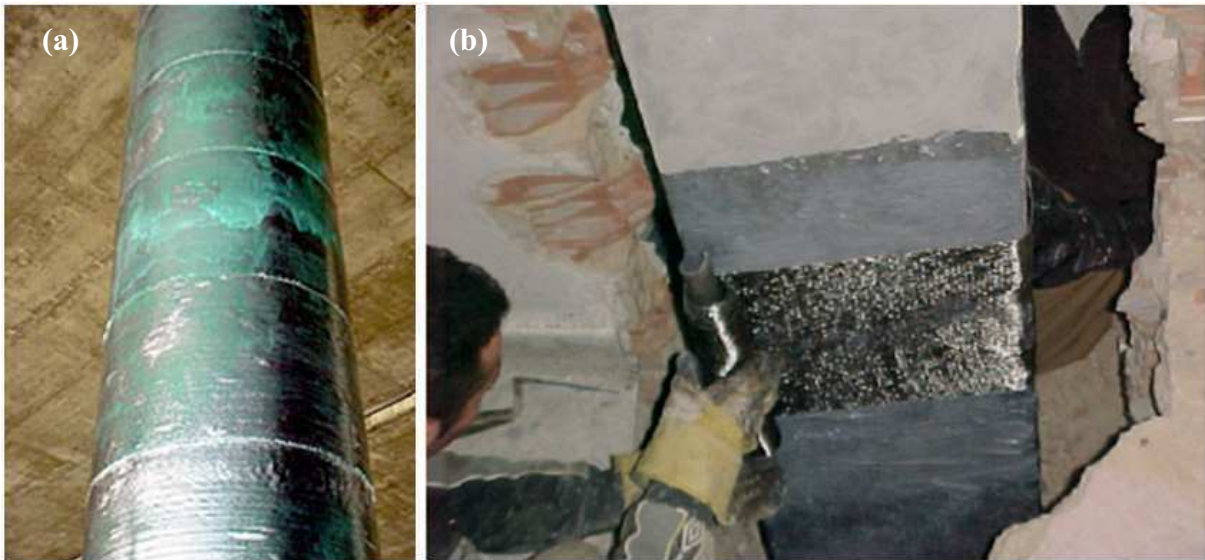


Fig. 2.2. Refuerzo de soportes con FRP. (a) Soporte circular reforzado; (b) Ejecución de un refuerzo

De esta forma, sin alterar en no más de unos milímetros las dimensiones iniciales del soporte, se consigue dotar al hormigón de un efecto de confinamiento muy beneficioso, lo que permite que aumente en gran medida la ductilidad y capacidad de absorción de energía del soporte (Ma et al. 2000, Sheik y Li 2007, Li et al. 2009), produciéndose además un aumento en su resistencia mecánica.

Si bien el efecto de confinamiento es muy efectivo en soportes circulares, cuando la sección es rectangular o cuadrada el empleo de un refuerzo de FRP es mucho menos eficaz (Mirmiran et al. 1998, Teng et al. 2002), llegando incluso a afirmarse que se necesita emplear el doble de material para conseguir el mismo efecto que se tendría si la sección fuese circular (Sheik y Li 2007). En general, en los diseños propuestos en los códigos existentes (Federation internationale du Béton 2001, American Concrete Institute 2002b, Canadian Standard Association 2002, Concrete Society 2004) suele calcularse como si la sección fuese circular y posteriormente se introduce un “factor de forma” (Rocca et al. 2008) que tiene en cuenta esta pérdida de efectividad.

Por este motivo, algunos autores (Teng et al. 2002, Pan et al. 2007) recomiendan transformar las secciones cuadradas y rectangulares, en elípticas o circulares, ejecutando un pequeño recrecido de hormigón previo a la realización del refuerzo. Como es de suponer, este tipo de actuación implica un aumento de la sección del soporte y un cambio en su forma, lo que puede llevar a problemas funcionales y arquitectónicos.

Finalmente, cabe señalar que la existencia de momentos (consecuencia por ejemplo, de cargas excéntricas) en el soporte reduce en gran medida la eficacia del refuerzo, aún cuando dicho momento

sea muy reducido (Parvin y Wang 2001, El Maaddawy 2009). Asimismo, el refuerzo de FRP se ve muy afectado por la esbeltez del soporte, de forma que los efectos del refuerzo disminuye conforme aumenta la esbeltez (Pan et al. 2007).

Visto lo anterior, se concluye que las principales ventajas que presenta un refuerzo con FRP son:

- a) Fácil puesta en obra y ejecución, gracias a la ligereza del material. Por ello, son especialmente adecuados en zonas de difícil acceso.
- b) Buena durabilidad con bajo mantenimiento, debido sobretodo a la alta resistencia a la corrosión de los FRP.
- c) Aumentan significativamente la ductilidad y la capacidad de absorción de energía del soporte, lo que supone mejorar el comportamiento de la estructura frente a sismos.
- d) Prácticamente no se alteran las dimensiones del soporte reforzado, eliminándose con ello posibles problemas funcionales y estéticos.

Por su parte, entre los inconvenientes destacan:

- a) Es necesario plantear una adecuada protección frente al fuego, debido a la presencia de resinas epoxi.
- b) La eficacia del refuerzo se ve reducida considerablemente si la sección es no circular, lo que hace el refuerzo poco adecuado para soportes con sección cuadrada o rectangular, a menos que éstos se transformen en circulares o elípticos, con los consecuentes problemas añadidos similares a los de la ejecución de un recrecido de hormigón.
- c) El refuerzo pierde efectividad si el soporte es esbelto y/o está sometido a un momento flector junto al esfuerzo axial, aún cuando dicho momento sea reducido.
- d) Actualmente, el precio del material que forma el refuerzo es aún muy elevado comparado con otros refuerzos más tradicionales como los recrecidos de hormigón o los encamisados metálicos.
- e) La industria aeronáutica y naval acapara un gran porcentaje del mercado de los materiales derivados de la fibra de carbono y de vidrio, por lo que en ocasiones el suministro de este material para el sector de la construcción puede verse comprometido.

Esta es la técnica de refuerzo más estudiada actualmente, destacando el libro de Teng et al. (2002), así como los trabajos de Parvin y Wang (2001), Pan et al. (2007), Sheik y Li (2007), Rocca et al. (2008) o Li et al. (2009).

2.2.3. Refuerzo con encamisados de acero

El empleo de acero para reforzar elementos de HA es, al igual que los recrecidos de hormigón, un método clásico de refuerzo muy extendido por todo el mundo. Se tiene constancia de investigaciones

sobre el empleo de acero para reforzar vigas en Francia ya por los años 60 y 70 (l'Hemite 1967, Bresson 1971). Asimismo, se conoce su empleo en Sudáfrica por esa misma época (Dussek 1974).

Dentro de esta técnica de refuerzo se han planteado diversas tipologías. En primer lugar se tienen los encamisados de chapa continua, que se ejecutan envolviendo al soporte con chapas de acero y soldando las esquinas libres de éstas; un refuerzo de estas características se muestra en la Fig. 2.3. En el caso de secciones cuadradas, pueden emplearse como camisas, dos perfiles en U (Fernández 1994) o dos chapas de acero dobladas en forma de L (Ramírez et al. 1997).

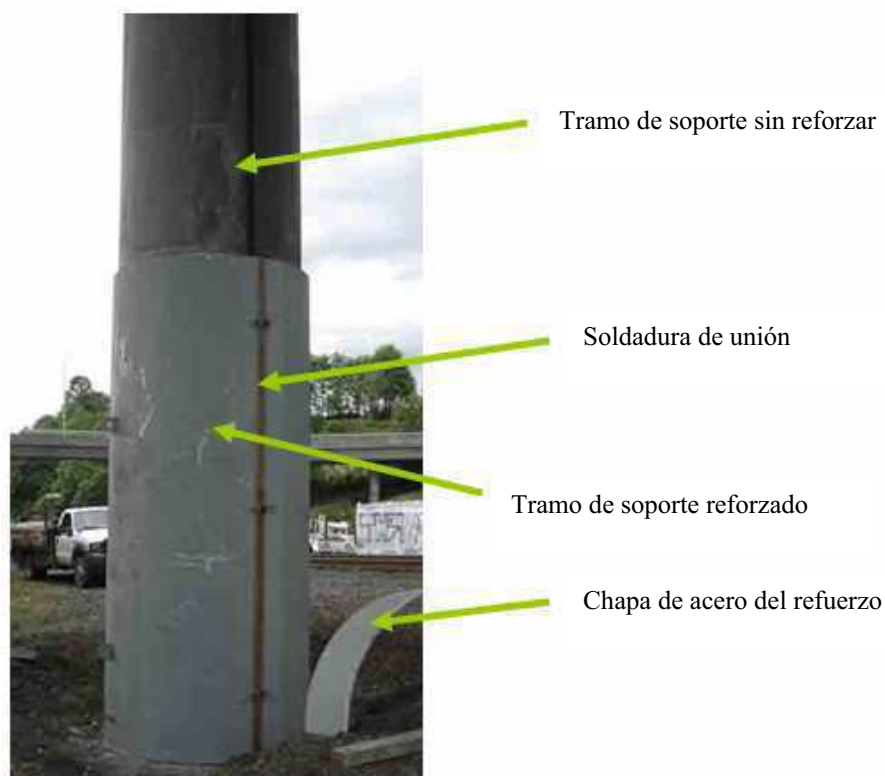


Fig. 2.3. Refuerzo de un soporte con un encamisado continuo de acero

El espacio entre el encamisado y el soporte original se rellena con resinas epoxi (Ramírez et al. 1997), con morteros de cemento o con hormigón (Fernández 1994, Regalado 1999, Newman 2000). De esta forma, la rotura del soporte resultará imposible mientras no falle el tubo que lo envuelve (Regalado 1999). Este método ha resultado ser muy efectivo, al proveer al hormigón del soporte de un confinamiento lateral que hace que la ductilidad y la resistencia del soporte frente a esfuerzos axiales, cortantes y flectores se incrementen (Chai y Priestley 1994, Newman 2000).

Puesto que el refuerzo funciona principalmente dotando de confinamiento al soporte, de la misma manera que ocurre con los refuerzos de FRP, la eficacia es muy inferior en el caso que la sección sea no circular (Mirmiran et al. 1998). Frente a esto, una solución sería encerrar al soporte rectangular o

cuadrado en una camisa circular o elíptica (Priestley y Seible 1995), aunque esta técnica no es siempre adecuada por el cambio significativo en la forma y el tamaño del soporte que conlleva (Wu et al. 2003).

Otro procedimiento de refuerzo es el empleo de chapas de acero pegadas y/o clavadas al soporte (Frangou et al. 1995, Uy 2002, Wu et al. 2003, Wu et al. 2004), más indicado para soportes de sección cuadrada o rectangular. Las chapas se adhieren en las cuatro caras del soporte con resinas epoxi, con pernos, o con ambos elementos. En cualquier caso, con ello se consigue confinar el soporte, con la consecuente mejora en la ductilidad, rigidez y resistencia del elemento.

La otra alternativa en soportes cuadrados (también extensible a soportes rectangulares) consiste en colocar en cada una de las cuatro esquinas un angular metálico y posteriormente soldar entre ellos unas presillas metálicas, quedando de la forma que aparece en la Fig. 2.4. Para asegurar una buena adherencia entre el refuerzo y el soporte original, previamente a la colocación de los elementos metálicos, se les debe incorporar una capa de mortero de cemento o epoxi. Esta técnica es de uso común en varios países del mundo, como la República Checa (Cirtek 2001a, Cirtek 2001b), Japón (Fukuyama y Sugano 2000), Grecia (Dritsos y Pilakoutas 1992) o España (Adam et al. 2009b).



Fig. 2.4. Soporte reforzado con angulares y presillas metálicos

Un refuerzo de angulares y presillas, funciona principalmente por dos mecanismos: el confinamiento impuesto por el refuerzo de acero, y la transmisión de esfuerzos por fricción entre el hormigón original y el acero. Muchos autores recomiendan precalentar las presillas a temperaturas de más de 100°C antes

de soldarlas, para así imponer un confinamiento activo al hormigón cuando estas retraigan al enfriar (del Río y Ortiz 1991, Dritsos y Pilakoutas 1992, Frangou et al. 1995, Regalado 1999, Cirtek 2001a, Cirtek 2001b); sin embargo esto complica mucho el montaje y en raras ocasiones se consigue el efecto buscado (Fernández 1994) llegando incluso a darse la posibilidad de que las altas temperaturas provoquen microfisuras en el hormigón del soporte (Cirtek 2001b, Adam 2007). Además es esperable que dicho confinamiento activo descienda con el tiempo, debido a la fluencia del hormigón del soporte (Dritsos y Pilakoutas 1992).

Para mejorar la transmisión de cargas al refuerzo, es habitual disponer unos capiteles en los extremos del soporte (del Río y Ortiz 1991, Fernández 1994, Regalado 1999, Adam 2007, Adam et al. 2007b, Giménez 2007, Adam et al. 2009b, Calderón et al. 2009, Giménez et al. 2009) en contacto con la viga o losa del forjado, y soldados a su vez al refuerzo. Con ello, el refuerzo trabaja además recibiendo de forma directa las cargas transmitidas por la planta superior.

También con este método de refuerzo se consigue un aumento de resistencia, rigidez, ductilidad y estabilidad de la columna, sin un aumento significativo de la sección transversal (del Río y Ortiz 1991, Li et al. 2002, Uy 2002).

Es común a todos los métodos de encamisados de acero la necesidad de bastante mano de obra y de medios, así como la necesidad de maquinaria pesada para transportar el acero involucrado; además muchas veces el espesor de las placas vendrá definido por motivos de instalación, como es el evitar el pandeo del elemento de acero durante el izado (Newman 2000). No obstante, esta técnica es rápida de ejecutar, y permite poner en uso la estructura inmediatamente (Fernández 1994); además, los encamisados de acero son fáciles de inspeccionar y pueden ser aplicados mientras la estructura está en servicio (Bsisu 2006). Se presentan a continuación las principales ventajas e inconvenientes del uso de encamisados metálicos. Respecto a las ventajas tenemos:

- a) Bajo coste económico.
- b) Rápida ejecución y posibilidad de realizar el refuerzo mientras la estructura está en uso.
- c) Para ejecutar el refuerzo no se precisa un personal de alta cualificación técnica.
- d) Puesta en servicio de la estructura de forma inmediata.
- e) No se incrementa apenas el espesor del pilar, sobretodo si se compara con los recrecidos de hormigón, lo que evita problemas funcionales y espaciales.
- f) Se aumenta la ductilidad, rigidez y resistencia del soporte de forma significativa.
- g) Los refuerzos con chapas clavadas/encoladas o con angulares y presillas son especialmente útiles en el caso de soportes rectangulares o cuadrados.

Y por su parte, se podría hablar de los siguientes inconvenientes:

- a) Requiere protección frente al fuego.

- b) Presenta problemas de corrosión y por tanto de durabilidad, si no se toman medidas adicionales de protección.
- c) El peso del refuerzo hace difícil el manejo de las piezas y obliga al uso de maquinaria para el izado.

Sobre este tipo de refuerzo destacan trabajos como el de Dritsos y Pilakoutas (1992), Uy (2002), Wu et al. (2003), Cirtek (2001a), Cirtek (2001b), Adam (2007), Adam et al. (2007b), Giménez (2007), Adam et al. (2008a) Adam et al. (2008b), Adam et al. (2009a), Adam et al. (2009b), Calderón et al. (2009), Giménez et al. (2009), Montuori y Piluso (2009) o Li et al. (2009).

2.3. Problema del nudo viga-soporte

Independientemente de que las acciones que soliciten a un soporte sean estáticas o dinámicas, está comprobado que el mayor riesgo de rotura se produce en el arranque y en la cabeza del mismo (Regalado 1999). Por este motivo, cuando se refuerza un soporte, sea con la técnica que sea, es esencial cuidar el diseño de los extremos.

Es más, el principal punto crítico en un refuerzo es la transmisión de tensiones, a través del forjado, del soporte en cuestión a su inmediato superior o inferior (del Río y Ortiz 1991, Regalado 1999). Si el forjado es unidireccional, entonces el problema se centra en resolver el problema de la transmisión de esfuerzos en el nudo viga-soporte.

La debilidad de los extremos de un soporte reforzado queda patente al observar que en los ensayos de laboratorio realizados sobre el tema, es habitual que el soporte finalice en unas cabezas de grandes dimensiones, fuertemente armadas y sobredimensionadas, de forma que la resistencia a axil, cortante y flector de éstas sea superior a la del soporte reforzado (Fukuyama et al. 2000, Ma et al. 2000, Adam et al. 2007b, Giménez 2007, Adam et al. 2009, El Maaddawy 2009, Giménez et al. 2009a). En algunas ocasiones se llega incluso a reforzar de forma adicional los extremos, para así conseguir que el fallo se traslade a la zona central del soporte (Ma et al. 2000, Parvin y Wang 2001, Uy 2002, Montuori y Piluso 2009).

El problema del nudo viga-soporte es más acusado en los refuerzos con encamisados metálicos, sobretodo cuando el refuerzo se realiza mediante angulares y presillas. Como bien se indica en Dritsos y Pilakoutas (1992) o en Adam et al. (2008a), las secciones críticas se dan en las zonas cerca de la cabeza y el pie de la jaula de acero.

Para el caso de un refuerzo con angulares y presillas, existen, básicamente, tres formas de solucionar el nudo viga-soporte (Adam et al. 2009b):

- a) Añadiendo unos capiteles soldados al refuerzo, al final de los angulares, de forma que queden en contacto con la viga (Ramírez y Bárcena 1975, Ramírez et al. 1977, Ramírez 1995, Adam 2007, Adam et al. 2007b, Giménez 2007, Adam et al. 2009b).

- b) Soldando unos perfiles tubulares a los angulares del refuerzo, pasando éstos a través del nudo viga-soporte. Esta variante fue propuesta por Fernández (1994) y posteriormente se aplicó de forma satisfactoria en Adam (2007) y Adam et al. (2008a).
- c) No añadir ningún elemento adicional. En este caso, el refuerzo no transmite de forma directa las cargas al nudo, tan solo trabaja por rozamiento además de proporcionar confinamiento.

Pese a que la última de las opciones anteriores parece la menos adecuada, puede ser recomendable (Regalado 1999) cuando se dan una o más de las siguientes circunstancias:

- a) La resistencia de la viga es insuficiente para absorber la carga transmitida por el capitel.
- b) Los soportes se refuerzan de forma individual, sin continuidad entre los forjados.
- c) En zonas sísmicas.

Si se prescinde de capitel, entonces se ha observado (Adam 2007, Adam et al. 2007b, Giménez 2007, Adam et al. 2009b) que el fallo ocurre siempre al final del soporte o en el nudo viga-soporte. Si por el contrario se dispone un capitel, también el fallo ocurre en los extremos del soporte o en el nudo (Adam 2007, Adam et al. 2007b, Giménez et al. 2009a, Giménez et al. 2009b), pero, si el diseño del refuerzo es adecuado, por ejemplo, disponiendo presillas adicionales en los extremos (Adam et al. 2009b, Giménez et al. 2009a), entonces el fallo tiene lugar en la sección central del soporte, con un comportamiento similar al de un soporte compuesto de acero-hormigón (Adam 2007, Adam et al. 2008b, Adam et al. 2009a); también con la adición de los tubos de acero se consigue que la rotura ocurra en la zona central del soporte.

Visto lo anterior, parece adecuado realizar un estudio del nudo viga-soporte. En esta línea existen algunos trabajos (Ramírez 1995, Recuero 2001, Li et al. 2002, Wu et al. 2003, Wu et al. 2004, Adam 2007, Adam et al. 2008a, Li et al. 2009); la cuestión que se plantea entonces es si el nudo propiamente dicho puede ser reforzado o no. Esta inquietud se debe a que, para que en la realidad pueda reforzarse un nudo, es necesario trabajar en el forjado, con el considerable riesgo de dañar diversos elementos estructurales y no estructurales que ello entraña (Montuori y Piluso 2009).

Lo habitual es evitar afectar los forjados existentes, por lo que no suele ser posible acceder al nudo para reforzarlo. Esto lleva a que la zona que condicione el fallo en un soporte reforzado sea precisamente el nudo viga-soporte, pues será el único elemento que se encuentre en su estado original.

2.4. Motivación para investigar en soportes de HA reforzados con angulares y presillas metálicas

Vistas en el apartado anterior las tres técnicas de refuerzo más empleadas actualmente, corresponde ahora justificar porqué la presente Tesis estudia el refuerzo de los soportes con angulares y presillas de acero.

Con los epígrafes siguientes se pretende hacer ver que, si bien esta técnica de refuerzo es empleada de forma general en todo el mundo, no está lo suficientemente investigada y todavía surgen dudas en cuanto a su comportamiento. Con ello se concluye la necesidad de continuar el estudio de los soportes de HA reforzados con angulares y presillas metálicos (en adelante SHARAPM).

2.4.1. Uso de las diferentes técnicas de refuerzo en España

Con el fin de averiguar qué técnica de refuerzo de soportes de HA es la más empleada en España, Adam (2007) realizó una encuesta a un total de 23 técnicos españoles, distribuidos geográficamente de forma que se intentase abarcar a casi todo el territorio español. Estos técnicos desarrollan su profesión en el ámbito de la docencia, la consultoría y en empresas de la construcción.

Las cuestiones que se plantearon fueron las siguientes:

- a) Estimación personal sobre qué porcentaje de uso representa, en su zona de trabajo, cada una de las 3 técnicas de refuerzo descritas en el apartado anterior.
- b) Sistema de refuerzo más empleado por el técnico entrevistado.
- c) Discusión sobre las particularidades que presenta cada sistema de refuerzo.

Con ello se pudo elaborar el gráfico de la Fig. 2.5, que muestra el porcentaje de utilización de cada una de las técnicas descritas anteriormente (refuerzo con FRP, recrecidos de hormigón y encamisado metálicos). Se aprecia que la técnica más empleada en España es la de los encamisados metálicos. En concreto, en las encuestas se detectó que el método de refuerzo más habitual en el territorio español es mediante angulares y presillas metálicas.

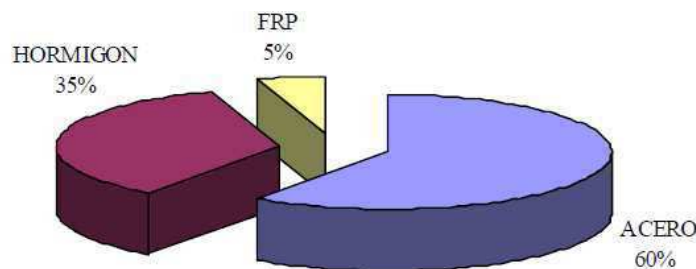


Fig. 2.5. Uso de las diferentes técnicas de refuerzo en el territorio español (Adam 2007)

Adam (2007) destaca que la gran mayoría de técnicos opinan que no se conoce a ciencia cierta como funciona un SHARAPM. Asimismo, también muestran su preocupación sobre la forma en que se transmiten los esfuerzos entre los diversos tramos de soporte de una estructura.

En general, los técnicos prefieren reforzar mediante recrecidos de hormigón por motivos técnicos, aunque los problemas funcionales y de espacio que este tipo de refuerzo presenta hace que la mayor parte de las veces tengan que diseñar refuerzos metálicos. El empleo de FRP es muy reducido, alegando que se evita su uso por motivos económicos y técnicos (el mal confinamiento en soportes no circulares suele ser el principal hecho que hace que no se plantee su uso).

2.4.2. Investigaciones realizadas en las diferentes técnicas de refuerzo

Giménez (2007) llevó a cabo una recopilación de los diferentes artículos sobre el refuerzo de estructuras de HA, publicados desde 1945 hasta 2006 a través de la página digital “Web of Science” (<http://thomsonreuters.com>). Con ello elaboró el gráfico de la Fig. 2.6 y concluyó que la mayor parte de las investigaciones sobre refuerzo se centran en el estudio de vigas reforzadas con FRP. En el caso de soportes, también los FRP representaban el mayor porcentaje. El refuerzo mediante acero es algo menor, y en general se trata de encamisados continuos, ya que sólo se encontraron 3 artículos en que el encamisado se realizase con angulares y presillas.

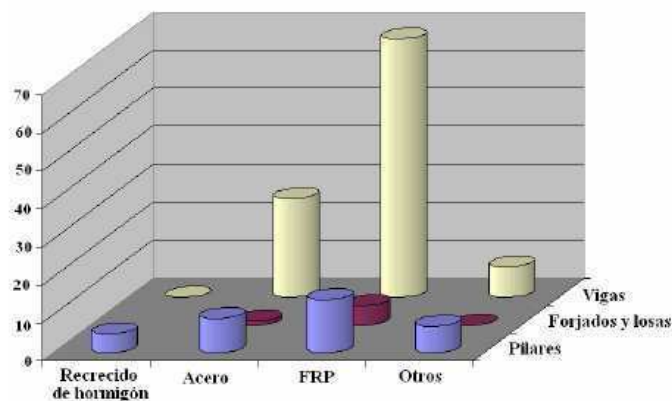


Fig. 2.6. Número de estudios publicados de 1945 a 2006 según la página *Web of Science*, sobre refuerzo de elementos de hormigón armado (Giménez 2007)

También Adam (2007) realizó una búsqueda bibliográfica sobre refuerzos de soportes de HA. Para ello empleó las dos principales editoriales que publican revistas de investigación relacionadas con la ingeniería civil, Elsevier (www.sciencedirect.com) y ASCE (www.asce.org). Tras este estudio, se obtuvieron los gráficos de la Fig. 2.7, que recogen las investigaciones realizadas sobre cada una de las tres técnicas de refuerzo en las citadas publicaciones. En este caso vemos claramente que la técnica más estudiada es el refuerzo con FRP y tanto los recrecidos de hormigón como los encamisados metálicos son poco estudiados.

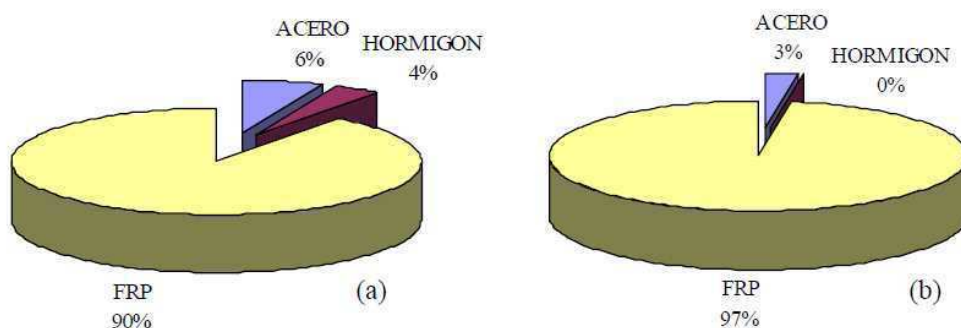


Fig. 2.7. Porcentaje de publicaciones científicas entre los años 1990 y 2006 sobre cada una de las técnicas de refuerzos de soportes de HA. (a) Según datos de Elsevier; (b) Según datos de ASCE (Adam 2007)

Para la realización de la presente Tesis se ha realizado una búsqueda bibliográfica sobre refuerzo de soportes de HA. Es de destacar que se ha observado que: la mayor parte de los trabajos se centran en el estudio de refuerzos mediante FRP, que las investigaciones sobre recrecidos de hormigón son casi inexistentes y que sobre encamisados metálicos los estudios son escasos, concentrándose en los últimos años en la variante de chapas clavadas y pegadas. De los trabajos que tratan sobre refuerzos con angulares y presillas metálicos, destacar que en su mayoría sólo se analiza el comportamiento frente a compresión centrada y habitualmente no se tiene en consideración el estudio del nudo viga-soporte.

Vista que la tendencia actual sigue lo indicado por Adam (2007) y Giménez (2007), y puesto que sus trabajos son muy próximos a la elaboración de la presente Tesis, no se ve la necesidad de realizar un estudio a fondo de la situación actual, pudiéndose considerar que los porcentajes serán hoy muy similares a los ya indicados en las Figs. 2.5, 2.6 y 2.7.

2.4.3. Necesidad de investigar en SHARAPM

De acuerdo con los dos apartados anteriores, tenemos que la técnica de refuerzo mediante angulares y presillas es muy empleada en España y sin embargo, poco se conoce en cuanto a su funcionamiento. Debe añadirse que, como ya se indicó antes, el empleo de angulares y presillas está extendido por todo el mundo, tanto en Europa (Dritsos y Pilakoutas 1992, Ramírez 1995, Cirtek 2001a, Cirtek 2001b, Adam et al. 2007, Montuori y Piluso 2009) como en América (Oey et al. 1996) o Asia (Fukuyama y Sugano 2000, Li et al. 2009).

Como hemos visto, son muy pocos los trabajos que se han dedicado al estudio del funcionamiento de un SHARAPM. Cabría decir además que la mayor parte de las investigaciones llevadas a cabo se centran en el estudio a compresión centrada, es decir, tan sólo se somete al soporte a un esfuerzo axil.

La falta de estudios y lo habitual de su empleo justifica la necesidad de ahondar en el conocimiento de los SHARAPM. En especial parece lo más adecuado abordar lo que ocurre en este tipo de elementos cuando además de un axil se ven sometidos a un flector.

Con todo ello se considera que la investigación objeto de la presente Tesis queda suficientemente justificada. En lo que sigue, en este Capítulo dedicado al Estado del Arte, se tratarán únicamente aspectos relacionados con los SHARAPM.

2.5. Mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM

Una vez justificada la necesidad de llevar a cabo un estudio en SHARAPM, parece razonable que el siguiente paso sea conocer y comprender cómo funciona un soporte de HA cuando es reforzado con angulares y presillas. En especial, es fundamental el conocimiento de los mecanismos resistentes que hacen que la carga última de un soporte reforzado se incremente.

Como ya se expuso en el *Apartado 2.2.3*, el refuerzo proporciona en primer lugar confinamiento al hormigón. Además se movilizan dos mecanismos que transmiten las cargas del soporte al refuerzo y permiten la entrada en carga de éste. Estos mecanismos son la transmisión por tensiones rasantes a través del mortero dispuesto entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte; y, la transmisión directa de cargas a través de los posibles capiteles dispuestos en los extremos del soporte reforzado.

Los siguientes apartados tratarán los tres mecanismos resistentes mencionados: confinamiento, transmisión por tensiones rasantes y transmisión directa.

2.5.1. Confinamiento impuesto por el refuerzo

Si bien el confinamiento que el refuerzo impone sobre el hormigón del soporte original no es un mecanismo de transferencia de cargas, está claro (del Río y Ortiz 1991, Fernández 1994, Regalado 1999, Cirtex 2001a, 2001b, Adam 2007, Adam et al. 2007, Giménez 2007) que al confinar el hormigón se produce un incremento en la carga última y en la ductilidad. El confinamiento en un SHARAPM es consecuencia del efecto Poisson. Cuando el soporte es comprimido experimenta una dilatación transversal; si existe un refuerzo, éste coartará la deformación del hormigón, es decir, tendrá un efecto de zunchado, lo que originará unas presiones perpendiculares a la directriz del soporte y generará un estado de compresión triaxial.

2.5.1.1. Origen del confinamiento

Un elemento de hormigón se dice que está confinado cuando se encuentra sometido a un estado de compresión triaxial, es decir, cuando las tres tensiones principales son de compresión. Si por el contrario, sólo una de las tensiones principales es de compresión y las otras dos son nulas, se dice que el elemento se encuentra en un estado de compresión uniaxial. La Fig. 2.8 ilustra las diferencias entre los estados de compresión uniaxial y triaxial.

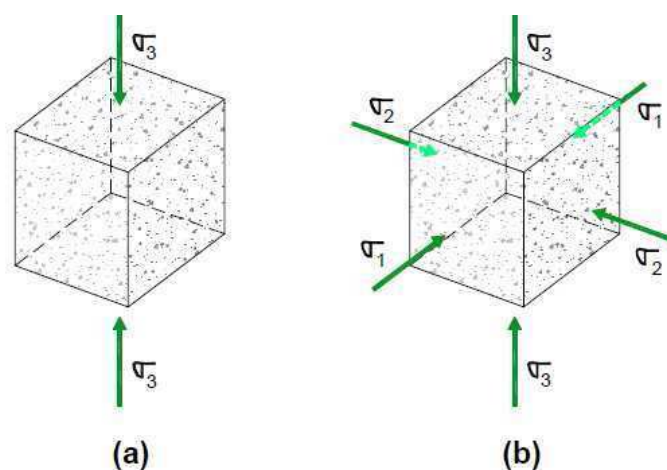


Fig. 2.8. (a) Estado de compresión uniaxial; (b) Estado de compresión triaxial (Adam 2007)

Si el origen del confinamiento es una carga exterior, entonces se denomina confinamiento activo. Esta carga puede ser de diversa naturaleza, como por ejemplo, el empuje hidrostático del agua, como ocurre en un ensayo en célula triaxial de caracterización de suelos. Cuando el confinamiento no es producido por una carga exterior, se denomina pasivo. Este tipo de confinamiento es el más habitual, y se da en todos los elementos de HA sometidos a una carga axial de compresión; cuando el núcleo de hormigón intenta expandirse como consecuencia del efecto Poisson, los estribos impiden dicho movimiento, generando así un estado de compresión triaxial.

Dentro de las diferentes investigaciones llevadas a cabo para estudiar el comportamiento del hormigón confinado, podemos destacar en primer lugar las llevadas a cabo a través de ensayos en célula triaxial, destacando a Richart et al. (1928), Balmer (1949), van Mier (1984), Attard y Setunge (1996), Rutland y Wang (1997), Candappa et al. (2001) y Sfer et al. (2002).

Para el caso del confinamiento pasivo, se ha estudiado el confinamiento debido a la armadura transversal (Richart et al. 1929, Sheik y Uzumeri 1982, Mander et al. 1988a 1988b, Saatcioglu y Razvi 1992, Cusson y Paultre 1993), el debido al refuerzo mediante FRP (Fardis y Khalili 1982, Karbhari y Gao 1997, Mirmiran et al. 1998, Samaan et al. 1998, Miyauchi et al. 1999, Saafi et al. 1999, Spoelstra y Monti 1999, Toutanji 1999, Xiao y Wu 2000, Lam y Teng 2001, Li y Li 2003, Berthet et al. 2006), así como el debido a encamisados de acero (Kotsovos y Perry 1986).

2.5.1.2. Comportamiento de un hormigón confinado

Sea cual sea la causa del confinamiento, el resultado es un aumento de la resistencia a compresión del hormigón, en comparación con la resistencia que tendría si se encontrase en un estado de compresión uniaxial. También se produce un incremento en la deformación de rotura, y por lo tanto en su ductilidad.

Los aspectos mencionados con anterioridad pueden verse en la Fig. 2.9 en la que se representa de forma cualitativa la curva tensión-deformación para un hormigón sometido a diferentes estados tensionales. Se observa que conforme el confinamiento es mayor, es decir, conforme aumenta el valor de las tensiones σ_1 y σ_2 , la tensión de rotura (σ_3) también es mayor, además de experimentar un aumento de la deformación en rotura (ϵ_3).

Para determinar la resistencia a compresión de un hormigón confinado se han propuesto diferentes modelos a lo largo del tiempo. En la actualidad los más empleados están basados en el desarrollado por Richard et al. (1929), recogido en la Ec. (2.1), donde f_{cc} representa la resistencia a compresión del hormigón confinado por una presión lateral f_l , y f_{co} es a la resistencia a compresión uniaxial de ese hormigón.

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 f_l \quad (2.1)$$

El factor k_1 se denomina “coeficiente de confinamiento efectivo” y se han propuesto diferentes valores para él a lo largo del tiempo. El valor original (Richard et al. 1928) de k_1 fue de 4.1. En la Tabla 2.1 se

han recogido los valores considerados para este coeficiente en diversos trabajos aparecidos posteriormente (Ansari y Li 1998, Miyauchi et al. 1999, Candappa et al. 2001, y Lam y Teng 2001, Teng et al. 2002, Lam y Teng 2003a 2003b).

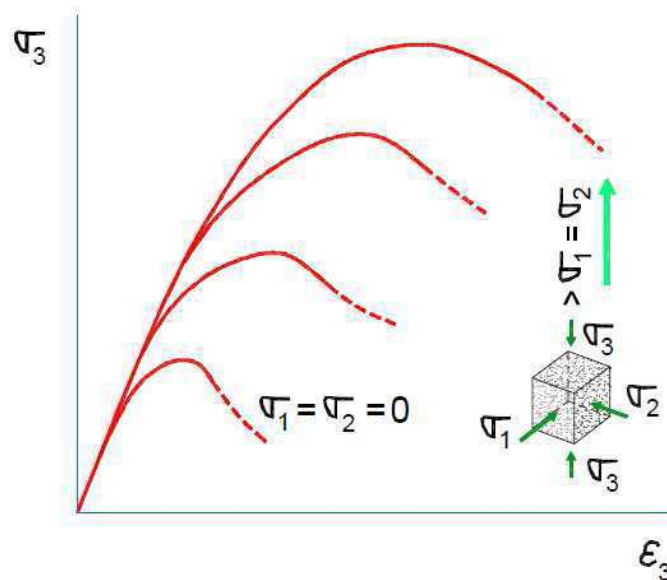


Fig. 2.9. Comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial (Adam 2007)

Viendo los trabajos anteriores, se llega a la conclusión de que el valor de k_1 no es constante, sino que depende del grado de confinamiento al cual se encuentre sometido el hormigón. Así, cuando el grado de confinamiento es bajo (Richard et al. 1928, Candappa et al. 2001) los valores propuesto están alrededor de 4.5, mientras que si el confinamiento es alto (Ansari y Li 1998) el valor de k_1 se reduce a valores cercanos a 2.

Tabla 2.1. Valores del coeficiente de confinamiento efectivo k_1 (independientes del confinamiento)

Autor	Richard et al. 1928	Ansari y Li 1998	Miyauchi et al. 1999	Candappa et al. 2001	Lam y Teng 2001	Teng et al. 2002	Lam y Teng 2003a 2003b
k_1	4.1	2.6	2.98	5.3	2.0	2.15	$3.3\kappa_a^*$

* κ_a es un parámetro que sólo depende de factores geométricos.

Por este motivo en trabajos como los de Saatcioglu y Razvi (1992), Karbhari y Gao (1997), Samaan et al. (1998), Saafi et al. (1999) o Toutanji (1999), no se propone un valor fijo para k_1 , sino que se presenta una expresión que depende de la presión lateral ejercida sobre el elemento de hormigón, es decir, del confinamiento. La Tabla 2.2 recoge las expresiones propuestas por estos autores.

Tabla 2.2. Valores del coeficiente de confinamiento efectivo k_1 (dependientes del confinamiento)

Autor	Saatcioglu y Razvi 1992	Karbhari y Gao 1997	Samaan et al. 1998	Saafi et al. 1999	Toutanji 1999
k_1	$6.7(k'f_l)^{-0.17^*}$	$2.1(f_l/f_{co})^{-0.13}$	$6.0f_l^{0.3}$	$2.2(f_l/f_{co})^{-0.16}$	$3.5(f_l/f_{co})^{-0.15}$

* k' es un parámetro función de f_l y diversos factores geométricos.

Tanto de los valores fijos antes comentados del coeficiente k_1 , como de las ecuaciones que lo definen, queda claro que cuanto mayor es el confinamiento, menor es la efectividad de éste, ya que el valor de k_1 es menor. Esto puede también deducirse con la ayuda de la Fig. 2.10 en la que se ha representado los círculos de Mohr para tres estados tensionales: tracción uniaxial ($\sigma_3 = f_t$, resistencia a tracción del hormigón, $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$); compresión uniaxial ($\sigma_3 = f_{cc}$, $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$); y, compresión triaxial ($\sigma_3 = f_{cc}$, $\sigma_1 = \sigma_2 = f_l$).

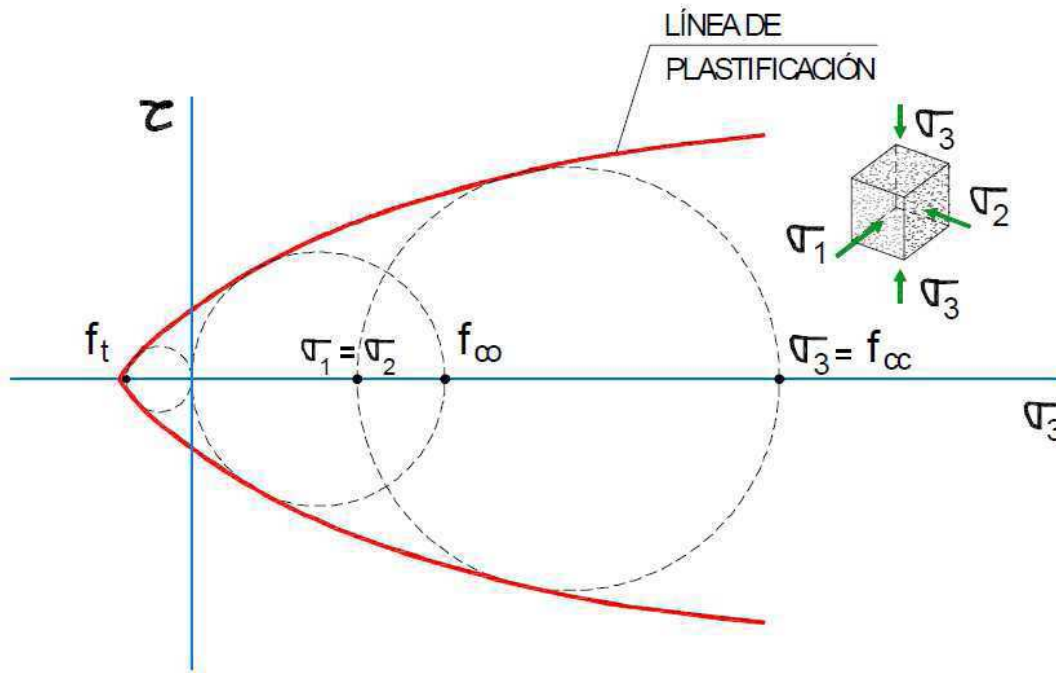


Fig. 2.10. Superficie de plastificación del hormigón en el círculo de Mohr (Adam 2007)

Tal y como se observa, conforme la presión de confinamiento aumenta, la línea que representa la superficie de plastificación del hormigón tiende a una asíntota horizontal; esto quiere decir que en el infinito el diámetro de cualquier círculo es constante, es decir que la diferencia entre f_{cc} y f_l se mantiene constante. Teniendo en cuenta esto, y la expresión Ec. (2.1) se concluye que, la efectividad del confinamiento (k_1) se reduce a medida que la presión lateral (f_l) aumenta.

El criterio de plastificación anterior se corresponde con el de Mohr-Coulomb, mostrado en la Ec. (2.2), empleado de forma frecuente en hormigón; este criterio, que data de 1773, afirma que el esfuerzo tangencial (τ) que se necesita para agotar una superficie de hormigón depende de tres factores: la presión normal a la superficie (σ), la cohesión (c), y el ángulo de rozamiento interno del material (ϕ).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.2)$$

Este criterio es fácil relacionarlo (Chen 1982) con la resistencia a compresión (f_c) y a tracción (f_t) del hormigón, mediante las expresiones Ec. (2.3) y Ec (2.4):

$$f_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.3)$$

$$f_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.4)$$

Si el hormigón está confinado, el coeficiente de confinamiento efectivo (k_1) se relaciona además con el ángulo de rozamiento interno (ϕ) mediante la ecuación Ec. (2.5), cuya deducción matemática se puede consultar en Berthet et al. (2006).

$$k_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.5)$$

En lo que respecta a la determinación de la deformación en rotura en un hormigón confinado, ε_{cc} , que como se dijo es mucho mayor a la que se tendría de no estar confinado (ε_{co}), Richard et al. (1929), propusieron la Ec. (2.6). En este caso aparece el factor k_2 , denominado “coeficiente de incremento de la deformación” y para el que estos autores propusieron un valor de $k_2 = 5k_1$, si el confinamiento era el resultado de la acción de los estribos de acero.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (2.6)$$

Esta expresión es la empleada de forma casi idéntica en muchas de las investigaciones en hormigón confinado, incluyendo confinamiento debido a los estribos o debido a refuerzos con FRP. Siempre se afirma que cuanto mayor es el confinamiento lateral, mayor el acortamiento en rotura y por tanto mayor es la ductilidad del elemento.

Más recientemente, Montuori y Piluso (2009) han empleado, basándose en Mander et al. (1988a, 1988b), las Ecs. (2.7) y (2.8), para el cálculo de la resistencia a compresión y la deformación en rotura de un soporte de hormigón confinado mediante angulares y presillas. Si bien estas expresiones son diferentes a las anteriores, podemos ver que también f_{cc} y ε_{cc} dependen de la presión lateral f_l y que cuanto mayor es ésta, mayor es la resistencia del hormigón, así como la deformación en rotura.

$$f_{cc} = f_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254 \right) \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.8)$$

2.5.1.4. Confinamiento en un SHARAPM

Como hemos visto anteriormente, la mayor parte de los sistemas de refuerzo dotan de confinamiento al hormigón del soporte original. En un SHARAPM el conjunto angulares-presillas proporciona un efecto de confinamiento al soporte; de acuerdo con Dritsos y Pilakoutas (1992), cuando los esfuerzos se aproximan a la resistencia uniaxial del hormigón (f_c), las deformaciones laterales se vuelven muy grandes, debido a la fisuración progresiva interior del soporte de hormigón. Como consecuencia de ello, se inducen grandes tensiones en las presillas, lo que se traduce en dotar al soporte de hormigón de confinamiento pasivo.

Dado que el refuerzo no es continuo en altura, tampoco es uniforme el confinamiento a lo largo de todo el soporte, sino que el efecto se concentra en las zonas de presillas, y es menor conforme nos alejamos de ellas, de acuerdo a lo indicado en la Fig 2.11.

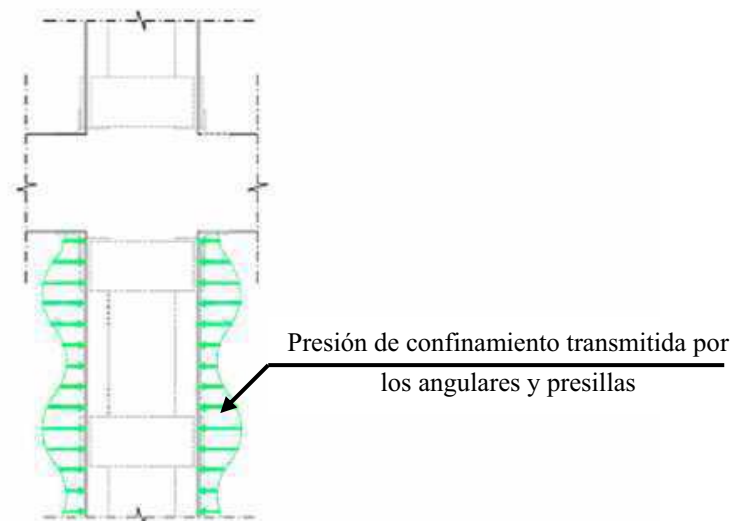


Fig. 2.11. Confinamiento en altura impuesto por el refuerzo en un SHARAPM (Adam 2007)

Asimismo, en una sección en la que existan presillas, no puede considerarse que todo el hormigón está confinado (Comite Euro-International du Beton 1991, Mander et al. 1988a, Dritsos y Pilakoutas 1992, Montuori y Piluso 2009); lo habitual es distinguir las dos zonas siguientes:

- Un área de hormigón donde el confinamiento que provoca los angulares y las presillas es eficaz, y por tanto esta zona el hormigón está sometido a una compresión triaxial.
- Un área de hormigón donde el confinamiento no puede considerarse totalmente eficaz, y como consecuencia, se tiene que suponer, del lado de la seguridad, como si el hormigón se encontrase en un estado uniaxial.

Siguiendo el mismo razonamiento que Mander et al. (1988a) para el caso del confinamiento debido a los estribos, Dritsos y Pilakoutas (1992) proponen que las zonas con poco confinamiento quedan encerradas entre las presillas y un arco formado por una parábola de segundo grado con una tangente inicial de 45°, tal y como aparece en la Fig. 2.12. De esta forma, el área de hormigón en la cual no es eficaz el confinamiento (A_{nef}) se puede obtener con la expresión Ec. (2.9), en la que l_1 y l_2 son las dimensiones del soporte y l_a la dimensión del angular.

$$A_{nef} = 2 \left[\frac{(l_1 - 2l_a)^2}{6} + \frac{(l_2 - 2l_a)^2}{6} \right] = \frac{1}{3} [(l_1 - 2l_a)^2 + (l_2 - 2l_a)^2] \quad (2.9)$$

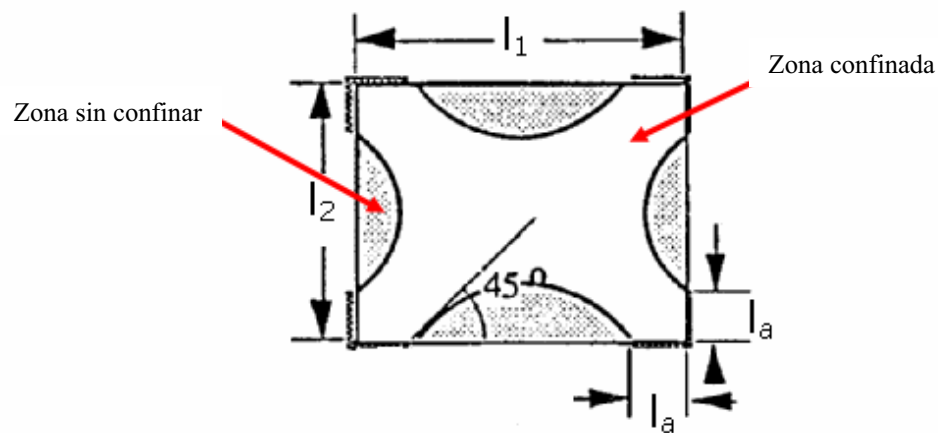


Fig. 2.12. Confinamiento del hormigón en una sección reforzada (adaptado de Dritsos y Pilakoutas 1992)

Otros autores (Montuori y Piluso 2009) dividen la zona confinada a su vez en otras tres, de la forma en que puede verse en la Fig. 2.13: un área confinada por los estribos del soporte, otra confinada únicamente por el refuerzo, y finalmente, un área donde el confinamiento es fruto tanto de los estribos como del refuerzo.

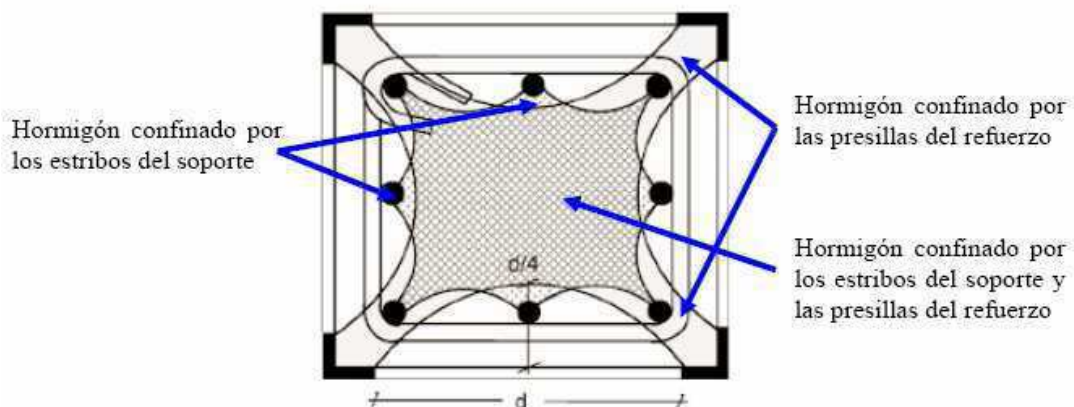


Fig. 2.13. Confinamiento del hormigón en una sección reforzada, teniendo en cuenta el confinamiento por estribos y por el refuerzo (Montuori y Piluso 2009)

Como es esperable, el que el confinamiento no sea constante ni en altura ni a nivel sección, hace difícil la estimación de la presión lateral (f_l) que el refuerzo ejerce sobre el hormigón del soporte. Cuando tenemos un soporte circular reforzado de forma continua con FRP o con acero, es fácil obtener el confinamiento máximo que el refuerzo es capaz de imponer planteando el equilibrio tensional de la Fig. 2.14 (donde f_{ref} es el límite elástico del material de refuerzo) y obteniendo la Ec. (2.10). Sin embargo, en el caso de un SHARAPM, obtener una estimación de la presión lateral (f_l) es más complicado, ya que el grado de confinamiento varía a lo largo de la directriz del soporte y tampoco es constante en una misma sección transversal.

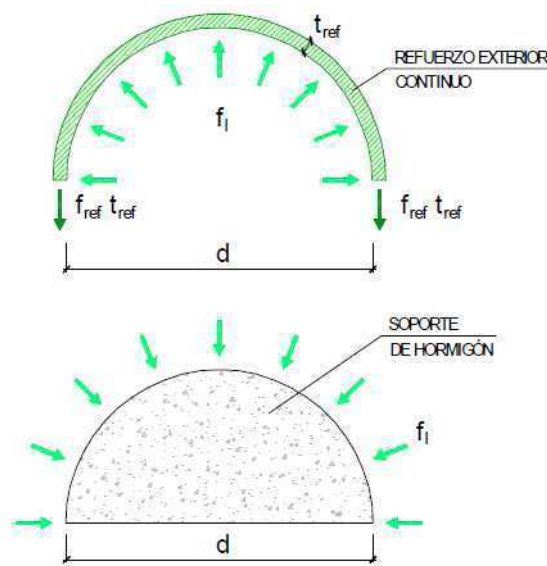


Fig. 2.14. Equilibrio de fuerzas para el cálculo del confinamiento en un refuerzo continuo circular (Adam 2007)

$$f_l = \frac{2f_{ref}t_{ref}}{d} \quad (2.10)$$

Se puede decir (Adam 2007) que el confinamiento en un SHARAPM se encuentra en un estado intermedio entre el que proporcionan los estribos de un soporte de hormigón armado, y el originado por un refuerzo exterior continuo, tal y como se representa en la Fig. 2.15.

2.5.2. Transmisión por tensiones rasantes

Como consecuencia de la existencia de rozamiento entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo, una parte de la carga aplicada en los extremos se transmitirá al refuerzo a través de la fricción entre ambos materiales.

El contacto entre el acero y el hormigón se asegura mediante la disposición de una interfaz de mortero entre los elementos del refuerzo y el soporte, el cual puede ser de base epoxi o de cemento. Lo más habitual es emplear mortero de cemento, como queda representado en la Fig. 2.16.

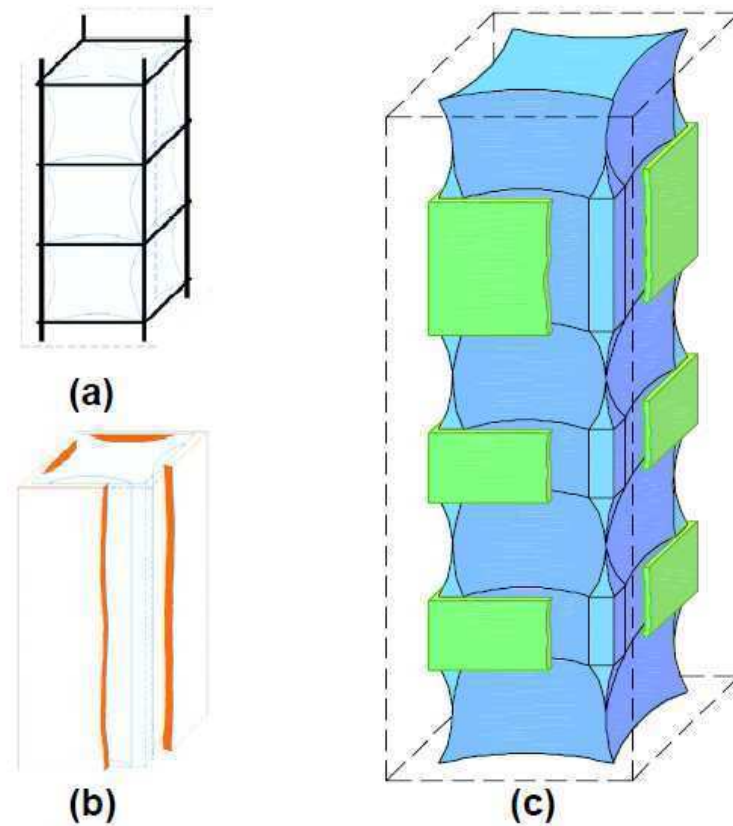


Fig. 2.15. Confinamiento impuesto al hormigón de un soporte por: (a) Estribos; (b) Refuerzo de chapa continua; (c) Refuerzo de angulares y presillas (Adam 2007)

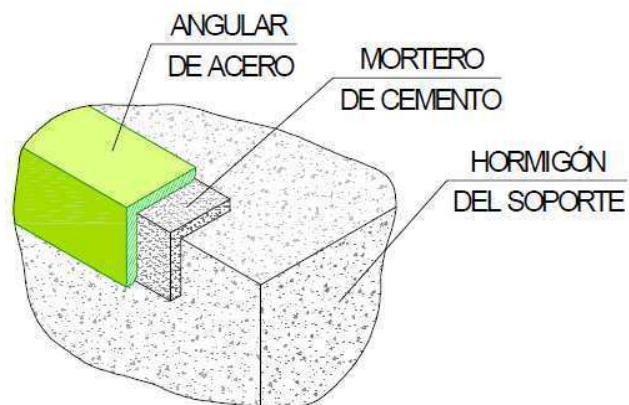


Fig. 2.16. Interfaces acero-mortero-hormigón en que se produce la transmisión por tensiones rasantes (Adam 2007)

Puesto que tanto el mortero como el hormigón presentan una superficie rugosa de forma natural, comparada con la superficie del acero que suele ser mucho más lisa, es usual suponer que entre el

hormigón y el mortero existe adherencia perfecta, y que la transmisión por rasante, por tanto, se produce entre el mortero y el acero del refuerzo (Adam 2007).

2.5.2.1. Modelo de fricción

El modelo más empleado para representar el rozamiento entre dos superficies (Fig. 2.17) es el modelo de fricción de Coulomb, recogido en la Ec. (2.11). De acuerdo con este modelo, la tensión tangencial máxima (τ_{max}) que se puede desarrollar entre dos superficies, depende linealmente de la presión normal existente entre ambas (p), siendo el denominado “coeficiente de rozamiento” (μ) la constante de proporcionalidad entre ambas. El otro parámetro del modelo es la adhesión (a), que representa la tensión tangencial necesaria para hacer deslizar las superficies cuando no existen presiones normales a las superficies.

$$\tau_{max} = a + \mu p \quad (2.11)$$

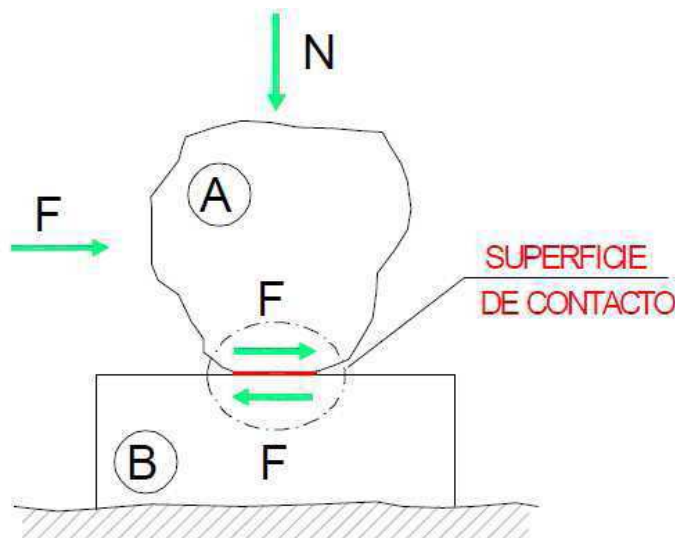


Fig. 2.17. Fuerzas actuantes en el contacto entre dos superficies (Adam 2007)

La mayor parte de las investigaciones que estudian el rozamiento entre el acero y el hormigón se han centrado en determinar la adhesión entre ambos materiales (Adam 2007), empleando para ello ensayos push-out como Virdi y Dowling (1975), Morishita et al. (1979a, 1979b), Morishita y Tomii (1982) o Shakir-Kalil (1991, 1993a, 1993b).

En la Tabla 2.3 se muestran las propuestas de diversos autores (Rabbat y Russell 1985, Eurocódigo No.4 1992, Johansson 2002) y como puede verse en todos los casos el valor de la adhesión es muy reducido, no llegando a 1 MPa en ningún caso.

Kennedy (1984) indica que la adhesión puede despreciarse en soportes mixtos de acero-hormigón, ya que se supera la tensión de adherencia cuando el deslizamiento es superior a 0.01 mm. Sumando a esto

que la retracción del hormigón o el mortero reduce la adhesión (Roeder et al. 1999), se puede compartir la conclusión con Rabbat y Russell (1985) de que la adhesión entre la superficie de hormigón (o mortero de cemento) y de acero es totalmente despreciable.

Tabla 2.3. Valores de la adhesión

Autor	Rabbat y Russell 1985	Eurocode No.4 1992	Johansson 2002
a (MPa)	0.17 – 0.61	0 – 0.60	0.10

Puesto que la adhesión se puede considerar nula, quien movilizará la existencia de rozamiento entre el hormigón y el acero será la presión normal, y el coeficiente de rozamiento será el factor que condicione el comportamiento. Hay que recordar que un SHARAPM la existencia de confinamiento garantiza la existencia de una presión normal al soporte y por tanto la posibilidad de que se desarrollen tensiones tangenciales.

Se ha recogido en la Tabla 2.4 los valores obtenidos para μ en los estudios realizados sobre la fricción entre hormigón y acero por diversos autores (Rabbat y Russell 1985, Baltay y Gjelsvik 1990, Olofsson y Holmgren 1994). En estos estudios se confirma que el coeficiente de rozamiento (μ) depende de la presión normal (p). Posteriormente, en Adam et al. (2006) se concluyó que el coeficiente de rozamiento es además muy sensible a las condiciones de puesta en obra.

Tabla 2.4. Valores del coeficiente de rozamiento

Autor	Rabbat y Russell 1985	Baltay y Gjelsvik 1990	Olofsson y Holmgren 1994
μ	0.56 – 0.70	0.20 – 0.60	0.51 – 0.

Por todo ello es recomendable (Adam 2007), que en el caso en que se pretenda modelizar numéricamente un contacto entre acero y hormigón (o mortero), se realice previamente un estudio de sensibilidad, con el objeto de que los posibles resultados experimentales coincidan con los obtenidos de forma numérica. Quienes ya han estudiado soportes de acero rellenos de hormigón, han empleado valores para μ de 0.25 (Schneider 1998, Huang et al. 2002, Hu et al. 2003, Hu et al. 2005, Ellobody y Young 2006a 2006b, Ellobody et al. 2006, Lu et al. 2006) o de 0.20 (Johansson y Gylltoft 2002, Gupta et al. 2006).

2.5.2.2. Aspectos a considerar en un SHARAPM

En un SHARAPM, el refuerzo impone un efecto de confinamiento sobre el soporte de hormigón, lo que implica que aparezca una presión lateral (f_l), que a su vez es precisamente la presión normal (p) al plano de contacto entre el refuerzo y el soporte. Por ello, cuanto mayor sea el confinamiento, mayor será la fricción y por tanto más efectivo será el mecanismo de transmisión por tensiones rasantes.

Como se ha indicado previamente (Adam et al. 2006), las condiciones de ejecución influyen en el coeficiente de rozamiento. Por lo tanto, cuando se lleve a cabo un refuerzo mediante angulares y

presillas, será muy importante cuidar la puesta en obra del mortero de cemento que se encuentre entre los elementos del refuerzo y el soporte original.

Para mejorar el rozamiento se ha propuesto (del Río y Ortiz 1991) que se proceda al picado del recubrimiento y soldado posterior de unas barras de acero a la armadura del soporte y al refuerzo. Sin embargo, esta metodología no suele emplearse, ya que presenta una aplicación práctica limitada, debido, tanto al coste de la operación, como al riesgo estructural que puede ocasionar la reducción de la sección del soporte durante la fase constructiva.

De forma simplificada se puede considerar (Giménez 2007) que la transmisión de tensiones tangenciales se realiza de forma exclusiva en las secciones con presillas, y que, entre ellas, las tensiones rasantes se mantienen uniformes, tal y como se muestra en la Fig. 2.18. Por este motivo, la zona de mayor concentración de tensiones rasantes será siempre los extremos del soporte, donde la carga aún no ha comenzado a ser transferida al refuerzo. Por tanto, es presumible que una actuación de mejora en esa zona del refuerzo, redunde en una mejora considerable del comportamiento del soporte reforzado.

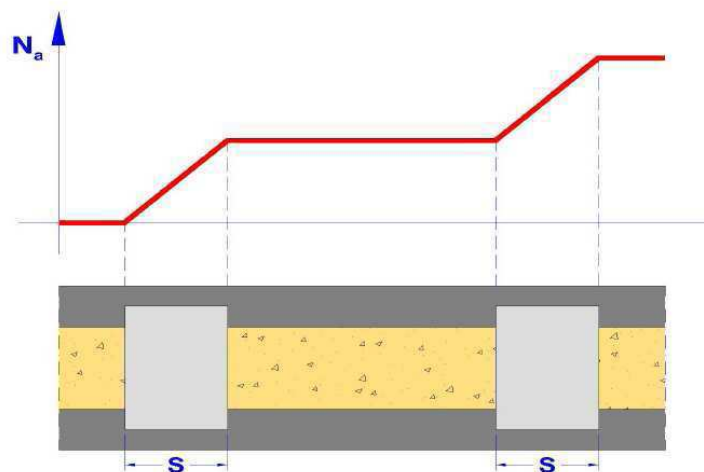


Fig. 2.18. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez 2007)

Respecto al valor de coeficiente de rozamiento a emplear en modelos numéricos, se ha conseguido resultados satisfactorios utilizando un valor para μ de 0.20 (Adam et al. 2007, Adam et al. 2008a, Adam et al. 2009a, Adam et al. 2009b). Asimismo, se ha detectado (Adam 2007) que un aumento en el valor de μ produce una mejora en la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte.

Finalmente cabe señalar que la transmisión por tensiones rasantes sólo se producirá si es el hormigón quien recibe carga en primer lugar. Si todos los esfuerzos recaen primero en el refuerzo metálico, entonces no se producirá la transferencia de cargas y el refuerzo actuará de manera independiente como si fuera una jaula vacía (Johansson 2002).

2.5.3. Transmisión directa de tensiones

Si se dota a los extremos del refuerzo de unos capiteles metálicos, entonces es posible que parte de las cargas que recibe el soporte a través del nudo se transfieran de forma directa al refuerzo, tal y como se aprecia en la Fig. 2.19. De esta forma se descarga de parte de los esfuerzos a los extremos del soporte, que como hemos visto antes es la zona en la que la transmisión por tensiones rasantes era más crítica.

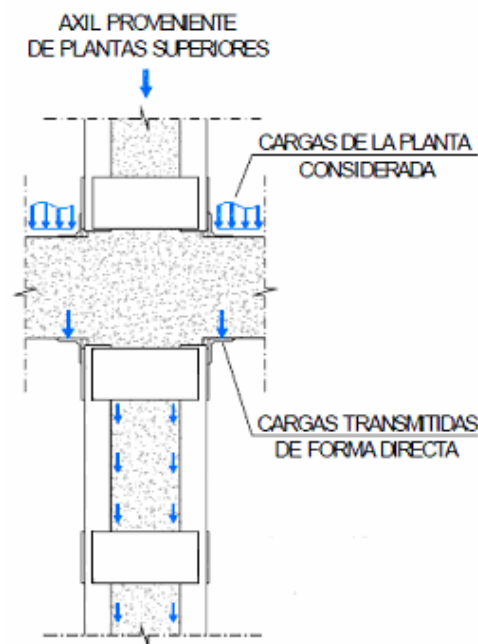


Fig. 2.19. Transmisión directa de tensiones del nudo viga-soporte al refuerzo metálico (Adam 2007)

Los capiteles deben estar en contacto con la viga (o el forjado, si el éste no es unidireccional) y a su vez soldados al refuerzo, de forma que sea posible compatibilizar las deformaciones entre el refuerzo y el soporte. Además, es recomendable que los capiteles se suelden sobre la última presilla del refuerzo, pues se observa que de este modo el confinamiento en los extremos aumenta y mejora el comportamiento del SHARAPM (Adam et al. 2007b, Giménez 2007).

En general los capiteles suelen ser también angulares. En algunos casos se han empleado perfiles en forma de U, aunque Fernández (1994) desaconseja su uso.

Del Río y Ortiz (1992) destacan la importancia de un buen diseño del capitel. De acuerdo con ellos, en el diseño de un refuerzo con angulares y presillas deben verificarse:

- a) *La rigidez del capitel*: el capitel debe ser capaz de compatibilizar de forma suficiente las deformaciones en los extremos, de lo contrario se tendría el peligro de una rotura cuasi-frágil.

- b) *La resistencia del capitel:* el capitel no debe agotar para las cargas de diseño; deberá considerarse tanto la flexión longitudinal como la transversal de todos los elementos que lo formen.

Otro aspecto a tener en cuenta en el diseño del capitel, es la posible afección que pueda tener sobre las vigas que llegan al nudo, ya que pueden provocar una concentración de tensiones en esta zona que origine una rotura frágil de la viga. Este aspecto fue analizado por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1995), Fernández (1994), Regalado (1999) y Ruiz et al. (2000).

Para asegurar una buena transmisión de cargas en el nudo viga-soporte, Fernández (1994) propone eliminar el capitel y sustituirlo por unos cuadradillos metálicos que pasen a través del nudo y queden soldados a los extremos del refuerzo, tal y como aparece en la Fig. 2.20. Este sistema, como ya se dijo en apartados anteriores, es una muy buena solución (Adam 2007, Adam et al. 2008a) pero adolece del inconveniente de tener que afectar al forjado, además de no ser posible de materializar si la viga tiene una anchura superior a la del soporte.

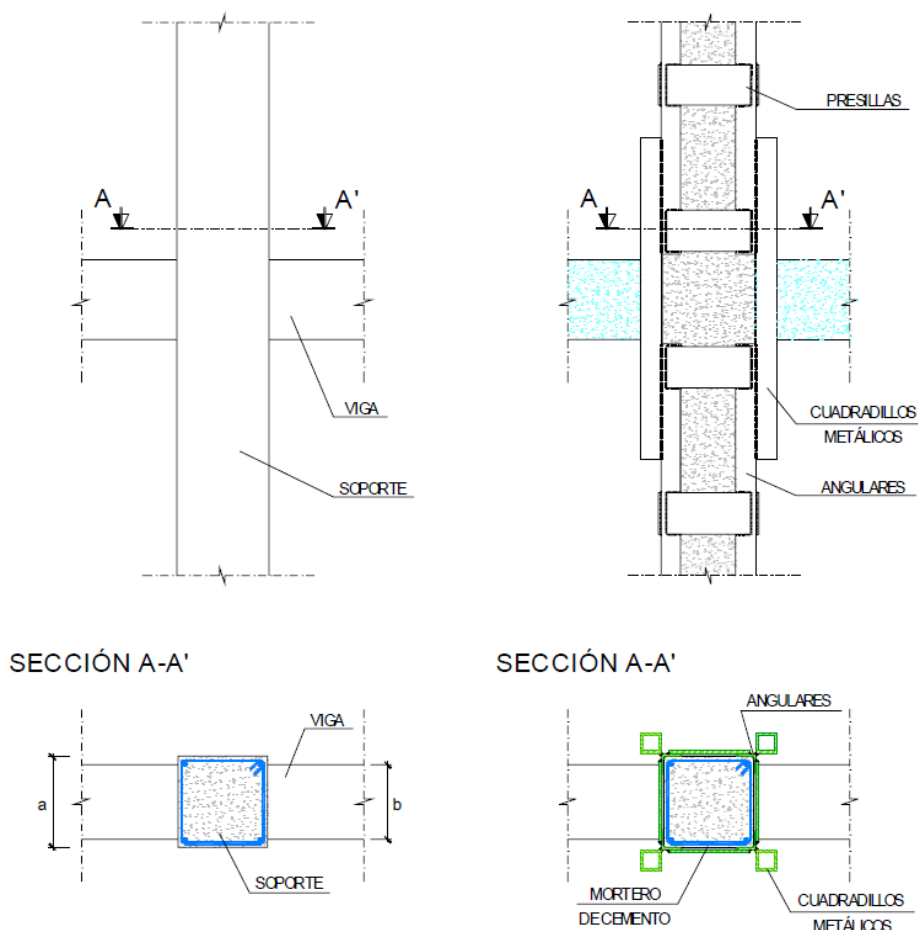


Fig. 2.20. Conexión entre tramos de soporte de diferente planta mediante perfiles tubulares (Adam 2007)

Mejor solución parece la mostrada en la Fig. 2.21 propuesta por Adam (2004), consistente en unir los capiteles de la cabeza y el pie de dos tramos de soporte consecutivos mediante barras de acero, asegurando de esta forma una buena transmisión de tensiones, tanto en compresión como en tracción, suponiendo el caso de que el nudo viga-soporte se encontrara sometido a una combinación de axil y momento flector.

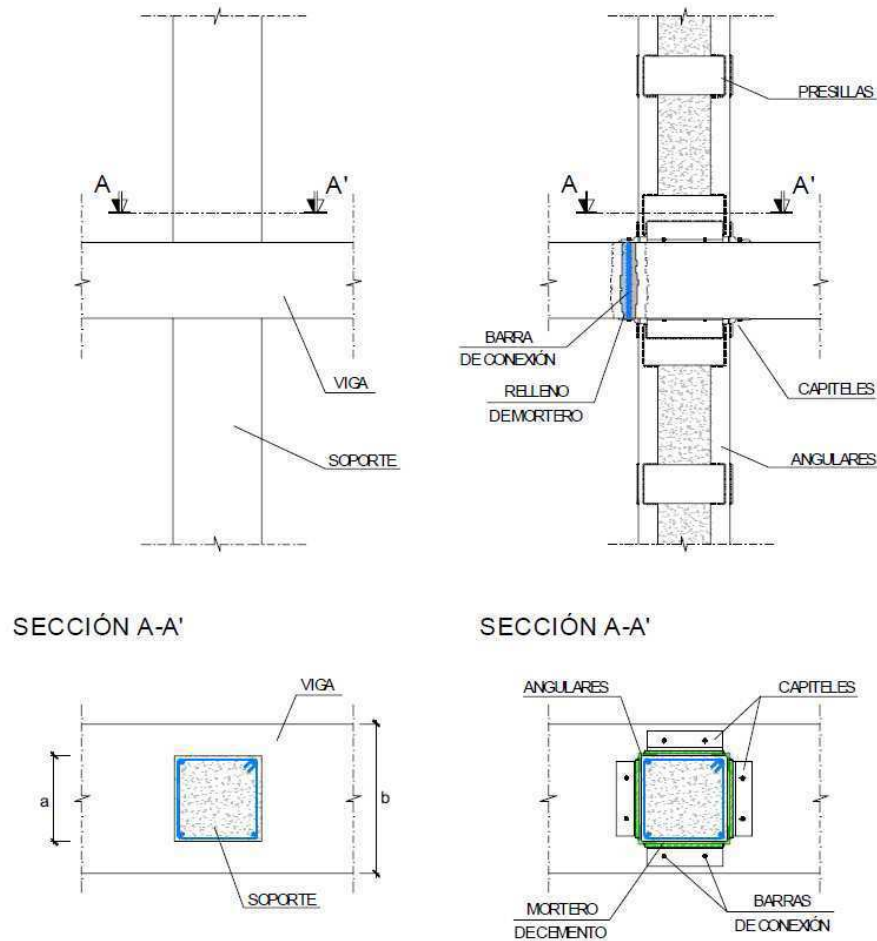


Fig. 2.21. Conexión entre tramos de soporte de diferente planta mediante barras de acero pasantes (Adam 2007)

Una variante de lo anterior es unir los capiteles a la viga mediante taco químico (Ruiz et al. 2000). Si bien el comportamiento no será tan adecuado como cuando se emplea una barra de acero, este método tiene la ventaja de ser mucho más sencillo de ejecutar, al ser menos probable intersectar con las armaduras interiores que se encuentren en el nudo y no requerir la ejecución de un taladro perfectamente vertical.

2.6. Investigaciones llevadas a cabo en SHARAPM

Conocido el funcionamiento de un SHARAPM se procede a continuación a repasar las principales investigaciones llevadas a cabo sobre esta técnica de refuerzo. Se analizarán los siguientes estudios:

- a) Los estudios experimentales de Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1995) desarrollados en España.
- b) El estudio analítico y experimental del profesor Cirtek (2001a; 2001b) desarrollado en la República Checa
- c) Los estudios experimentales y numéricos de Adam (2007), Adam et al. (2007b), Giménez (2007), Adam et al. (2008a), Adam et al. (2008b) Adam et al. (2009a), Adam et al. (2009b), Calderón et al. (2009), Giménez et al. (2009a) y Giménez et al. (2009b), desarrollados en España.
- d) El estudio experimental y numérico de Montuori y Piluso (2009) realizado en Italia.

2.6.1. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1995)

El trabajo del profesor Ramírez puede considerarse pionero a nivel mundial en lo que al estudio de los SHARAPM se refiere. En sus investigaciones se estudió el comportamiento de soportes reforzados mediante recrecidos de hormigón y con angulares y presillas metálicos. A continuación se analizan los soportes reforzados con la segunda de las técnicas.

La investigación se dividió en dos fases (Ramírez y Bárcena 1975, Ramírez et al. 1977), estudiándose en ambas el comportamiento de SHARAPM bajo un esfuerzo de compresión centrada. Las dimensiones y características de los soportes a reforzar se muestran en la Fig. 2.22; los soportes tenían una sección de 0.25x0.25 m y el armado longitudinal consistía en 4 barras de acero liso de 10 mm de diámetro, de acero de 235 MPa de límite elástico. Por su parte, los estribos de 4.5 mm de diámetro, eran del mismo tipo de acero, y se dispusieron separados 0.15 m.

Se ensayaron tres tipos de soporte reforzado:

- a) *Refuerzo A*: angulares y presillas dispuestos directamente sobre el soporte y con una ejecución como la que se ha expuesto en los apartados anteriores de esta Tesis. En este estudio las presillas se precalentaron.
- b) *Refuerzo B*: el recubrimiento del soporte se pica, se introducen conectadores metálicos y se rellena con mortero de resina epoxi; tras esto se procede al refuerzo con angulares y presillas.
- c) *Refuerzo C*: se atraviesa la parte superior del soporte con un perfil metálico en doble T (el relleno de la zona atravesada se realiza con resina epoxi) y se refuerza con angulares y presillas.

La Fig. 2.23 presenta los tres tipos de refuerzo. La primera de las tipologías (Refuerzo A), corresponde con la primera fase de ensayos (Ramírez y Bárcena 1975) en la cual el hormigón del soporte alcanzó una resistencia de 10.85 MPa; por su parte las otras dos tipologías (Refuerzo B y Refuerzo C) se realizaron en la segunda fase (Ramírez et al. 1977) con un hormigón de 10.25 MPa. En ambos casos, se ensayó además un soporte sin reforzar para que sirviera de testigo.

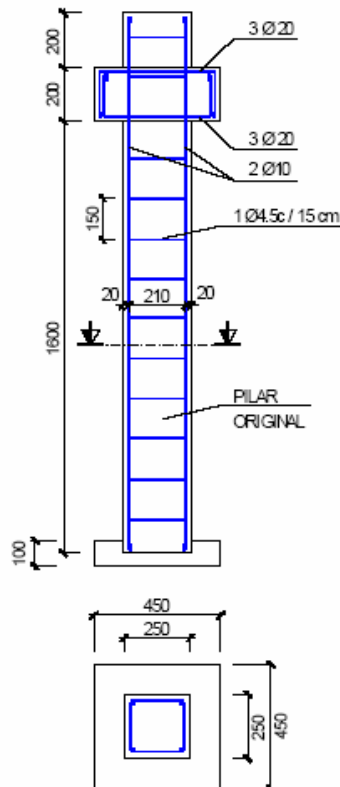


Fig. 2.22. Soportes de HA (cotas en mm) ensayados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1995) (Adam 2007)

Para el refuerzo de todas las probetas se emplearon angulares de dimensiones 55x55x6 mm en cada una de las cuatro esquinas y luego se unieron entre sí con presillas metálicas de 200x80x8 mm, con una separación entre ellas de 0.40 m.

La rotura, en los tres tipos de probetas ocurría en la cabeza superior. No obstante, mientras que en el “Refuerzo A” la rotura se producía debido a las tensiones tangenciales provocadas por el capitel sobre la cabeza de hormigón que simulaba el nudo viga-soporte, en los otros dos casos el agotamiento era consecuencia de la expansión del nudo originada por la compresión aplicada por la presa.

Adam (2007) llevó a cabo un tratamiento de los datos obtenidos en estas investigaciones, con el fin de obtener la eficacia del refuerzo, empleando la Ec. (2.12), en la que P_{Exp} corresponde con la carga

última de la probeta en el ensayo, A_c es el área de la sección transversal del soporte sin reforzar, f_c la resistencia a compresión del hormigón, A_s el área total de la armadura longitudinal del soporte, f_{ys} el límite elástico del acero que forma las armaduras, A_L el área total de los angulares del refuerzo y f_{yR} el límite elástico del acero del refuerzo.

$$eficacia = \frac{P_{Exp} - (A_c f_c + A_s f_{ys})}{A_L f_{yR}} \quad (2.12)$$

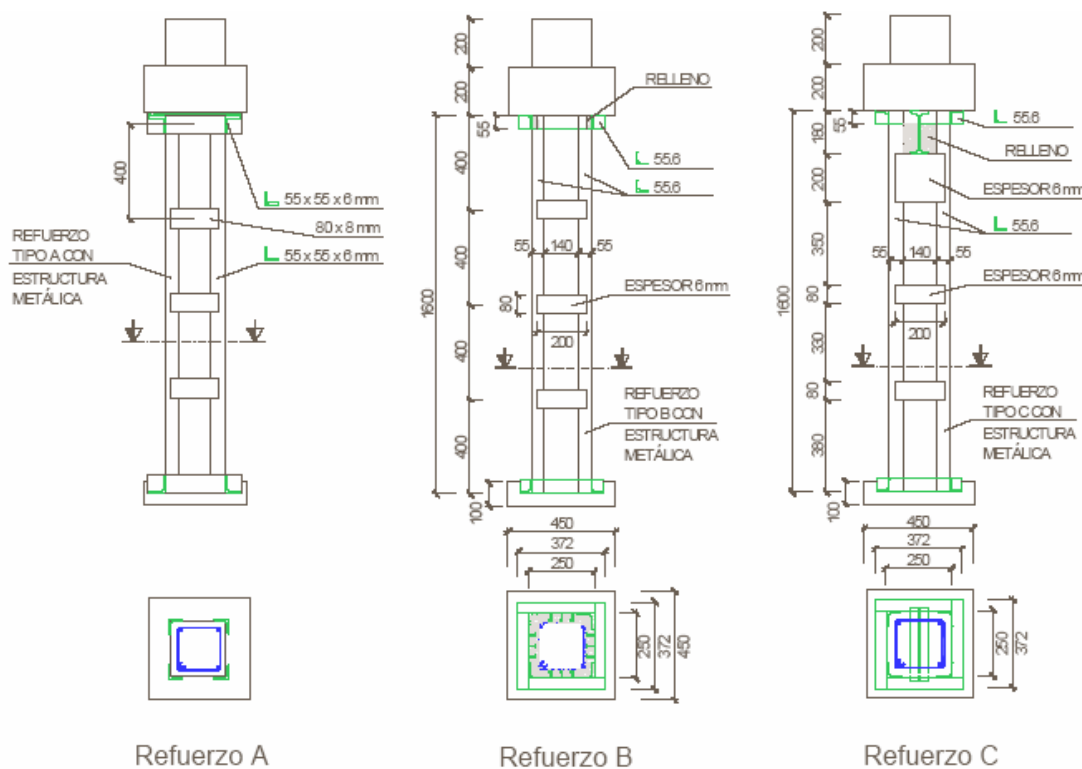


Fig. 2.23. Tipologías de refuerzo de los soportes (cotas en mm) ensayados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1995) (Adam 2007)

El resultado fue que la eficacia del “Refuerzo A”, es de 0.81, la del “Refuerzo B” de 0.66 y la del “Refuerzo C” de 0.98. A la vista de los resultados, la mayor eficacia es la del “Refuerzo C” (emplear un perfil metálico en cabeza) aunque tal y como se señala en Ramírez et al. (1995) presenta un elevado coste de ejecución, además de ocasionar riesgos estructurales durante el montaje del refuerzo, debido al cajado que es necesario realizar para poder insertar el perfil metálico.

El refuerzo más económico es el primero (“Refuerzo A”) que además presenta una eficacia elevada. Esta es precisamente la tipología de refuerzo de soportes de HA más empleada en el ámbito español. Con esta investigación queda también de manifiesto la importancia de estudiar con detalle el nudo viga-soporte.

2.6.2. Cirtek (2001a; 2001b)

Hace unos años, el profesor Cirtek de la Brno University of Technology de la República Checa llevó a cabo una investigación para estudiar el funcionamiento de los SHARAPM sometidos a compresión centrada. Se ensayaron 39 probetas de 0.30x0.30 m de sección transversal, con una longitud de 1.50 m. La armadura longitudinal estaba formada en 4 barras de acero de 14 mm de diámetro, de acero de 500 MPa de límite elástico; la armadura horizontal la integraban estribos de 5.5 mm de diámetro separados 0.20, con un límite elástico del acero de 400 MPa. De estas probetas, 5 se ensayaron sin reforzar, de forma que sirvieran como probetas testigo.

En el estudio se plantearon dos tipologías de refuerzo con angulares y presillas: en la primera de ellas los angulares eran continuos, de la forma que se viene exponiendo en los apartados anteriores; en la segunda tipología los angulares eran discontinuos y sólo se localizaban en las secciones con presillas. La Fig. 2.24 ilustra los dos tipos de refuerzo planteados. Para nuestro propósito, solamente analizaremos el refuerzo continuo, por ser el más comúnmente empleado.

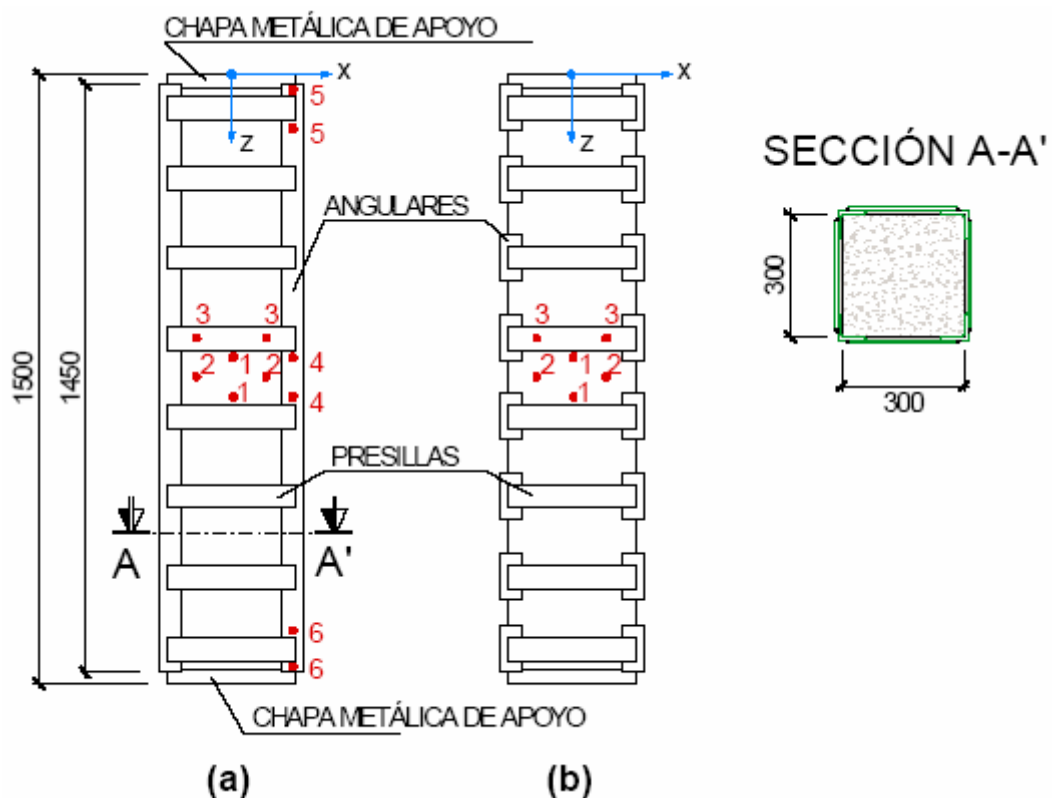


Fig. 2.24. SHARAPM (cotas en mm) ensayados por Cirtek (2001a, 2001b) (Adam 2007)

En esta investigación se estudió la influencia que tenía los siguientes tres factores en la carga última:

- El efecto que tiene el precalentamiento de las presillas previo a la soldadura de los angulares.

- b) La dimensión de los angulares y las presillas.
- c) La separación entre presillas.

Los angulares empleados estaban fabricados con acero de 275 MPa de límite elástico, y abarcaban las siguientes dimensiones: 40x40x5 mm.; 50x50x5 mm.; 60x60x6 mm.; 70x70x8 mm.

En lo que respecta a las presillas, también de acero de 275 MPa de límite elástico, tenían las dimensiones siguientes: 280x50x6 mm.; 280x55x6 mm.; 280x60x6 mm. La separación de las presillas variaba entre 220 o de 195 mm, y se precalentaban a temperaturas de 150 o 200°C.

En todos los casos se observó que la rotura de los soportes se iniciaba en los extremos, prologándose luego hacia el centro de los mismos. Asimismo se detectó que en el momento del agotamiento se producía el deslizamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte. En cualquier caso, se obtenía un incremento en la carga última y en la deformación última de los soportes reforzados al compararlos con los soportes testigo.

Los resultados de este trabajo fueron también estudiados por Adam (2007) aplicándoles un tratamiento similar al visto para Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1995). La primera conclusión que se pueden extraer de su análisis es que la eficacia del refuerzo (de acuerdo con la Ec. 2.12) es en todos los casos superior a la unidad, debido a que la separación entre presillas es muy reducida, lo que origina un elevado efecto de confinamiento. Comparado con los citados autores, Cirtek reduce la separación a la mitad o incluso a menos; esto lleva a que la eficacia del refuerzo, evaluado con la misma expresión sea muy elevada, ya que en ella se introduce el valor de la resistencia del hormigón a compresión simple (f_c), y por tanto no se tiene en cuenta el aumento que el confinamiento confiere a la resistencia del hormigón.

Otro aspecto que llama la atención de los resultados es que conforme aumenta la dimensión del perfil, se reduce la eficacia del refuerzo. La Tabla 2.5 recoge las diferentes probetas estudiadas, así como los resultados obtenidos.

Tabla 2.5. Características, carga última y eficacia de los soportes ensayados por Cirtek (2001a, 2001b)

Probeta	Angular (mm)	Presillas (mm)	Separación (mm)	Precalentamiento (°C)	P _{Exp} (kN)*	Eficacia
F1	60x60x6	280x55x6	220	150	2500	0.99
F2	40x40x5	280x50x6	220	150	2550	1.89
F3	50x50x5	280x50x6	220	150	2750	1.75
F4	70x70x8	280x50x6	220	150	3050	0.97
F5	60x60x6	280x60x6	195	-	2870	1.32
F6	60x60x6	280x60x6	195	200	2575	1.06
F7	60x60x6	280x60x6	195	200	2917	1.36

*Carga última obtenida en el ensayo.

Posteriormente al estudio experimental, Cirtek (2001b) realiza un análisis mediante elementos finitos, para realizar un estudio paramétrico basado en la influencia de los siguientes factores:

- Separación entre presillas.
- Sección transversal de las presillas.
- Dimensión de los angulares.
- Calidad del hormigón.
- Forma de la sección transversal.
- Tamaño máximo del árido en el hormigón del soporte.
- Historial de cargas del soporte.
- Precalentamiento de las presillas.
- Armadura longitudinal del soporte.

Una de las conclusiones interesantes de este autor es la relativa al precalentamiento de las presillas. Si bien afirma que dentro del rango $0 \leq T \leq 210^\circ\text{C}$ se mejora el comportamiento del refuerzo, también indica que si la temperatura es excesiva existe el riesgo de ocasionar fisuras microscópicas en el hormigón del soporte. Por otro lado, señala que también es posible que al precalentar las presillas se provoque la plastificación temprana del refuerzo de acero. Con ello no queda del todo claro si es positivo, o por el contrario contraproducente, el hecho de precalentar las presillas antes de soldarlas a los angulares.

También Cirtek (2001b) a partir de sus estudios, propone la expresión Ec. (2.13), para calcular la carga última (N_R) de un SHARAPM. En ella, A_c y f_c representan la sección transversal del soporte de hormigón y la resistencia a compresión del mismo, A_s y f_{ys} el área de las armaduras del soporte y su límite elástico, σ_{an} la tensión del angular del refuerzo en el momento de la rotura del soporte reforzado y A_{an} el área de cada uno de los angulares que forma el refuerzo.

$$N_R = 0.85\Phi_c A_c f_c + A_s f_{ys} + 4\sigma_{an} A_{an} \quad (2.13)$$

El coeficiente Φ_c recoge la influencia de los siguientes factores: separación entre presillas; sección transversal de las presillas; dimensión de los angulares; calidad del hormigón; forma de la sección transversal; tamaño máximo del árido en el hormigón del soporte; e, historial de cargas del soporte.

2.6.3. Adam (2007), Adam et al. (2007b), Giménez (2007), Adam et al. (2008a), Adam et al. (2008b) Adam et al. (2009a), Adam et al. (2009b), Calderón et al. (2009), Giménez et al. (2009a), Giménez et al. (2009b)

Con el fin de mejorar el conocimiento de los SHARAPM, en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia se desarrollaron una serie de estudios, subvencionados por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España con cargo al proyecto de investigación MAT 2003-08075.

En estas investigaciones se estudió el comportamiento de los SHARAPM sometidos a una compresión centrada, prestando una especial atención al problema del nudo viga-soporte. Podemos dividir el trabajo realizado en dos bloques:

- a) Estudio a compresión del soporte aislado
- b) Estudio a compresión del nudo viga-soporte

A continuación se resumen las características y conclusiones de estas investigaciones

2.6.3.1. Estudio a compresión del soporte aislado

En esta fase, la parte experimental se dividió en dos etapas, ensayándose un total de 26 soportes como los mostrados en la Fig. 2.25, con una sección cuadrada de 0.30x0.30 m, 2.50 m de longitud, y con una armadura longitudinal compuesta por 4 barras de acero corrugado de 12 mm de diámetro y 400 MPa de límite elástico; como armadura horizontal se emplearon alambres de acero de 6 mm separados 0.20 m entre ellos y 500 MPa de límite elástico.

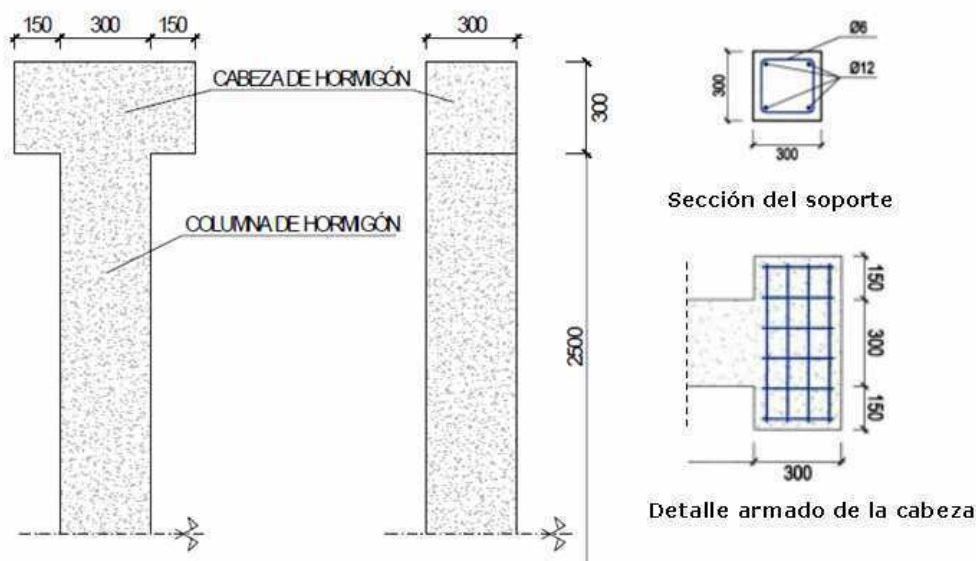


Fig. 2.25. Soportes ensayados a compresión centrada (adaptada de Giménez 2007)

En los extremos del soporte se disponían dos cabezas de 0.60x0.30x0.30 m para simular el entronque del soporte con el nudo viga-soporte. Estas cabezas se armaron fuertemente para evitar que los ensayos quedaran condicionados por una rotura temprana en esta zona, tal y como ocurrió en Ramírez y Bárcena (1975) y Ramírez et al. (1977). En la primera fase de los ensayos, las cabezas se ejecutaron con el mismo hormigón que el soporte y luego se reforzaron exteriormente con acero. En la segunda fase de ensayos, se empleó Hormigón de Alta Resistencia (se obtuvo una resistencia a compresión media de 90 MPa), de forma que ya no era necesario el refuerzo adicional.

El refuerzo de los soportes se realizó con perfiles de acero de dimensiones 80x80x8 mm y 5 presillas de 270x160x8 mm; todo el acero del refuerzo tenía un límite elástico de 275 MPa. La Fig. 2.26 muestra un esquema de las probetas reforzadas.

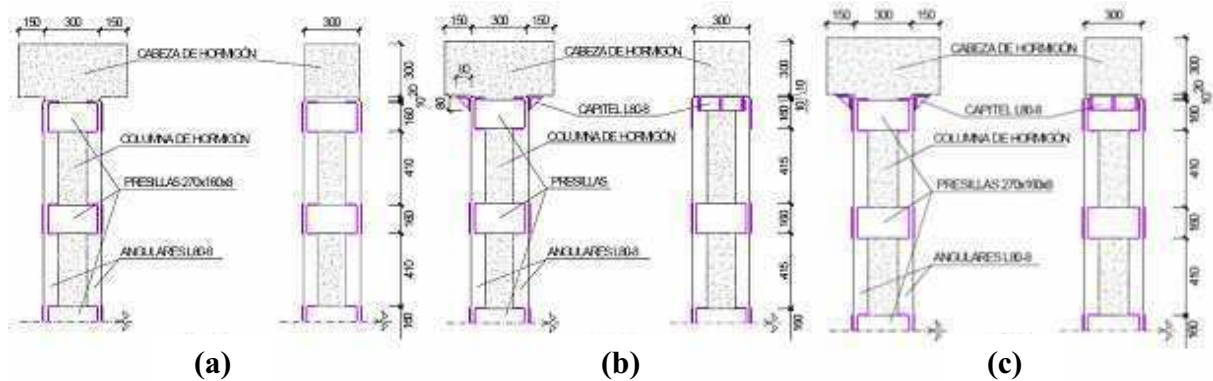


Fig. 2.26. Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 5 presillas: (a) Probetas ADA, AC, ADb y MEAD; (b) Probetas BD y BC; (c) Probeta MEBD (adaptada de Adam 2007)

Se plantearon 13 tipologías de probetas, que se recogen en la Tabla 2.6. El diseño de cada una de las tipologías se llevó a cabo según las siguientes premisas:

- Conocer la forma en que intervienen los diferentes mecanismos que provocan el incremento de la carga última de un SHARAPM.
- Revisar la práctica constructiva habitual española.
- Estudiar la diferencia entre emplear como interfaz un mortero de cemento o de epoxi.
- Estudiar el efecto que tiene la descarga del soporte previo al refuerzo (para ello se cargaban los soportes sin reforzar al 65% de su carga última y luego se reforzaban manteniendo la carga o descargado, según el caso).
- Observar las diferencias en el comportamiento del refuerzo, si éste consta o no de capiteles.
- Determinar la mejora que se produce en el refuerzo si se incorpora una presilla adicional en los extremos del soporte; el esquema del soporte reforzado con esta presilla, de dimensiones 100x160x8 mm, también de acero de 275 MPa de límite elástico, puede verse en la Fig. 2.27. Estas probetas son las que aparecen en la Tabla 2.6 con 7 presillas.

En la Fig. 2.28 se muestran unas imágenes de la rotura de una de las probetas ensayadas; concretamente, se trata de una probeta AC, en la que el agotamiento se produjo en el tramo de angular entre las dos primeras presillas.

Posteriormente a los ensayos experimentales se llevó a cabo una modelización mediante elementos finitos, realizando asimismo un estudio paramétrico. En él se estudiaron los siguientes factores:

- Eliminación o no de la presilla bajo el capitel.
- Dimensión de los angulares.
- Límite elástico del acero.
- Resistencia a compresión (uniaxial) del hormigón.
- Dimensión de las presillas.
- Colocación de presillas adicionales en los extremos.
- Variación en el coeficiente de rozamiento entre el mortero y el acero del refuerzo.
- Influencia de la separación inicial del capitel de la viga, como consecuencia del enfriamiento del capital tras ser soldado.
- Forma del soporte (ratio lado mayor/lado menor).
- Influencia del confinamiento.

Tabla 2.6. Características de los SHARAPM ensayados a compresión centrada

Probeta	f_c (MPa)	Nº presillas	Capitel	Descarga	Mortero
ADa	15.5	5	No	Sí	Cemento
BD	10.6	5	Sí	Sí	Cemento
AC	12.4	5	No	No	Cemento
BC	14	5	Sí	No	Cemento
ADb	8.3	5	No	Sí	Cemento
MEAD	8.3	5	No	Sí	Epoxi
MEBD	8.3	5	Sí	Sí	Epoxi
PAD	8.3	7	No	Sí	Cemento
PBD	8.3	7	Sí	Sí	Cemento
PAC	8.3	7	No	No	Cemento
PBC	8.3	7	Sí	No	Cemento

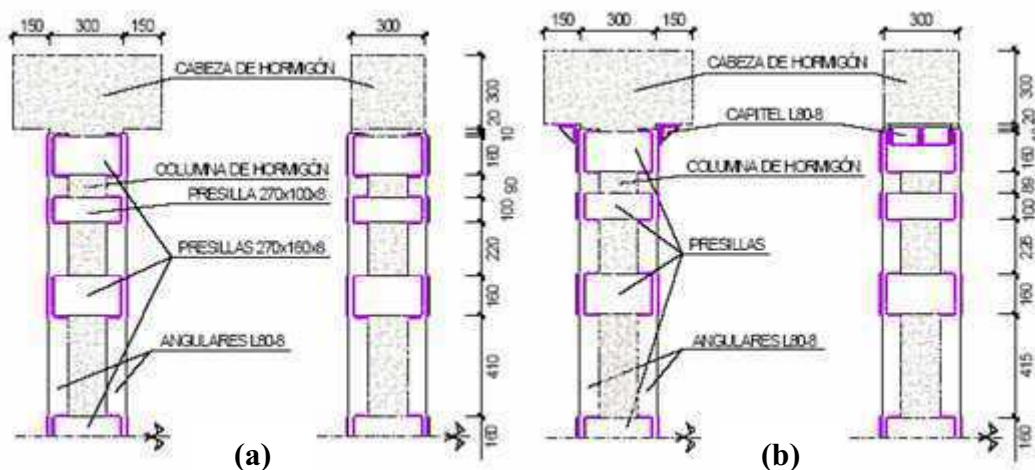


Fig. 2.27. Refuerzo de los soportes ensayados a compresión centrada con 7 presillas: (a) Probetas PAC y PAD; (b) Probetas PBC y PBD (adaptada de Adam 2007)



Fig. 2.28. Imágenes de la rotura de una de las probetas ensayadas (Giménez 2007)

La Fig. 2.29 recoge los modos de fallo detectados en los modelos de elementos finitos: plastificación de primer tramo de angulares; plastificación de los angulares en el tramo central; y, plastificación de la primera presilla. En estas imágenes tan sólo se muestra el refuerzo metálico; destacar que debido a la existencia de simetría en dos ejes, sólo fue necesario modelizar un cuarto de probeta. Por esa razón, las citadas imágenes sólo recogen el refuerzo de una esquina de soporte y desde el nudo hasta el centro de la probeta.

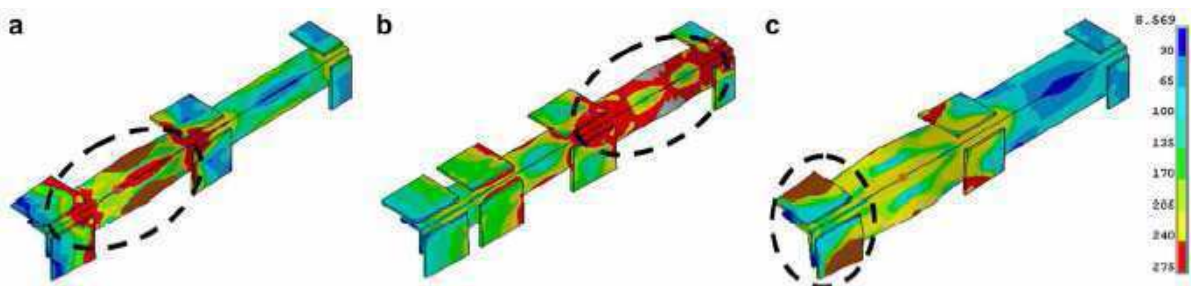


Fig. 2.29. Modos de fallo observados en el refuerzo metálico en los modelos de elementos finitos (se muestran la tensión de von Mises). (a) Plastificación del primer tramo de angular; (b) Plastificación del angular en el tramo central (nótese la disposición de una presilla adicional); (c) Plastificación de la primera presilla (Adam et al 2009b)

Una vez completado el estudio experimental y numérico, se extrajeron las siguientes conclusiones:

- Se observa un considerable incremento en la carga última en comparación con las probetas sin reforzar. Asimismo, el acortamiento global en rotura presentado es mucho mayor.
- A partir de un cierto nivel de carga se produce el deslizamiento entre el mortero y el acero en los extremos del soporte.
- No existe diferencia apreciable entre emplear mortero de epoxi o de cemento.
- El estado tensional de las presillas es elevado, lo que indica que efectivamente, el refuerzo confina al hormigón del soporte.

- e) Disponer una presilla adicional en los extremos, mejora de forma considerable el comportamiento, aumentando el efecto de confinamiento del refuerzo, mejorando los mecanismos de transmisión directa y por tensiones tangenciales, y elevando tanto la carga última como el acortamiento en rotura. En resumen, se puede asegurar que la presilla adicional aumenta la eficacia del refuerzo.
- f) La rotura de las probetas ocurre en la cabeza; si se dispone la presilla adicional, la rotura se traslada hacia la zona central.
- g) Descargar el soporte previo a su refuerzo, mejora el comportamiento, pero este efecto es muy reducido.
- h) El agotamiento del refuerzo se produce en general por la plastificación de los angulares o las presillas de los extremos.
- i) El refuerzo es menos eficaz, cuando al disponer capiteles se eliminan las presillas de los extremos.
- j) Cuanto mayor es el calibre de los angulares menor es la eficacia del refuerzo, pero mayor es la carga última y la ductilidad.
- k) Aumentar el límite elástico del acero hace disminuir la eficacia del refuerzo.
- l) Cuanto mayor es la dimensión de las presillas, mejor es el reparto de cargas entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte; asimismo, la carga última y la eficacia también se incrementan.
- m) Si se no se disponen capiteles, la eficacia del soporte es muy sensible al valor del coeficiente de rozamiento, incrementándose cuanto mayor es éste. Por el contrario, el valor del rozamiento es poco importante en SHARAPM que incorporen capiteles.

También en esta investigación se presenta una propuesta de cálculo para un SHARAPM sometido a compresión simple (Calderón et al. 2009). Se asume que la transmisión del esfuerzo rasante se produce sólo en las secciones con presillas (de la misma forma que se indicó en el *Apartado 2.5.2.2* y en la Fig. 2.18) y se establece el equilibrio de fuerzas en una rebanada diferencial de SHARAPM (Fig. 2.30).

Finalmente se llega a la expresión Ec. (2.14), donde A_c y f_c representan la sección transversal del soporte de hormigón y la resistencia a compresión del mismo, A_s y f_{ys} el área del las armaduras del soporte y su límite elástico, f_l la presión lateral de confinamiento, N_{al} el axil soportado por los angulares tras la primera presilla y K un factor que recoge el efecto que tienen diversos parámetros sobre f_c : separación entre presillas, forma del soporte y esbeltez (el cálculo y la obtención de estos tres últimos elementos f_l , N_{al} y K , puede verse en detalle en Adam 2007, Giménez 2007 y Calderón et al 2009).

$$N_u = A_c f_c + A_s f_{ys} + K f_l A_c + N_{al} \quad (2.14)$$

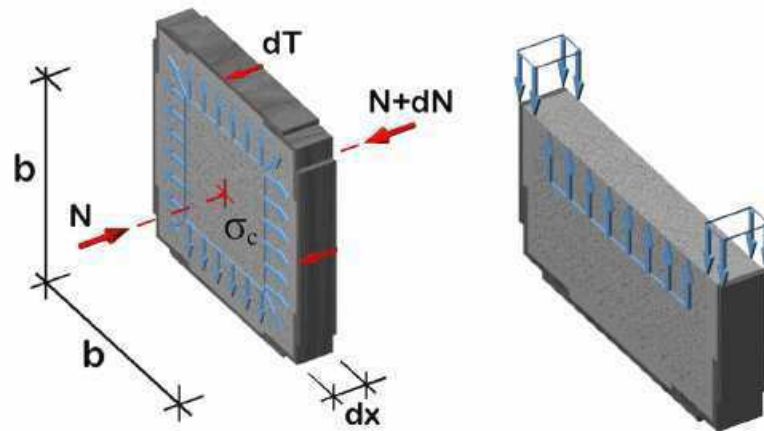


Fig. 2.30. Equilibrio de fuerzas en una rebanada diferencial de SHARAPM (Calderón et al. 2009)

2.6.3.2. Estudio a compresión del nudo viga-soporte

La segunda parte de la investigación se centró en el estudio del nudo viga-soporte. La decisión de hacer este estudio fue motivada al observar que en tanto en los ensayos anteriores como en todas las fuentes bibliográficas (que ya venimos exponiendo en el presente Capítulo) el agotamiento del soporte reforzado ocurría en los extremos, y era de suponer por tanto, que es el nudo quien condiciona la carga última de los SHARAPM.

Con este fin, se diseñaron 3 probetas como las mostradas en la Fig. 2.31, que pretenden representar un nudo de un entramado de edificación de forjado unidireccional, con dos semitramos de soporte de 0.26×0.26 m de sección transversal, y un elemento en su parte central simulando el tramo de viga, de 0.40×0.26 m de sección. El armado de los tramos de soporte consistió en 4 barras de acero corrugado de 12 mm de diámetro, y estribos de 6 mm separados 0.20 m entre ellos; en los extremos se acercaron los estribos para evitar una rotura prematura en esa zona por la concentración de tensiones.

Las armaduras se fabricaron con acero de 400 MPa de límite elástico. Por su parte, para el hormigón empleado se obtuvo una resistencia a compresión media de 12 MPa en el momento de realizar los ensayos.

Una de las probetas ensayadas no se reforzó, y sirvió de testigo. Las otras dos se reforzaron con angulares de dimensiones $60 \times 60 \times 6$ mm y presillas de $230 \times 100 \times 6$ mm y $230 \times 140 \times 6$ mm; el refuerzo se fabricó con acero de 275 MPa de límite elástico. La única diferencia entre estas dos probetas (Fig. 2.32 y Fig. 2.33) era la forma de transmitir las tensiones en el nudo:

- a) *Probeta AxL.C*: la solución del encuentro entre el refuerzo del soporte y la viga se realizó mediante la disposición de capiteles soldados a los angulares y a la última de las presillas en

contacto con la viga. Estos capiteles consistieron en perfiles metálicos angulares de dimensiones 70x70x7 mm y dotados de 3 rigidizadores de 8 mm de espesor.

- b) *Probeta AxL.T*: la conexión entre el refuerzo de los 2 semitramos de soporte se efectuaba empleando unos perfiles tubulares de acero, de forma similar a como propone Fernández (1994) y que ya hemos vistos en apartados anteriores.

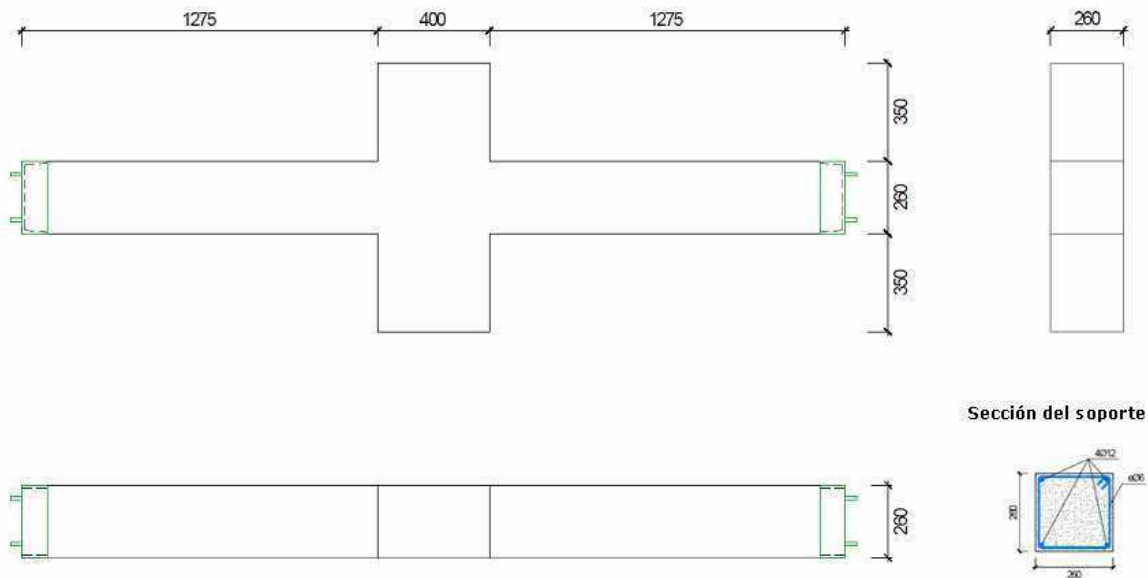


Fig. 2.31. Probetas ensayadas para el estudio del nudo viga-soporte a compresión centrada (adaptada de Adam 2007)

Realizados los ensayos experimentales, se observó que en la *probeta AxL.C* la rotura (Fig. 2.34) se localizaba en el elemento central que simulaba la viga, y que era consecuencia de dos fenómenos: el bajo confinamiento del hormigón en esa zona, y el aplastamiento del hormigón por la transmisión de tensiones a través de los capiteles. Sin embargo, la rotura de la *probeta AxL.T* (Fig. 2.35) se localizó en uno de los extremos, detectándose la rotura del hormigón por compresión, además de la plastificación de los angulares. En ambos casos, la carga última de las probetas reforzadas se incrementaba considerablemente, consiguiéndose una eficacia (siguiendo la Ec. 2.12) de 0.85 y 0.94 respectivamente.

A continuación se llevó a cabo un estudio paramétrico, con la ayuda de un modelo de elementos finitos, que fue validado gracias a los ensayos anteriores. En esta fase, se estudiaron los siguientes factores:

- Dimensión de los capiteles.
- Calibre del tubo de conexión entre tramos de refuerzo.
- Comportamiento del nudo si no se dispone ningún elemento de conexión (ni tubos, ni capiteles).

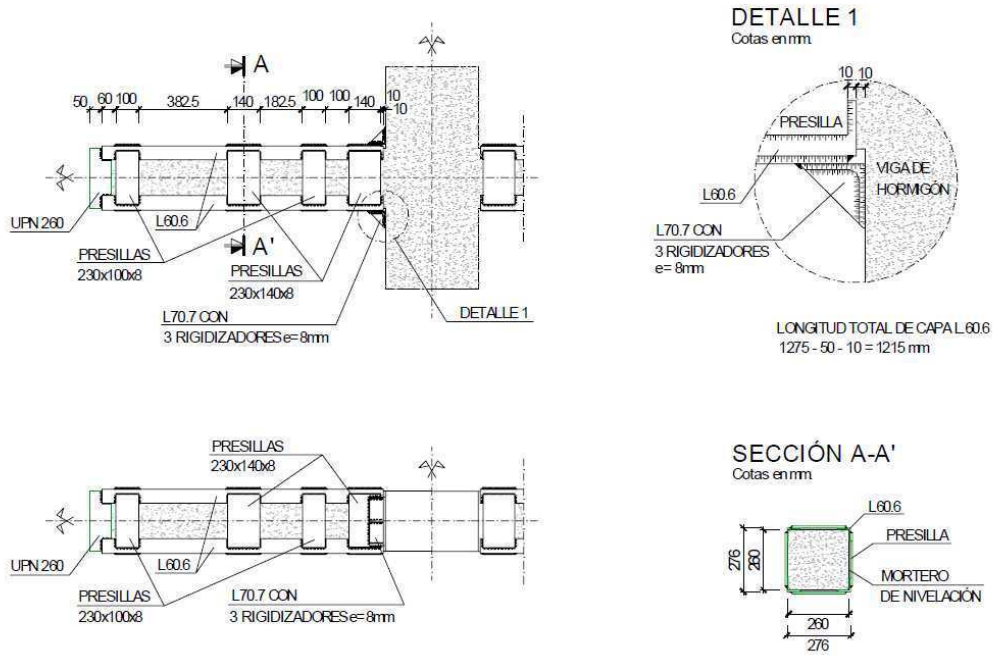


Fig. 2.32. Probetas con capiteles AxL.C (Adam 2007)

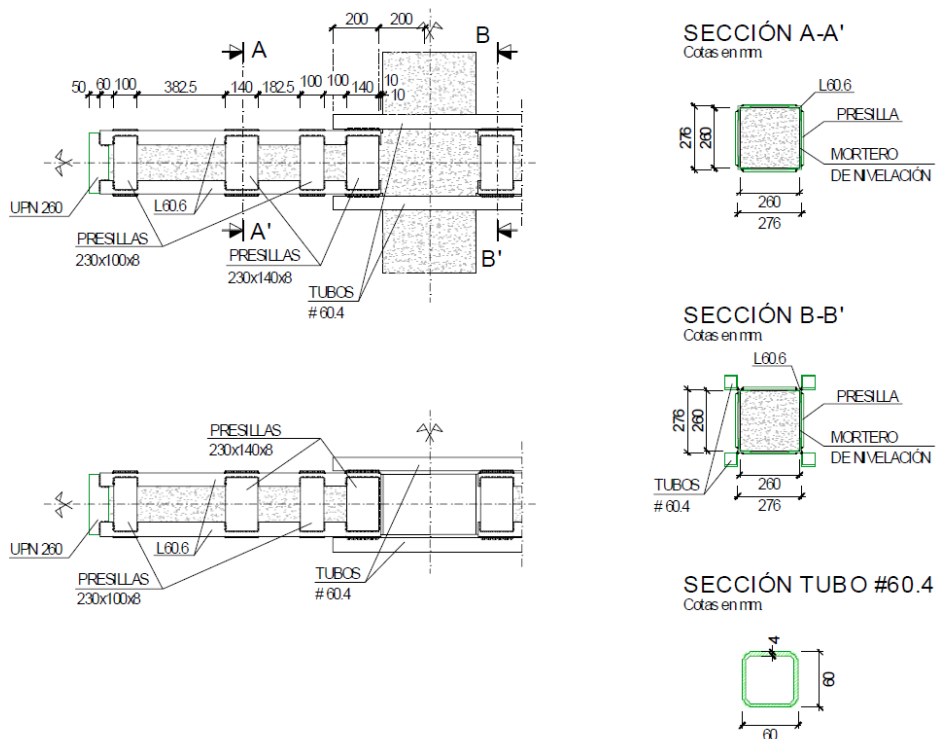


Fig. 2.33. Probetas con perfiles tubulares AxL.T (Adam 2007)



Fig. 2.34. Modo de rotura de la probeta AxL.C (Adam 2007)



Fig. 2.35. Modo de rotura de la probeta AxL.T (Adam 2007)

Se muestra en la Fig. 2.36 un par de imágenes que ilustran la diferencia de comportamiento en rotura entre la disposición o no de capiteles. Como en el estudio anterior, debido a la existencia de doble simetría, sólo se modelizó un cuarto de probeta.

Las conclusiones que se obtuvieron en esta investigación, tras los ensayos experimentales y la modelización numérica fueron las siguientes:

- a) Si no se dispone ningún elemento auxiliar en el nudo, la totalidad de la carga aplicada por la prensa es transmitida al nudo, pudiéndose localizar la rotura de las probetas en dicho elemento.
- b) La disposición de unos tubos de conexión del calibre adecuado, mejora la transmisión de carga entre el refuerzo y el soporte, además de la carga última, localizándose la rotura del SHARAPM en el tramo de soporte. Si los tubos no tienen el calibre adecuado, dicha rotura se podrá localizar en el nudo, debido a una temprana plastificación de los tubos.

- c) El empleo de tubos metálicos para la conexión entre tramos de soporte, hace que la rotura de la probeta se produzca en una zona donde el hormigón está confinado, lo que supone que la rotura será dúctil. Por el contrario, el empleo de capiteles causa el agotamiento en una zona donde el confinamiento es muy reducido, lo que provoca que el mecanismo de rotura sea frágil.
- d) La presencia de los tubos metálicos reduce considerablemente el desplazamiento relativo entre el hormigón y el refuerzo.
- e) El confinamiento que el refuerzo impone al soporte es mayor en el caso de emplear capiteles que si se emplean tubos metálicos.
- f) No se encuentran diferencias apreciables cuando se varía el calibre de los capiteles, tanto en el comportamiento de las probetas, como en la carga última de las mismas.

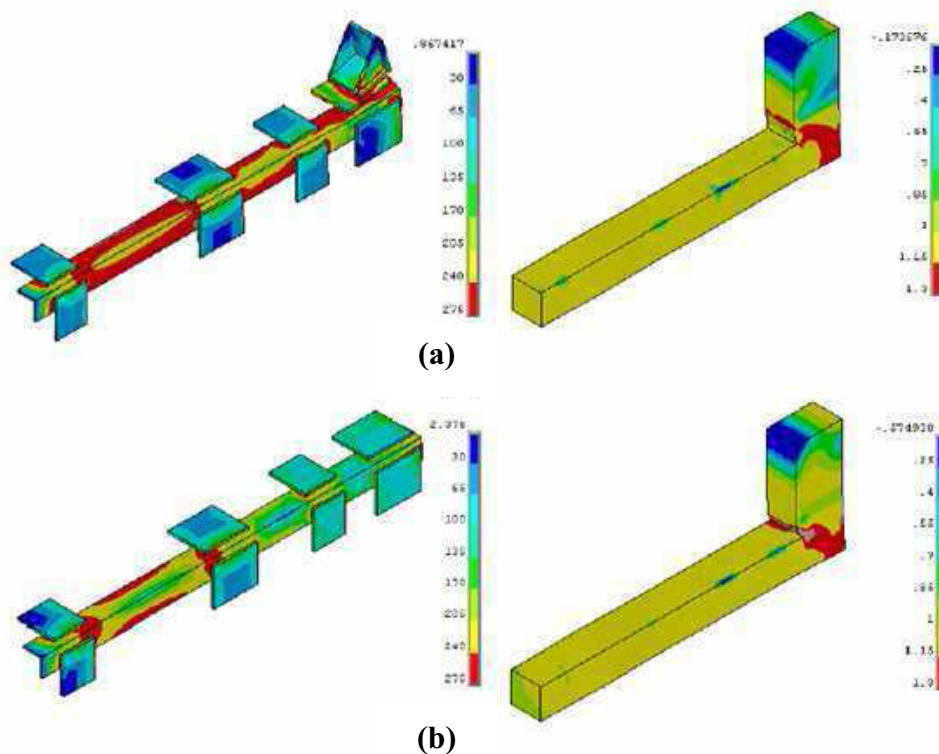


Fig. 2.36. Grado de plastificación del acero (izquierda, tensiones de von Mises) y del hormigón (derecha, criterio de plastificación de Drucker-Prager). (a) Probeta con capitel; (b) Probeta sin capitel (Adam et al 2007)

Finalmente, en esta investigación se realiza una propuesta de cálculo. Se afirma que la carga última de un SHARAPM debe obtenerse como el mínimo de la carga última que es capaz de resistir el soporte reforzado ($P_{soporte}$) y la carga última capaz de ser resistida por el nudo (P_{nudo}).

Para el caso del soporte ($P_{soporte}$), se concluye que:

- Si el refuerzo no consta de capiteles ni ningún otro elemento de conexión, para el cálculo debe emplearse la expresión de Giménez (2007), que se ha recogido aquí antes (Ec. 2.14).
- Si el refuerzo consta de capiteles, la formulación que mejor se ajusta a los resultados experimentales es la que propone el Eurocódigo 2 (1992).

El cálculo de P_{nudo} , se efectuará de la siguiente forma:

- Para refuerzos con capiteles o sin ningún elemento de conexión, se empleará el modelo de bielas y tirantes de la Fig. 2.37.
- Para refuerzos en los que se empleen tubos metálicos, se calculará con la expresión Ec. (2.15), en la que $N_{L,t}$ es el axil a que estará sometido cada perfil tubular en el momento de la plastificación y $P_{nudo,t}$ es la carga que se obtiene por el modelo de la Fig. 2.37.

$$P_{nudo} = 4N_{L,t} + P_{nudo,t} \quad (2.15)$$

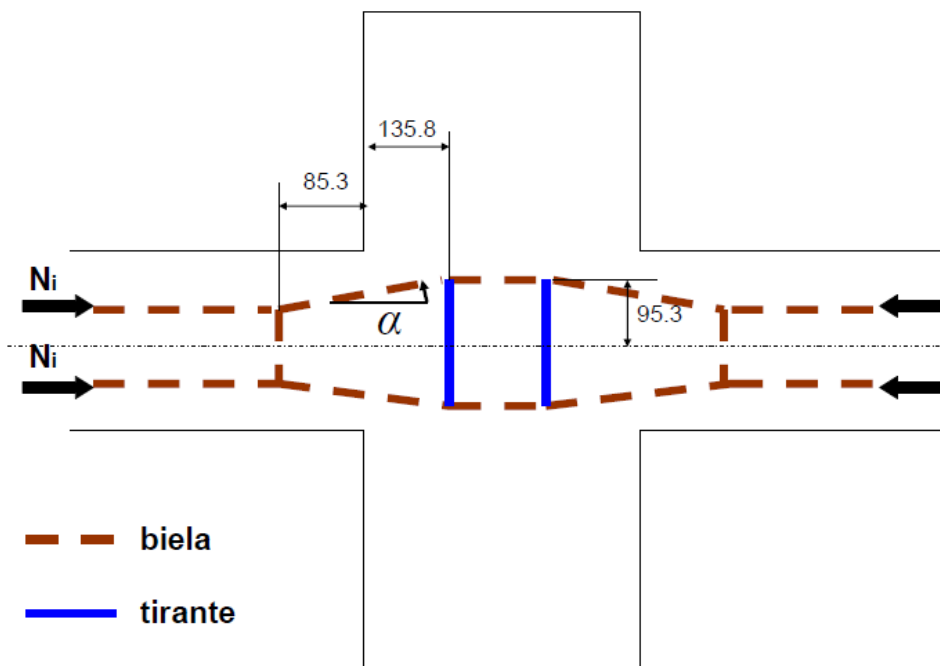


Fig. 2.37. Modelo de bielas y tirantes para el cálculo de P_{nudo} (Adam 2007)

2.6.4. Montuori y Piluso (2009)

Recientemente se ha publicado el trabajo de los investigadores Rosario Montuori y Vincenzo Piluso del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Salerno (Italia). Este trabajo estudia el comportamiento de los SHARAPM frente a una compresión excéntrica, y la finalidad del mismo es la obtención de un modelo teórico que permita reproducir el diagrama momento-curvatura de un SHARAPM.

Para modelizar el hormigón, se emplea un modelo constitutivo basado en el de Mander et al. (1988a, 1988b), el cual permite considerar la existencia de hormigón confinado en la sección. Estos autores distinguen entre el confinamiento debido a: los estribos, el refuerzo y la combinación de los estribos y el refuerzo (ver Fig. 2.13 en apartados anteriores). Puesto que el modelo original propuesto por Mander et al. (1988a) sólo tiene en cuenta el confinamiento por los estribos, es necesario adaptarlo al caso de un refuerzo con angulares y presillas. Esto se consigue principalmente redefiniendo los parámetros siguientes:

- a) *Efectividad del elemento de confinamiento, k_e* : en lugar de depender del espaciamiento y diámetro de los estribos, pasa a ser función del espaciamiento y dimensión de las presillas.
- b) *Radio volumétrico de confinamiento del acero, ρ* : si bien en su forma original depende del número y dimensión de los estribos y el recubrimiento geométrico, para un refuerzo será función de la dimensión y separación de las presillas.

Para el caso del acero, se asume un modelo elástico lineal con endurecimiento por deformación. Puesto que el elemento estudiado (un soporte) se encuentra sometido a compresión, los autores tienen en cuenta la posibilidad de pandeo de las armaduras si el recubrimiento del hormigón salta.

Para validar el modelo, los autores llevaron a cabo un total de 13 ensayos con probetas de sección cuadrada de 0.15x0.15 m y 0.50 m de longitud; los ensayos por tanto, se realizaron a escala reducida.

El armado longitudinal consistió en barras de acero 10 o 16 mm de diámetro, según la probeta; como armadura horizontal se emplearon estribos de 6 mm. El límite elástico de estos elementos resultó ser de 491 MPa para el acero de las barras de 10 mm, 539 MPa para el acero de las barras de 16 mm y 350 MPa para el acero de los estribos. El hormigón empleado alcanzó una resistencia a compresión media a 28 días de 20.96 MPa.

Del total de las probetas, 8 se reforzaron empleando angulares de dimensiones 30x30x3 mm y presillas de 15x9x3 mm. El acero de los angulares fue de 353 MPa de límite elástico, y el de las presillas de 291 MPa.

En los extremos de los soportes se dispusieron unos capiteles de dimensiones considerables, comparado con el resto de los elementos de ensayo, con el fin de asegurar que la rotura de la probeta se dirigiera al centro del soporte. La Fig. 2.38 muestra una imagen de los ensayos llevados a cabo por estos autores, así como un esquema de los elementos empleados para aplicar las cargas a las probetas.

No se dispuso ningún elemento de unión entre el refuerzo y el hormigón de soporte original, pues de acuerdo con el modelo teórico desarrollado, el refuerzo sólo trabaja por confinamiento y por transmisión directa de tensiones. Esto último fue estudiado especialmente, ya que en algunas de las probetas se cortó intencionadamente el refuerzo, de forma que se simulase que no se transmitían las compresiones, las tracciones o ambos esfuerzos, del nudo al soporte.

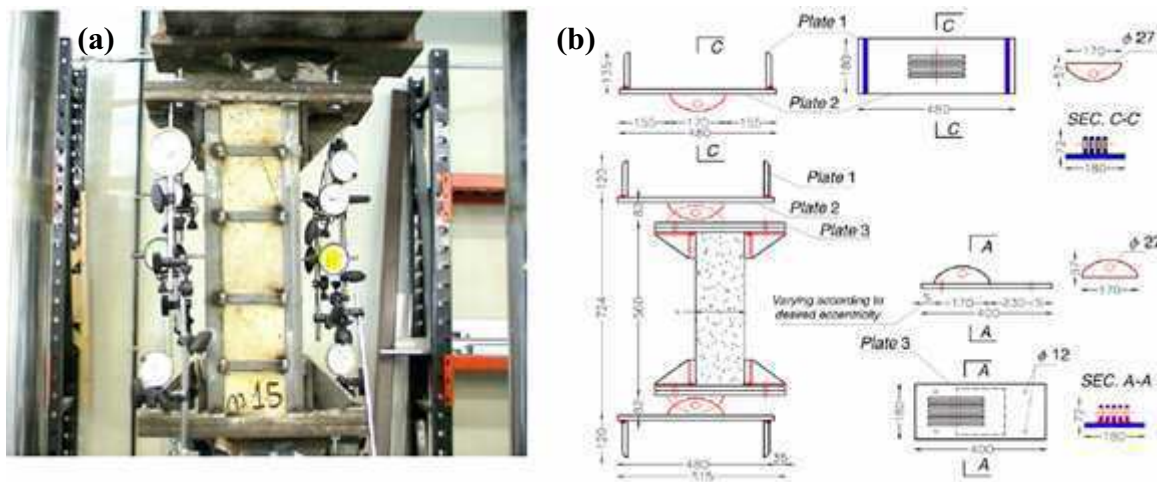


Fig. 2.38. Ensayos desarrollados por Montuori y Piluso. (a) Vista un ensayo; (b) Esquema de los elementos empleados en los ensayos (Montuori y Piluso 2009)

Se ha recogido en la Tabla 2.7 las características de las probetas reforzadas ensayadas, así como la carga última obtenida en el ensayo. La columna concerniente a la separación de las presillas hace referencia a la separación entre presillas en el centro del elemento ensayado, que es también la zona más instrumentada.

Tabla 2.7. Características y carga última de las probetas reforzadas ensayadas por Montuori y Piluso (2009)

Probeta	Armadura longitudinal	Separación estribos (mm)	Separación presillas (mm)	Excentricidad (mm)	Carga última ensayo (kN)	Carga última modelo (kN)
A-R1	8 ϕ 10	111.2	135.0	73.0	513.95	527.02
B-R1a	8 ϕ 10	106.0	130.0	47.5	703.23	683.62
B-R1b	8 ϕ 10	100.0	130.0	50.7	662.71	649.15
C-R1	8 ϕ 10	105.0	130.0	79.3	498.74	495.15
D-R1	4 ϕ 16	100.0	127.0	78.6	545.19	553.24
E-R1	4 ϕ 16	116.5	130.0	54.7	713.24	713.80
D-R2	4 ϕ 16	105.0	130.0	71.2	568.98	583.22
D-R3	4 ϕ 16	105.0	130.0	69.7	483.63	453.84

De acuerdo con los resultados obtenidos, los autores concluyen que su modelo representa adecuadamente el comportamiento de un SHARAPM, y que por tanto puede emplearse para diseñar un refuerzo que va a ser sometido a compresión excéntrica. La diferencia en la carga última obtenida en el modelo teórico y en los ensayos, dicen ser debida, entre otros factores, a la existencia real de rozamiento entre el refuerzo y el soporte, que no se tiene en cuenta en el modelo teórico planteado.

2.6.5. Otras investigaciones en SHARAPM

Además de las investigaciones tratadas, en la búsqueda bibliográfica se han encontrado otros trabajos relacionados con refuerzos de soportes con angulares y presillas:

Dritsos y Pilakoutas (1992) proponen una formulación que permite representar el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón del soporte. Destacan además, que las secciones críticas son las zonas cercanas a los extremos del elemento reforzado.

Cobo et al. (1997) plantean un estudio en el que señalan la importancia de la descarga previa del soporte a reforzar, proponiendo además un sistema de refuerzo activo de difícil aplicación práctica debido a la complejidad que entraña su ejecución.

Ruiz et al. (2000) señalaron la necesidad de analizar el comportamiento del nudo viga-soporte, comprobando los posibles riesgos de rotura originados por el capitel del refuerzo. Plantean además la unión de los capiteles a las vigas mediante tornillos mecánicos o químicos, con el objeto de mejorar el comportamiento del soporte reforzado para el caso en que existan esfuerzos de flexocompresión.

Li et al. (2009) han desarrollado recientemente un estudio sobre el comportamiento sísmico de soportes de hormigón dañados por la corrosión y reforzados con una combinación de fibras de carbono y angulares y presillas. Asimismo, también proponen un modelo analítico para predecir el comportamiento de un soporte reforzado empleado la combinación de estas técnicas.

2.7. Conclusiones relativas al estado del arte en SHARAPM

La ejecución de un refuerzo con angulares y presillas es una de las técnicas de refuerzo de soportes de HA más empleada internacionalmente, habiendo demostrado un comportamiento altamente eficaz a la hora de proveer de un incremento en la carga última y en la ductilidad de los elementos reforzados. No obstante, las investigaciones desarrolladas no son muy abundantes, y la mayor parte de ellas se han dirigido al estudio de SHARAPM sometidos a un esfuerzo de compresión centrada.

Los primeros ensayos sobre SHARAPM fueron llevados a cabo por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1995). Estos autores ensayaron una serie de probetas reforzadas con angulares y presillas, y observan que la rotura de éstas se produce en la cabeza superior del soporte, quedando de manifiesto que el comportamiento de estos elementos se ve muy influenciado por el nudo viga-soporte

Posteriormente, Cirtek (2001a; 2001b) aborda un estudio experimental y numérico sobre los SHARAPM. El problema del trabajo de este autor, es que suelda los angulares del refuerzo a unas placas de apoyo existentes en los extremos del soporte. Por ello, no se representa el comportamiento real de un SHARAPM, al no ser posible considerar la transmisión de tensiones rasantes en el extremo del soporte, que como hemos visto en este Capítulo es uno de los principales condicionantes en el comportamiento y en la carga última de un SHARAPM. Asimismo, este autor propone un diseño del refuerzo que supone emplear una gran cantidad de acero, ya que la separación entre las presillas que exige es muy reducida; como consecuencia, el refuerzo puede resultar antieconómico.

Cabe añadir a las investigaciones anteriores, que en ambos casos los ensayos se realizan a escala reducida, por lo que existe la posibilidad de que algunos factores no se hayan observado correctamente al depender éstos de la escala a que se estudie.

Los trabajos experimentales y numéricos de Adam (2007), Adam et al. (2007b), Giménez (2007), Adam et al. (2008a), Adam et al. (2008b), Adam et al. (2009a), Adam et al. (2009b), Calderón et al. (2009), Giménez et al. (2009a) y Giménez et al. (2009b) recogen el comportamiento a escala real de un SHARAPM, destacando que la rotura de los soportes reforzados se localiza en los extremos, y que por tanto, es recomendable la mejora en el refuerzo de esta zona, por ejemplo disponiendo una presilla adicional.

En esta investigación se estudia además la transmisión de tensiones en el nudo viga-soporte, diseñando unas probetas que simulan el nudo de un entramado de edificación, y disponiendo como elementos para la transferencia de cargas, capiteles y perfiles tubulares. Si bien el uso de tubos de acero es muy eficaz, no se suele emplear en la práctica, por resultar difícil de ejecutar dado la necesidad de atravesar el forjado. Finalmente, tras los ensayos experimentales y el apoyo de modelización numérica, se realiza una propuesta de cálculo para el diseño de un SHARAPM sometido a compresión centrada, que tiene en cuenta el que el agotamiento se deba bien al soporte reforzado, bien al nudo viga-soporte.

Recientemente, ha aparecido el trabajo de Montuori y Piluso (2009) en el cual se llevan a cabo una serie de ensayos y se propone un modelo de cálculo para un SHARAPM sometido a compresión excéntrica. Las probetas ensayadas por estos autores son de muy escasa longitud, y cuentan con unos capiteles de una dimensión considerable en los extremos, lo que fuerza a que el agotamiento se produzca en el centro de las probetas, además de correr el riesgo de no detectar posibles fenómenos que ocurrirían a escala real.

Asimismo, el modelo propuesto no tiene en cuenta la existencia de rozamiento entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo (razón por la que no se dispone de mortero entre esos elementos en las probetas ensayadas), cuando ha quedado comprobado por otros investigadores (Dritsos y Pilakoutas 1992, Adam 2007, Adam et al. 2007b, Giménez 2007, Calderón et al. 2009) que el mecanismo de transmisión por tensiones tangenciales es crucial en el comportamiento de un SHARAPM.

Tampoco se estudia en este trabajo lo que ocurre en el nudo viga-soporte, que de acuerdo con investigaciones como las de Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1995), Adam (2007), Adam et al. (2008a) o Adam et al. (2008b) es la zona dónde suele producirse la rotura en un soporte reforzado.

Llegados a este punto, cabe plantearse cual debe ser el camino más adecuado a que debe dirigirse la investigación de la presente Tesis. Analizados los trabajos en SHARAPM relativos a la compresión centrada, especialmente los últimos llevados a cabo, puede considerarse que, al menos, por el momento es recomendable enfocar la investigación hacia el estudio de un SHARAPM sometido a una combinación de axil y momento.

Esta combinación de esfuerzos es tratada de forma escasa en las investigaciones de que se tiene constancia; destacaríamos el trabajo de Montuori y Piluso (2009), pero como acabamos de indicar, no creemos que quede resuelto convenientemente el problema de diseñar de manera adecuada un refuerzo de angulares y presillas frente a esfuerzos axiales y flectores.

La presente Tesis pretende continuar los trabajos de Adam (2007) y Giménez (2007), estudiando el comportamiento de los SHARAPM sometidos a la acción combinada de un axial y un flector. Puesto que el agotamiento va a venir condicionado por el nudo viga-soporte, en el estudio debe incluirse este elemento, de la misma forma que hizo Adam (2007) en su investigación. Asimismo, será fundamental estudiar la transmisión de tensiones a través del nudo viga-soporte. Deberán por tanto, tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Los ensayos deberán efectuarse a escala real, para evitar tener efectos de escala que desvirtuarían los resultados obtenidos.
- b) Las probetas deberán diseñarse de modo que se recoja el nudo viga-soporte.
- c) Puesto que la práctica habitual en España y en otras partes del mundo es disponer capiteles, el refuerzo deberá contar con la presencia de estos elementos.
- d) Frente a esfuerzos de tracción, consecuencia de la existencia de un momento, los capiteles despegarán de la viga. Esto también se ha comprobado que ocurre en compresión (Adam 2007) para cargas muy elevadas. Deberá estudiarse la forma de asegurar una buena transmisión de cargas a través del nudo.

CAPITULO 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1. Introducción

Como hemos visto en el Capítulo anterior, el número de investigaciones sobre el comportamiento de los SHARAPM sometidos a una combinación de esfuerzos axil y flector es prácticamente nulo. Con el fin de mejorar el conocimiento de estos elementos, se planteó en los Laboratorios del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia, un estudio experimental en el que se ensayaron tramos de SHARAPM a escala real, sometidos a esfuerzos de flexocompresión.

Este estudio experimental se diseñó siguiendo las directrices presentadas en las conclusiones del *Capítulo 2*, teniendo en cuenta asimismo los resultados obtenidos en las investigaciones de Adam (2007) y Giménez (2007), también desarrolladas en el ICITECH, y de las que esta Tesis pretende ser una continuación.

En este Capítulo se describen los ensayos del estudio experimental planteado, presentando en primer lugar, los diferentes aspectos sobre el diseño de las probetas ensayadas, y comentando posteriormente los resultados obtenidos en los ensayos. Todos los aspectos referentes a la fabricación de las probetas, la ejecución del refuerzo y el montaje de las probetas en el pórtico de ensayos quedan recogidos en el *Apéndice II*.

En este punto, cabe recordar que, respecto a los resultados, se analizará de forma somera las pautas generales de comportamiento y el modo de rotura de las probetas ensayadas, de acuerdo con los objetivos fijados para la presente Tesis de Master.

3.2. Características de las probetas ensayadas

El estudio experimental planteado pretendía estudiar el comportamiento de un SHARAPM sometido a flexocompresión. Como ha quedado patente en el *Capítulo 2*, cualquier estudio sobre el comportamiento de un SHARAPM debe incluir el nudo viga-soporte, siendo en general éste el elemento que condiciona el agotamiento. De acuerdo con lo anterior, la investigación se centró en comportamiento frente a un esfuerzo de flexocompresión del nudo viga-soporte de un entramado de una estructura de edificación de HA, como el representado en la Fig. 3.1.

Puesto que el comportamiento del nudo es el resultado de una combinación de esfuerzos axil y momento flector, no es posible que durante el ensayo ambos valores varíen simultáneamente. Es necesario que uno de los esfuerzos quede fijo, y manteniendo ese nivel de carga constante, observar el comportamiento del nudo al variar el otro esfuerzo. En este estudio se decidió fijar el valor del axil y aplicar el esfuerzo flector hasta conseguir el agotamiento de la probeta ensayada.

Siguiendo la práctica habitual en España y en otros países, así como los trabajos de Ramírez y Bárcena (1975), Adam (2007), Adam et al. (2007b), Giménez (2007), Adam et al. (2008a) y Adam et al. (2009a) se emplearon capiteles para materializar una transmisión directa de cargas entre el nudo viga-soporte y el refuerzo metálico.

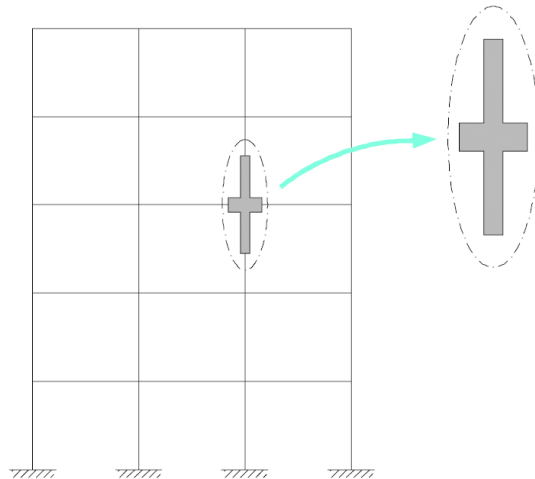


Fig. 3.1. Zona de un entramado de edificación simulada en los ensayos (Adam 2007)

Como consecuencia de la existencia de un momento flector, aparecerá una zona del traccionada y otra comprimida. Con el fin de asegurar una buena transmisión de esfuerzos en la zona en tracción entre el nudo y el refuerzo, se necesita dotar a los capiteles de algún elemento de conexión. En esta investigación se ensaya el empleo de taco químico y de barra pasante, siguiendo así las propuestas de Ruiz et al. (2000) y Adam (2004) respectivamente sobre la forma de transmitir los esfuerzos adecuadamente a través del nudo viga-soporte cuando se tienen esfuerzos de flexocompresión.

Asimismo, dado que el objetivo es estudiar el comportamiento del nudo viga-soporte, el refuerzo de acero se diseñó de forma que el agotamiento de las probetas ocurriese en el nudo. También cabe destacar que en España la mayor parte de los edificios que requieren ser reforzados se corresponde con los construidos por los años 60 y 70 (Adam 2007). Por esta razón, en aquellos aspectos del diseño en los que ha sido posible, como en la geometría o en la resistencia característica del hormigón a emplear, se tuvieron en cuenta las prácticas constructivas y la calidad de los materiales de aquella época

Finalmente, es preciso mencionar que debido a tener que efectuar los ensayos en un pórtico de ensayos con unas características resistentes determinadas, las probetas se diseñaron de forma que la rotura de las mismas se produjera para esfuerzos muy inferiores a los podía resistir el pórtico de ensayos, con el fin de no comprometer la seguridad del mismo.

3.2.1. Geometría

Como se ha indicado, el diseño de las probetas pretendía simular la zona del nudo viga-soporte de un entramado de una estructura de edificación de HA. Por ello, se adoptó la geometría que aparece en la Fig. 3.2, constando de dos semitramos soporte, con un elemento en su parte central que simula un

tramo de viga. Esta geometría, adoptada por Adam (2007) en sus ensayos, ya había sido empleada por otros autores como Watson y Park (1994), Yazzar (2000), Wu et al. (2003), Barrera (2005) o Li et al. (2009), aunque con un propósito diferente al de esta investigación.

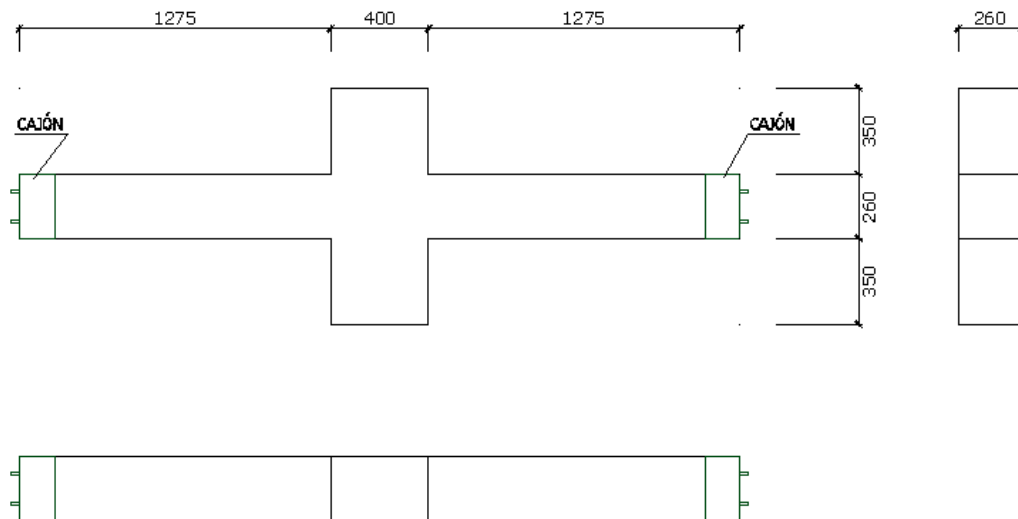


Fig. 3.2. Geometría de las probetas ensayadas (cotas en mm)

Los semitramos, de 260x260 mm de sección tenían una longitud de 1275 mm, siendo la longitud total de la probeta 2950 mm. Puede comprobarse en el *Apéndice I*, que con esta geometría no es necesario tener en consideración los efectos de segundo orden, de acuerdo con la normativa española EHE-08 (Ministerio de Fomento 2008).

El extremo de cada semitramo de soporte finalizaba en un cajón metálico; la Fig. 3.3 recoge un esquema de éste elemento, el cual se fabricó en taller uniendo por soldadura chapas de acero de 275 MPa de límite elástico. Dicho cajón tenía como fin el absorber la carga axial transmitida directamente por la prensa a los soportes, además de servir de elemento de unión de la probeta al pórtico de ensayos.

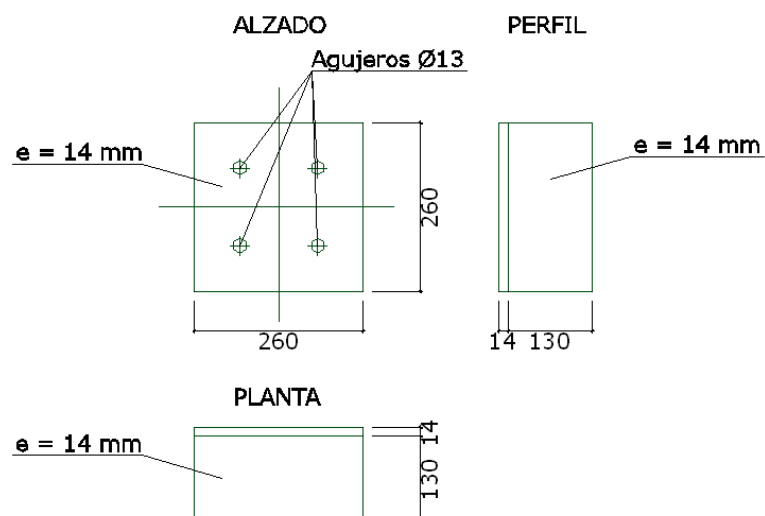


Fig. 3.3. Alzado, planta y perfil del cajón metálico situado en el extremo de la probeta (cotas en mm)

3.2.2. Armaduras

El armado longitudinal de los soportes consistió en 4 barras de acero corrugado de 12 mm de diámetro; ello cumple el armado mínimo de la normativa española vigente (Ministerio de Fomento 2008). La armadura transversal estaba formada por estribos de 6 mm de diámetro separados 0.20 m y era fundamentalmente constructiva.

Con el fin de evitar posibles problemas originados por la concentración de tensiones debido a la carga aplicada por la prensa, el armado transversal se concentró en los extremos, de forma que el efecto de confinamiento que producen los estribos sobre el hormigón fuera mayor, y por tanto la resistencia a compresión del hormigón en esta zona aumentase.

Por su parte, la viga central se armó considerando las luces y cargas más habituales en un forjado de edificación y reflejando la práctica constructiva habitual en España. La Fig. 3.4 muestra un esquema del armado de las probetas. Cabe señalar que la armadura longitudinal del soporte se soldó a los cajones de los extremos (Fig. 3.5) para conseguir la unión solidaria con el HA de la probeta.

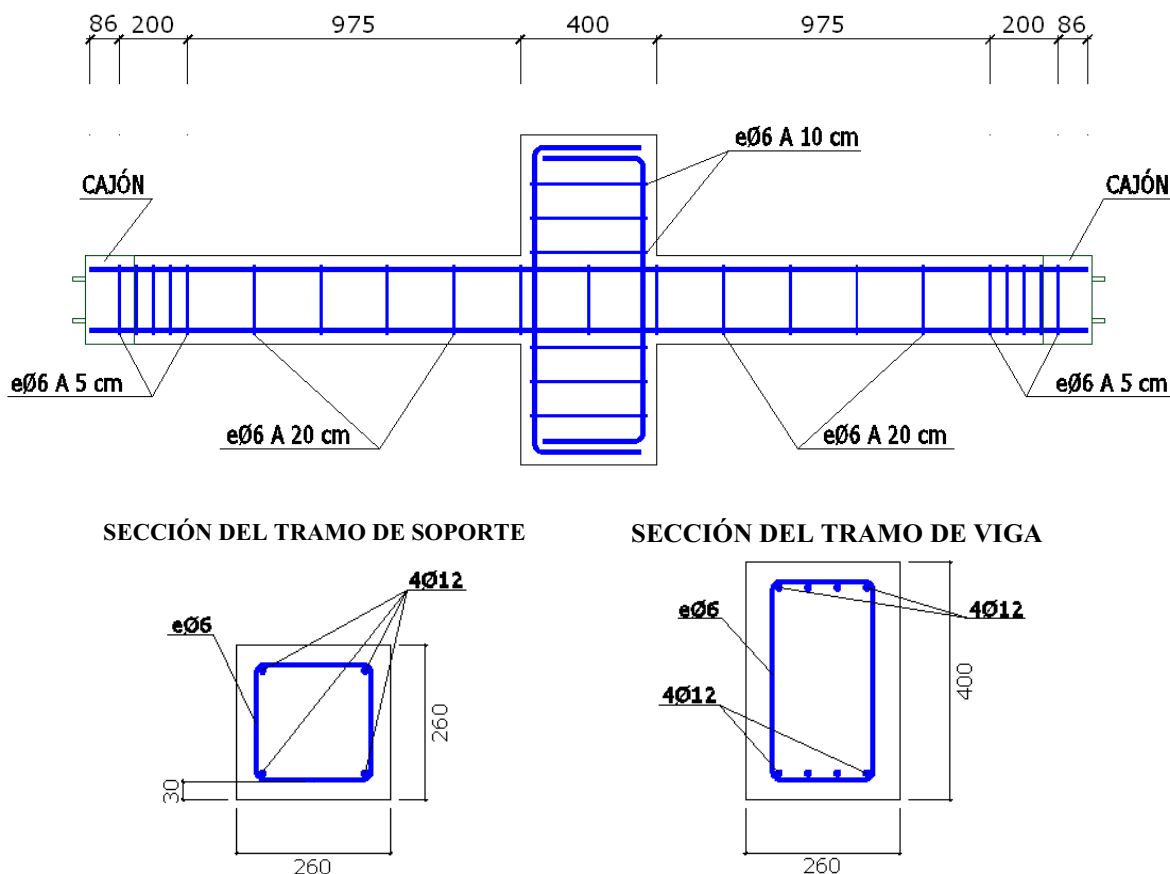


Fig. 3.4. Armado de las probetas ensayadas (cotas en mm)

El montaje de las armaduras se llevó a cabo en una industria de ferralla, empleando acero de 500 MPa de límite elástico; posteriormente, la ferralla se transportó a los laboratorios del ICITECH mediante

camión. El recubrimiento nominal de las armaduras fue de 30 mm, coincidiendo con el mínimo permitido por la normativa española (Ministerio de Fomento 2008), para una “Clase general de exposición I” y un “nivel normal” de control de ejecución.

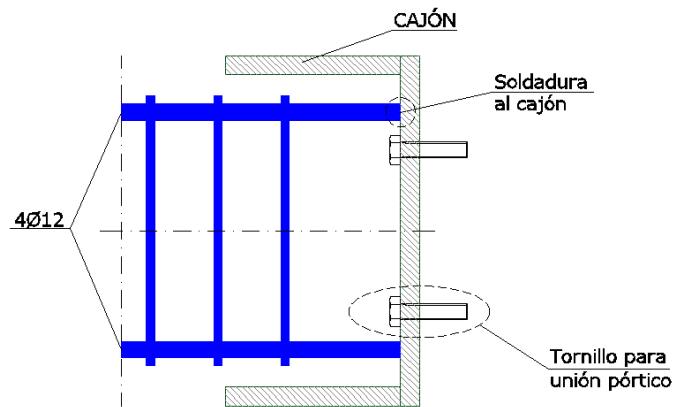


Fig. 3.5. Detalle de la soldadura de la armadura longitudinal del soporte al cajón metálico del extremo

En la Fig. 3.6 se incluye una imagen que muestra el armado de las probetas, así como el cajón metálico de los extremos de los soportes.

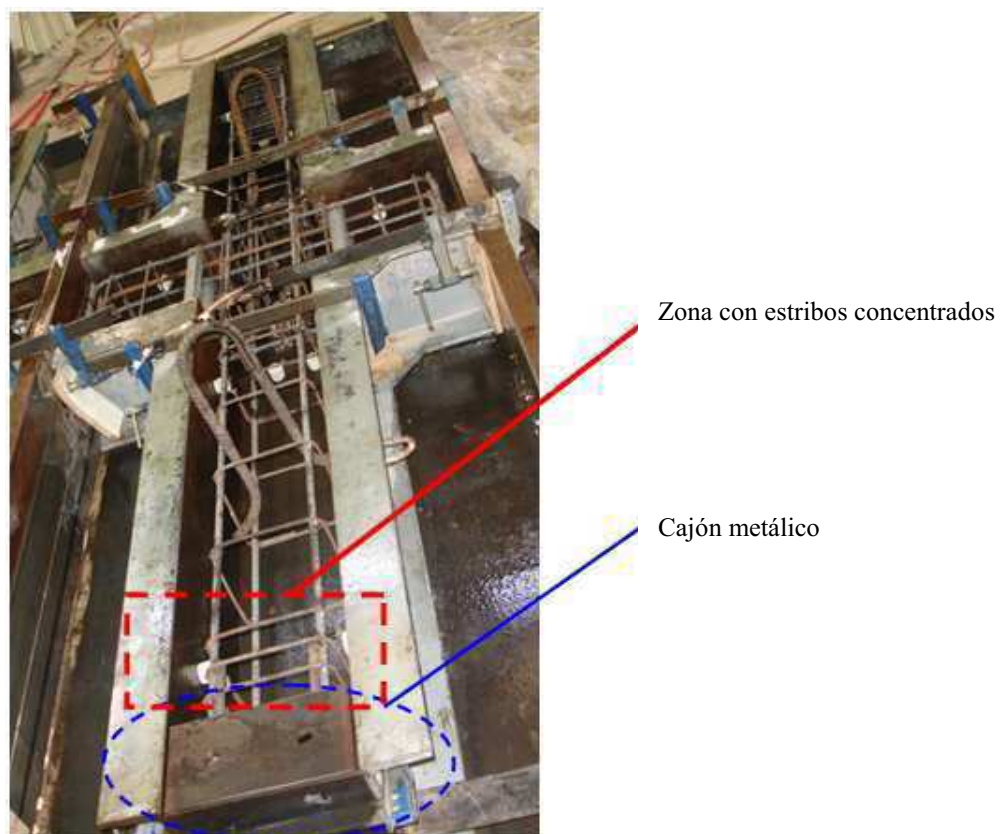


Fig. 3.6. Vista del armado de las probetas

3.2.3. Hormigón

El hormigón empleado en la realización de las probetas (Fig. 3.7) se fabricó en central y se suministró al laboratorio mediante camiones hormigonera. La dosificación de este hormigón se realizó de forma que su resistencia fuera reducida, con el fin de simular elementos susceptibles de ser reforzados. Dicha dosificación se recoge en la Tabla 3.1.



Fig. 3.7. Vista del aspecto del hormigón con el que se fabricaron las probetas ensayadas

Tabla 3.1. Dosificación del hormigón empleado en la fabricación de las probetas

Cemento (CEM II-42.5)	Agua	Arena	Grava/gravilla
150	200	1225	810

Las características mecánicas de este hormigón se determinaban mediante el ensayo de probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. De cada amasada se ensayaron 2 probetas de estas dimensiones a compresión simple, siguiendo la normativa española correspondiente (AENOR 2003), a una edad de 28 días para determinar la resistencia característica del hormigón. En total se ensayaron 8 probetas, obteniéndose una resistencia característica media de 9.34 MPa, con una desviación típica de 1.18 MPa.

Adicionalmente, se ensayaron durante la fase de rotura de los SHARAPM más probetas cilíndricas, conservadas en las mismas condiciones que los soportes, con el fin de conocer la resistencia del hormigón en el momento de los ensayos. El número de probetas cilíndricas ensayadas fue de 14, obteniéndose una resistencia media de 11.21 MPa, con una desviación típica de 1.64 MPa.

3.2.4. Tipo y número de probetas ensayadas

En el programa experimental definido se ensayaron un total de 14 soportes. De estas probetas, 2 se ensayaron sin reforzar, a fin de que sirvieran como probetas testigo; el resto de probetas se reforzaron con angulares y presillas.

Tan sólo se reforzaron los semitramos de soportes, disponiéndose capiteles en los extremos. Se diseñaron 2 tipologías de probetas reforzadas, que sólo se diferenciaron en la forma de conexión del refuerzo en la zona del nudo viga-soporte: en 6 probetas, se empleó taco químico como elemento de conexión capitel – nudo (Fig. 3.8), mientras que en las otras 6 probetas restantes, se unieron los capiteles de ambos lados del nudo mediante barras pasantes de acero (Fig. 3.9).

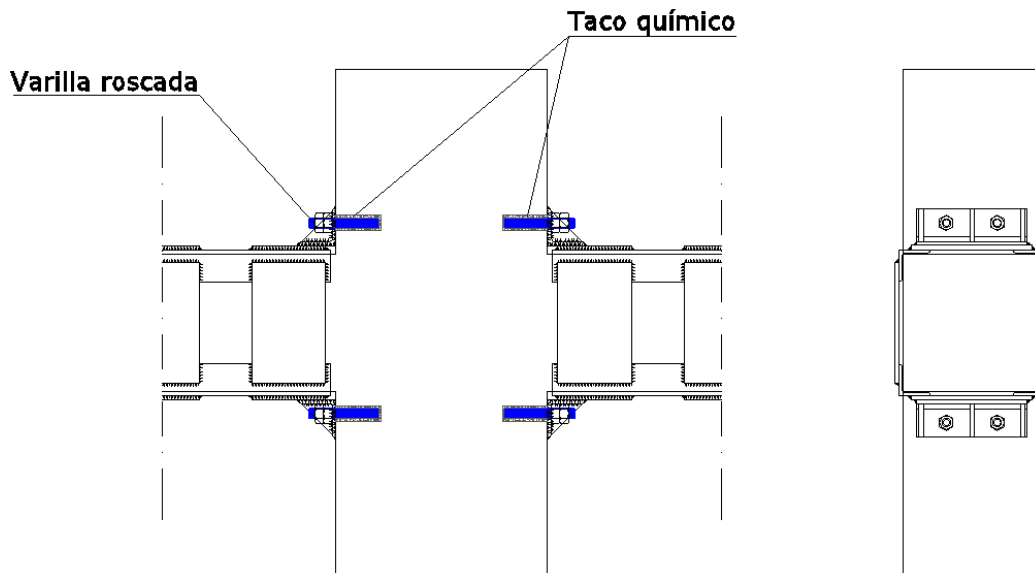


Fig. 3.8. Conexión al nudo viga-soporte mediante taco químico

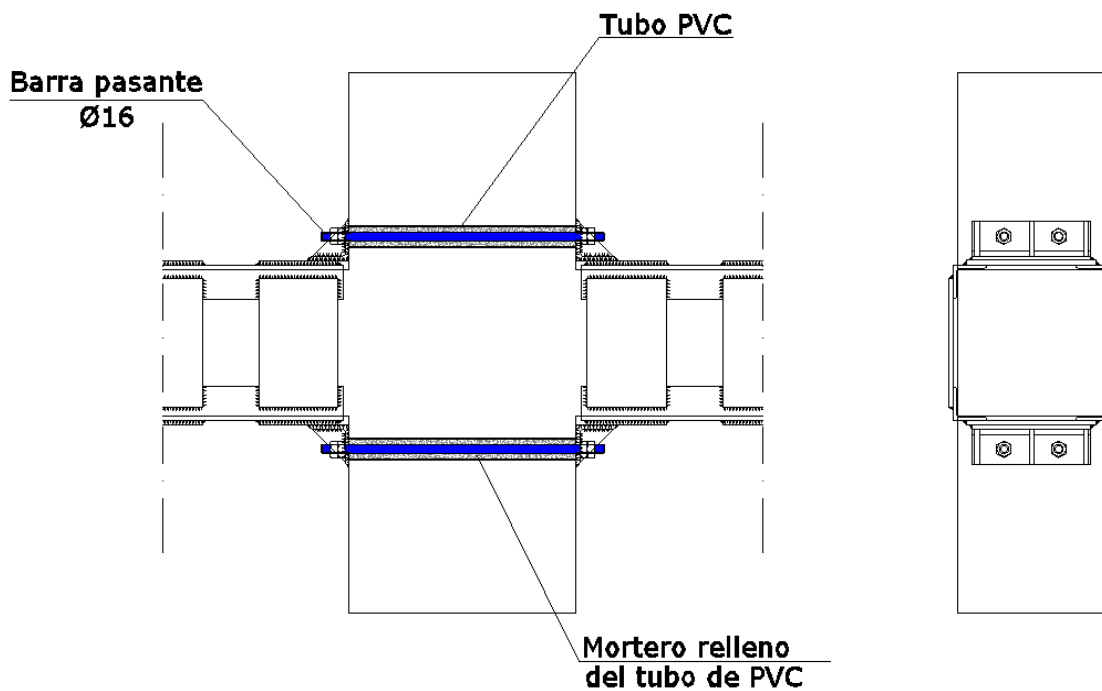


Fig. 3.9. Conexión al nudo viga-soporte mediante barra pasante

Se denominaron *T1* y *T2* a las probetas testigo sin reforzar, las cuales fueron ensayadas a compresión centrada. Para el caso de las probetas reforzadas, se diferencia entre las probetas *RC* (del inglés *Rawl Chemist*) cuando la conexión del capitel es con taco químico, y las denominadas *B* (*bar*), cuando la conexión es con barras pasantes.

Los niveles de carga axial aplicados fueron tres: 400 kN (*L1*), 800 kN (*L2*) y 1200 kN (*L3*), que corresponden respectivamente al 25%, 50% y 75% de 1600 kN, carga última aproximada que se alcanzó en los ensayos a compresión centrada de Adam (2007), empleando un refuerzo de características muy similares al planteado.

Definidos las tipologías de las probetas y los niveles de carga, se recogen en la Tabla 3.2 las características de las 12 probetas reforzadas ensayadas.

Tabla 3.2. Probetas reforzadas ensayadas

Probeta	Número de probetas	Tipo de conexión	Nivel de carga axial (kN)
RC-L1	2	Taco químico	400
RC-L2	2	Taco químico	800
RC-L3	2	Taco químico	1200
B-L1*	3	Barra pasante	400
B-L2	2	Barra pasante	800
B-L3**	1	Barra pasante	1200

* En una de las probetas se produjo la rotura de los rigidizadores de los capiteles en tracción

** La probeta pandeó justo tras aplicar todo el esfuerzo axial

3.2.5. Refuerzo

3.2.5.1. Tramos de soporte

El diseño del refuerzo se realizó de forma que fuera similar al empleado en las investigaciones de Adam (2007) y Giménez (2007), y con el fin de que la rotura se localizase en el nudo viga-soporte. Se emplearon angulares de 60x60x6 mm de dimensión y presillas de 230x140x8 mm. La Fig. 3.10 muestra un esquema del refuerzo de los soportes.

Los capiteles consistieron en angulares de 70x70x7 mm de dimensión con tres rigidizadores metálicos de 8 mm de espesor. Estos elementos se soldaban a la última presilla del refuerzo quedando en contacto con el tramo de viga, tal y como se aprecia en la Fig. 3.11.

Los elementos metálicos que formaron el refuerzo, se fabricaron con acero laminado de 275 MPa de límite elástico. Para el mortero de cemento colocado entre los elementos de refuerzo y el hormigón, se empleó una relación cemento/arena de 1/2.

Cabe señalar que se intensificó el refuerzo en los extremos de los soportes, para evitar que el agotamiento de la probeta se diese en esa zona por alguna circunstancia “fortuita”, por ejemplo por la existencia de un esfuerzo cortante de valor considerable. Asimismo, para asegurar una buena

transmisión de cargas del pórtico de ensayos al refuerzo, los angulares se soldaron a los cajones metálicos de los extremos, tal y como puede verse en la Fig. 3.12.

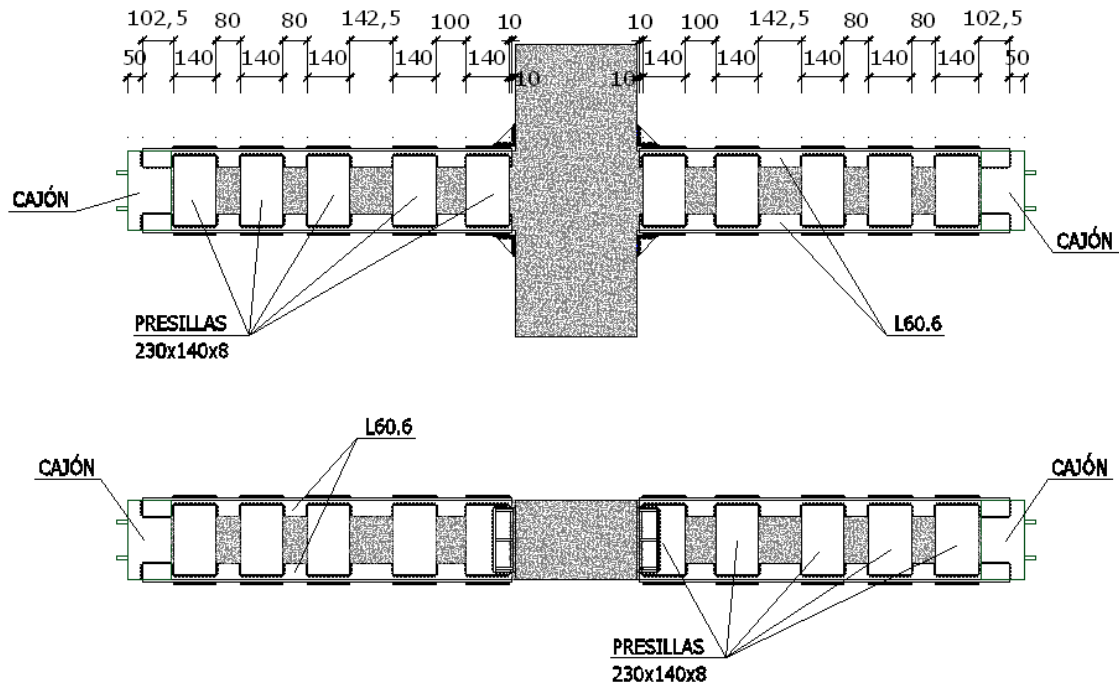


Fig. 3.10. Refuerzo de las probetas

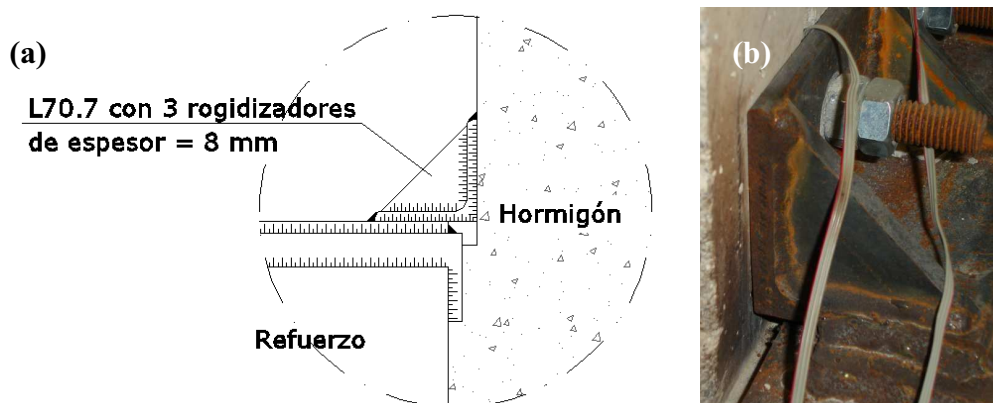


Fig. 3.11. Disposición de los capiteles soldados al refuerzo y en contacto con la viga. (a) Esquema; (b) Vista del capitel

3.2.5.2. Elementos de conexión de los capiteles al nudo viga-soporte

Tanto en el caso de emplear taco químico como barra pasante, en cada capitel se dispusieron dos elementos de conexión, de la forma que puede apreciarse en la Fig. 3.13, con la finalidad de uniformizar la transmisión de tensiones del capitel al nudo viga-soporte y no concentrarla en un punto.

En las 6 probetas en las que se iba a ensayar el empleo de barras pasantes como elementos de conexión, se dejaron embebidos unos tubos de PVC durante la fase de hormigonado, como se muestra

en la Fig. 3.14, a fin de pasar posteriormente a través de ellos las barras de acero. La conexión con barras pasantes se materializó con barras de acero corrugado de 16 mm de diámetro y 500 MPa de límite elástico; estas barras estaban roscadas en sus extremos, de forma que una vez ejecutado el refuerzo, se apretaban con tuerca. El espacio existente entre la barra de acero y el tubo de PVC se rellenó con mortero de cemento con una relación cemento/arena de 1/2.



Fig. 3.12. Detalle de la soldadura de los angulares de refuerzo al cajón metálico del extremo de las probetas



Fig. 3.13. Vista de un capitel con sus rigidizadores y con los elementos de conexión dispuestos (barra pasante en este caso)



Fig. 3.14. Tubos de PVC embebidos en el hormigón para pasar posteriormente las barras de acero en las probetas tipo B

Para el caso de que el elemento de conexión se tratase de un taco químico (probetas RC), se siguieron las recomendaciones del fabricante del producto y se empleó una varilla de acero roscada de 16 mm de diámetro.

3.3. Procedimiento de ensayo

Los ensayos se llevaron a cabo en uno de los pórticos de ensayo disponibles en los laboratorios de ICITECH, disponiéndose los soportes en horizontal, y quedando por tanto, el tramo de viga en vertical, es decir, girando la probeta 90° respecto a como se encontraría realmente en un entramado de edificación; la Fig 3.15 muestra el esquema de estos ensayos. Esta disposición ya fue adoptada por Adam (2007) y Giménez (2007) demostrando que la influencia del peso propio es despreciable cuando se compara con los esfuerzos que se aplican para agotar el SHARAPM.

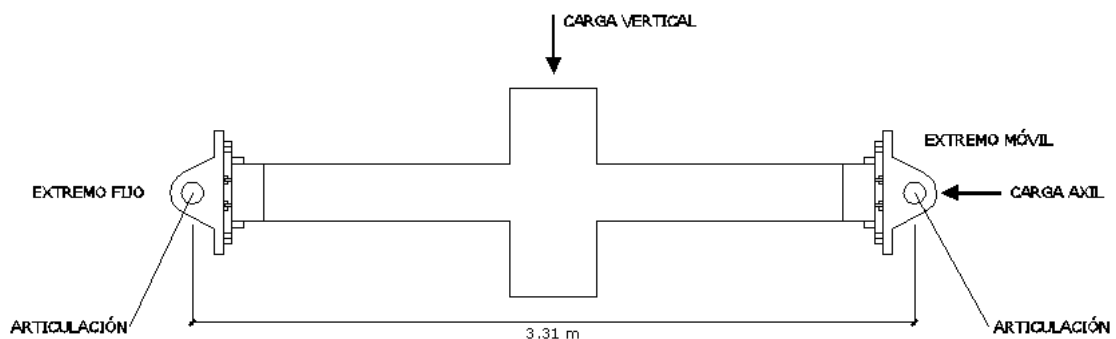


Fig. 3.15. Esquema del ensayo

La carga axil se aplicaba horizontalmente mediante una prensa hidráulica de 2500 kN de capacidad máxima. El centrado de la carga se conseguía gracias a las rótulas existentes en los puntos de apoyo de los extremos de las probetas. La carga vertical, esto es, la carga que generaba el esfuerzo flector, se aplicó mediante un gato hidráulico con una capacidad máxima de 500 kN. La Fig. 3.16 muestra una probeta dispuesta en el pórtico de ensayos lista para ser ensayada.

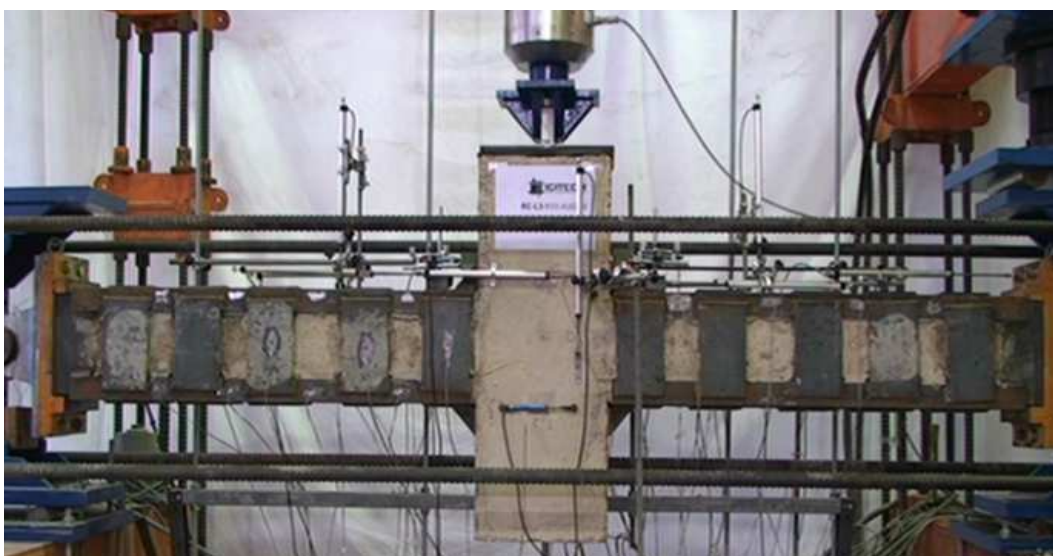


Fig. 3.16. Probeta dispuesta en el pórtico de ensayos, lista para ser ensayada

Para evitar aplicar el esfuerzo vertical de forma puntual en la probeta, y conseguir que llegase lo más repartido posible, se dispuso entre la prensa y el extremo del tramo de viga de la probeta, un neopreno y una placa de acero, tal y como puede verse en la Fig. 3.17.

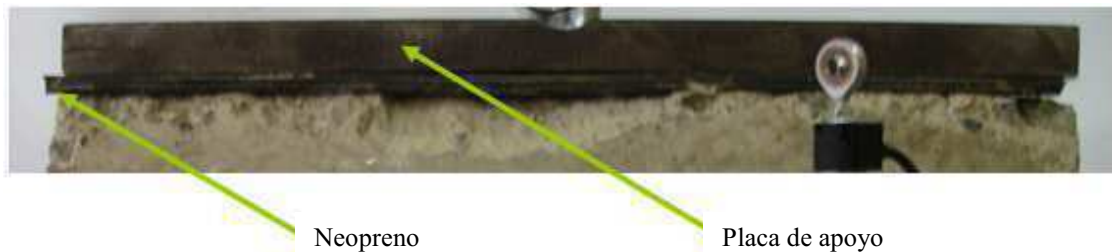


Fig. 3.17. Detalle del apoyo de la carga vertical mediante placa de apoyo y neopreno

Los datos del ensayo obtenidos con los diferentes elementos que componían la instrumentación de cada probeta, se recogían mediante un sistema de adquisición de datos Hewlett Packard modelo HP 3852A. El tratamiento de estos datos se realizaba en tiempo real en un ordenador mediante el programa CEAD programado en Labview por D. Vicente Miguel Sosa.

Asimismo, para mantener la carga axial constante durante la aplicación de la carga vertical, se empleó otro ordenador equipado con el mismo programa, el cual controlaba la carga aplicada por la prensa hidráulica de 2500 kN.

3.4. Instrumentación

Las diferentes probetas ensayadas se instrumentaron con una serie de galgas extensométricas y captadores de desplazamiento (LVDTs). Asimismo, para registrar la carga aplicada por las prensas hidráulicas se emplearon células de carga.

La instrumentación en las probetas fue diferente, según se tratase de una probeta testigo sin reforzar, o una probeta reforzada con angulares y presillas. Asimismo, en el caso de que se empleasen barras pasantes como elemento de conexión, dichas barras se instrumentaban, al contrario que en los tacos químicos, donde no se instrumentaron las varillas roscadas.

Cabe destacar que, aunque queda fuera del objetivo de la presente Tesis, la mayor parte de la instrumentación dispuesta en las probetas, tiene también como fin la calibración de un posterior modelo numérico mediante elementos finitos, con la intención de realizar un estudio paramétrico posterior. Aunque en este apartado se va a describir toda la instrumentación dispuesta, en el análisis de resultados nos ceñiremos a los objetivos definidos en el *Capítulo 1*, no entrando a analizar toda la información suministrada por los diferentes elementos de la instrumentación.

3.4.1. Probetas testigo

Las probetas *T1* y *T2* se ensayaron a compresión simple y sirven de referencia para estudiar el comportamiento de las probetas reforzadas. Como instrumentación se emplearon un total de 9 LVDTs.

De ellos, 4 se emplearon para tener un orden de magnitud de las deformaciones longitudinales del hormigón del soporte en diferentes secciones, disponiendo uno de los extremos fijos y el otro en contacto con el hormigón de forma indirecta. Otro de los LVDTs se empleó para medir el acortamiento total de la probeta, haciendo que el extremo no fijo estuviese en contacto con la rótula del pórtico de ensayos. La Fig. 3.18 muestra la disposición de estos elementos.

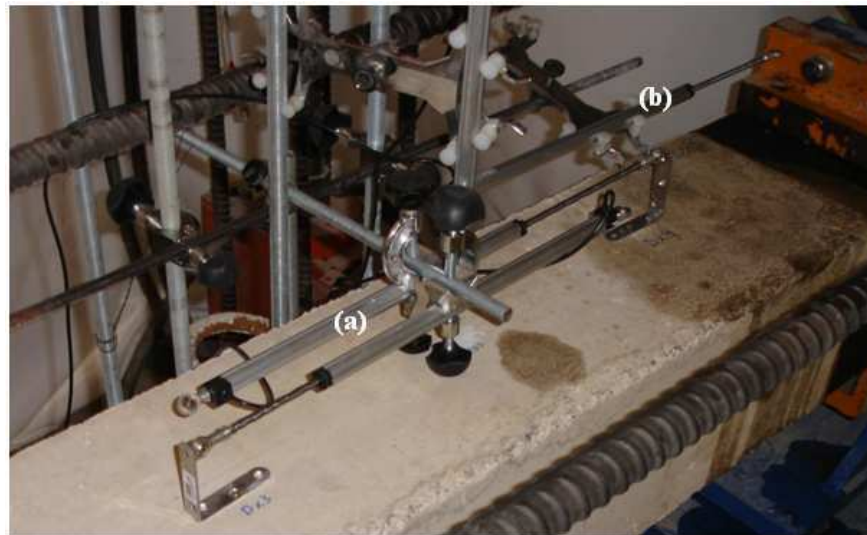


Fig. 3.18. Disposición de los LVDTs en las probetas testigo. (a) Acortamiento en diferentes secciones; (b) Acortamiento total

El resto de los captadores de desplazamiento sirvieron para controlar el pandeo de la probeta, consecuencia de posibles imperfecciones durante su fase de fabricación. Este fenómeno debía controlarse por motivos de seguridad, ya que de darse y no detenerse el ensayo podía llevar a comprometer la estabilidad del pórtico y la seguridad del personal. Dos de éstos captadores controlaban el pandeo en el plano vertical, y otros dos vigilaban el pandeo en el plano horizontal.

La Fig. 3.19 recoge un esquema de la instrumentación dispuesta en las probetas testigo.

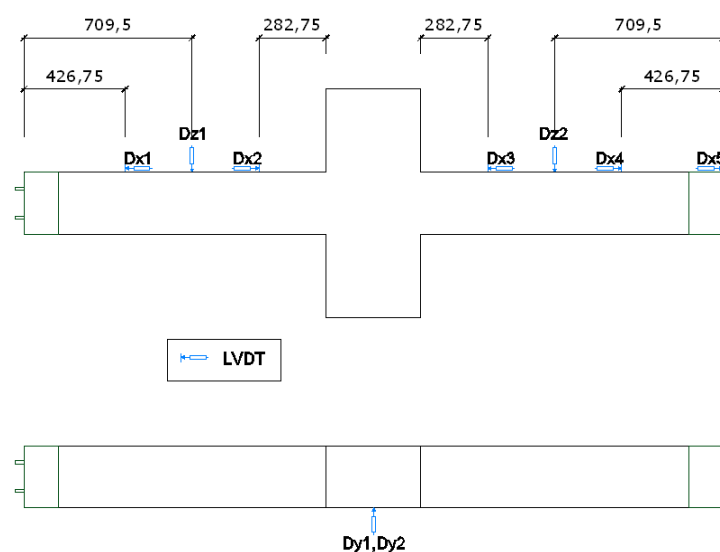


Fig. 3.19. Instrumentación de las probetas testigo (cotas en mm)

3.4.2. Probetas reforzadas

Todas las probetas reforzadas contaron con la misma instrumentación, con la salvedad del elemento de conexión con el nudo viga-soporte, que fue instrumentado únicamente en el caso de que se tratase de una barra pasante. En la Fig. 3.20 se muestra un esquema de la instrumentación de éstas probetas.

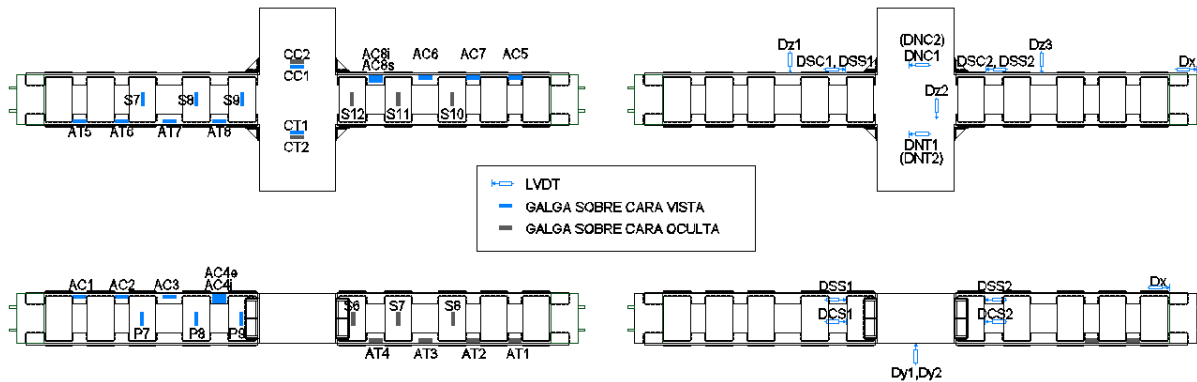


Fig. 3.20. Instrumentación dispuesta en las probetas reforzadas

Se emplearon un total de 30 galgas para medir las deformaciones en los elementos de acero del refuerzo. De ellas, 18 galgas se dispusieron en los angulares para medir su deformación en la dirección longitudinal de los tramos de soporte; 10 en la cara superior de compresión (en el esquema, aquellas etiquetadas como AC) y 8 en la cara inferior de tracción (AT). Las 12 galgas restantes se colocaron en las presillas (galgas etiquetadas como S) con el fin de medir la deformación de éstas en la dirección transversal a la directriz del soporte, teniendo con ello una medida del confinamiento que el refuerzo impone al hormigón del soporte, así como del cortante existente.

Adicionalmente, se instrumentaron con 8 galgas las 4 armaduras longitudinales del soporte; estas galgas se dispusieron en las secciones finales de los tramos de soporte, junto al nudo viga soporte, tal y como puede verse en la imagen de la Fig. 3.21.

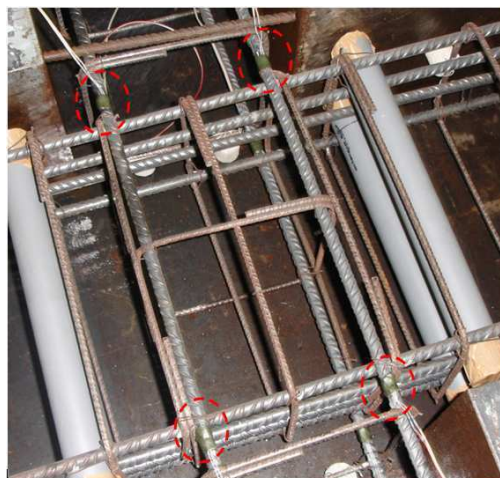


Fig. 3.21. Posición de las galgas dispuestas en el interior de la probeta

Uno de los LVDTs (captador Dx) se empleaba para medir el acortamiento total de la probeta (Fig. 3.22), disponiéndolo con un extremo fijo y el otro en contacto con el extremo de la probeta de forma indirecta. Para registrar la flecha, se emplearon 3 LVDTs (captadores $Dz1$, $Dz2$ y $Dz3$), uno situado en el nudo, que medía la flecha total y otros dos situados en los tramos de soporte, a unos 46 cm del nudo, que sirven como información complementaria.



Fig. 3.22. LVDT para medir el acortamiento total de la probeta

Para medir el desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y los angulares del refuerzo, se emplearon otros 4 LVDTs. Este desplazamiento relativo se obtendrá mediante la diferencia de la medida captada entre los LVDTs en contacto con el hormigón del soporte (captadores DSC) y los LVDTs en contacto con el acero del refuerzo (captadores DSS)

La Fig. 3.23 muestra la zona del nudo viga-soporte, en la que se dispusieron 4 galgas en el hormigón, coincidentes con el eje del elemento de conexión empleado, varilla con taco químico o barra de acero. Estas galgas se colocaron en ambas caras del nudo, en tracción (galgas CT) y en compresión (galgas CC). Como se aprecia en la citada imagen, también se instrumentó el nudo mediante LVDTs; estos elementos se dispusieron justo encima de las galgas de hormigón y aparecen recogidos en el esquema de la Fig. 3.20 con las siglas DNC y DNT para el caso de compresión y tracción respectivamente.

Finalmente, para controlar el posible desplazamiento lateral de la probeta, provocado por problemas de pandeo debidos a algún defecto en la fabricación de la misma, se tienen los LVDTs $Dy1$ y $Dy2$, situados horizontalmente y transversales a la directriz de los tramos soporte.

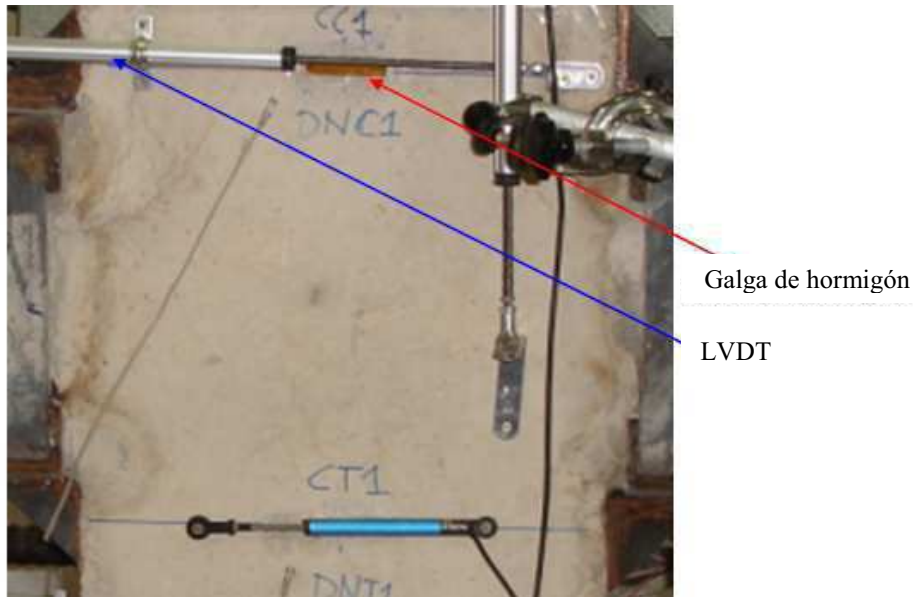


Fig. 3.23. Instrumentación dispuesta en el nudo viga-soporte

Además de las galgas y los LVDTs anteriores, en el caso de las probetas *B*, se instrumentó cada una de las barras pasantes con una galga dispuesta en el centro de la barra, como puede verse en la Fig. 3.24.



Fig. 3.24. Instrumentación de las barras pasantes mediante galgas extensométricas

3.5. Resultados de los ensayos

Se pasa a continuación a comentar los resultados de las probetas ensayadas en el presente estudio experimental. Como ya se indicó en los objetivos descritos en el *Capítulo 1*, tan sólo se analizará el comportamiento y el modo de rotura de las diferentes probetas ensayadas, dejando para futuros trabajos un análisis en mayor profundidad.

Durante la realización de los ensayos se produjeron dos acontecimientos relacionados con las probetas tipo *B*, que obligaron a modificar levemente el programa de ensayos:

- Se produjo la rotura de la soldadura de los rigidizadores de los capiteles en tracción al ensayar la primera probeta tipo *B-L1* (Fig. 3.25); como consecuencia de ello, se reforzó la soldadura de los capiteles en el resto de las probetas *B*, a fin de evitar que este fenómeno fuese un condicionante de la carga última alcanzada.
- Al ensayar la probeta *B-L3-1* esta pandeó (Fig. 3.26) justo al finalizar de aplicar toda la carga axil (1200 kN). Es por ello que no se pudo obtener ningún resultado de ella.

Dado los problemas anteriores, y con vistas a la futura modelización numérica, se optó por no ensayar otra probeta *B* a 1200 kN, y que en lugar de ello, este soporte reforzado se ensayase a 400 kN (nivel *L1*), a fin de tener al menos dos probetas (*B-L1-2* y *B-L1-3*) ensayadas a dicha carga. Se pretende que, una vez calibrado el modelo numérico, se simule mediante dicho modelo una probeta *B-L3*, para así tener los tres puntos del diagrama axil-momento en esta tipología, tal y como se verá posteriormente.



Fig. 3.25. Rotura de la soldadura del rigidizador central en los capiteles en tracción ocurrida en la probeta B-L1-1



Fig. 3.26. Rotura por pandeo de la probeta B-L3-1

3.5.1. Carga última obtenida en los ensayos

La Tabla 3.3 recoge para cada probeta ensayada, la carga horizontal (axil) y vertical aplicada, así como el momento resultante. Como ya se ha expuesto antes, el procedimiento de ensayo consistía en aplicar una carga axil fija, y manteniéndola constante, cargar la probeta verticalmente hasta la rotura.

De acuerdo con ello, las leyes de esfuerzos axiles, cortantes y flectores de la probeta son de la forma que se muestran en la Fig. 3.27, pudiéndose obtener el momento último de la probeta mediante la Ec. (3.1), en la que P_{rotura} es la carga vertical máxima aplicada y L la distancia entre las rótulas del pórtico de ensayos, igual a 3.31 m.

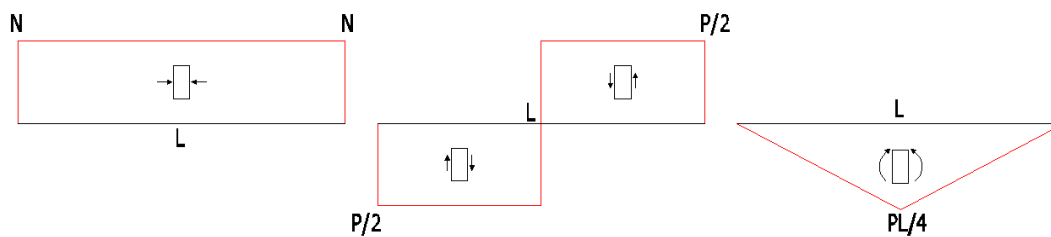


Fig. 3.27. Leyes de esfuerzos en las probetas reforzadas ensayadas (N axil, P carga vertical, L luz entre apoyos)

$$M_u = \frac{P_{rotura} \cdot L}{4} \quad (3.1)$$

Las diferencias obtenidas dentro una misma tipología con igual carga axil, pueden explicarse por la diferencia en la resistencia del hormigón que formaba cada una de las probetas; en el *Apéndice II* se recoge la fase de hormigonado a que pertenece cada una de las probetas ensayadas, y los resultados de los diferentes ensayos a compresión simple sobre las probetas cilíndricas extraídas durante el hormigonado.

Tabla 3.3. Carga última de las probetas reforzadas ensayadas

Probeta	Axil aplicado (kN)	Carga vertical rotura (kN)	Momento último (kN·m)
RC-L1-1	400,00	106,67	88,27
RC-L1-2	400,00	112,49	93,09
RC-L2-1	800,00	136,99	113,36
RC-L2-2	800,00	99,32	82,19
RC-L3-1	1200,00	68,48	56,67
RC-L3-2	1200,00	99,74	82,53
B-L1-1*	400,00	141,14	116,79
B-L1-2	400,00	134,09	110,96
B-L1-3	400,00	135,71	112,30
B-L2-1	800,00	146,18	120,96
B-L2-2	800,00	120,35	99,59
B-L3-1**	1200,00	-	-

* En una de las probetas se produjo la rotura de los rigidizadores de los capiteles en tracción

** La probeta pandeó justo tras aplicar todo el esfuerzo axil

Los valores de axil y momento se han representado en el gráfico de la Fig. 3.28, con lo que se puede apreciar la forma del diagrama axil-momento (N-M) de un SHARAPM en el cual se empleen como elementos de conexión en el nudo viga-soporte, bien tacos químicos, bien barras pasantes. Asimismo, en este gráfico se ha representado el diagrama teórico de un soporte de las mismas dimensiones y con las mismas características mecánicas sin reforzar; con ello queda de manifiesto el efecto que tiene el refuerzo en el incremento en la resistencia del soporte.

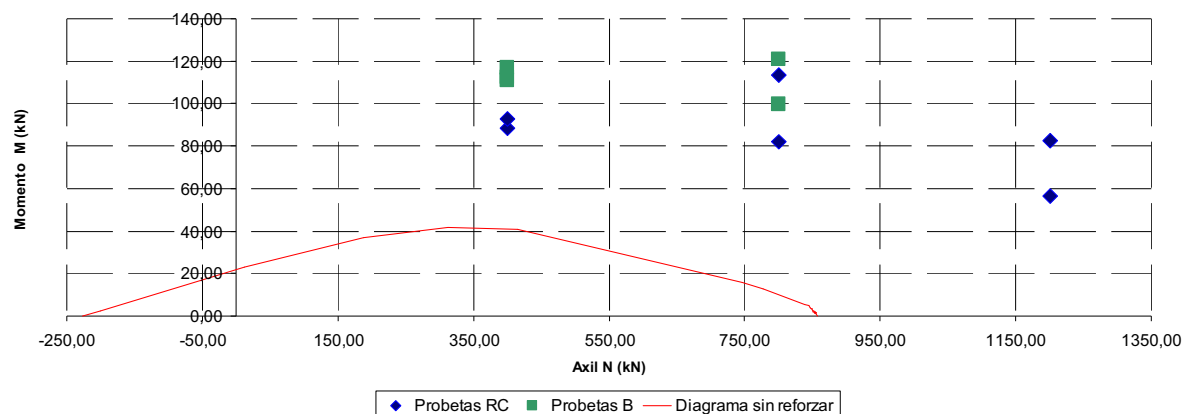


Fig. 3.28. Comparación entre el diagrama N-M experimental obtenido con las probetas ensayadas y el diagrama teórico para el soporte sin reforzar

Se desprende de este gráfico que para valores de axil pequeño, el momento resultante depende mucho del tipo de elemento de conexión que se emplee; en este caso concreto, claramente se obtuvo un mejor resultado cuando se utilizaron barras pasantes.

Para axiles más altos, la diferencia entre utilizar barras de acero o taco químico es mucho menor, presentándose unos resultados muy similares en ambas tipologías de probeta. Finalmente, puesto que no se tienen datos de probetas tipo *B* ensayadas a 1200 kN, no es posible conocer la influencia del tipo de elemento empleado para resolver la conexión con el nudo viga-soporte cuando el valor del axil es muy elevado.

3.5.2. Comportamiento general y modo de rotura de las probetas

Se presenta a continuación el comportamiento de las diferentes probetas ensayadas, así como el modo de rotura detectado en las diferentes tipologías y niveles de carga. Cabe destacar, que en todo momento sólo se hace referencia a la aplicación de la carga vertical, esto es, tras haber aplicado todo el esfuerzo axil. En ninguna de las probetas que se comentan, se observó la formación de fisuras ni la aparición de daños durante la carga axil.

En todas las probetas ensayadas, la rotura se localizó en el nudo viga-soporte, pudiendo afirmarse a priori que ello es debido a dos fenómenos:

- Al no estar reforzado el nudo, en esa zona el hormigón se encuentra mucho menos confinado que en el resto del soporte.

- b) Si bien en los soportes, una parte de la carga se transmite a través del refuerzo, en el nudo, todos los esfuerzos se transmiten a través de él.

3.5.2.1. Probetas RC

Bajo una carga axil de 400 kN (probetas *RC-L1*), se observó que la rotura se iniciaba en la cara de tracción con la aparición de unas fisuras en la zona inferior del nudo viga-soporte, correspondientes a una especie de cono de arrancamiento provocado por la existencia del taco químico; la Fig. 3.29 muestra una imagen de dicha fisura.

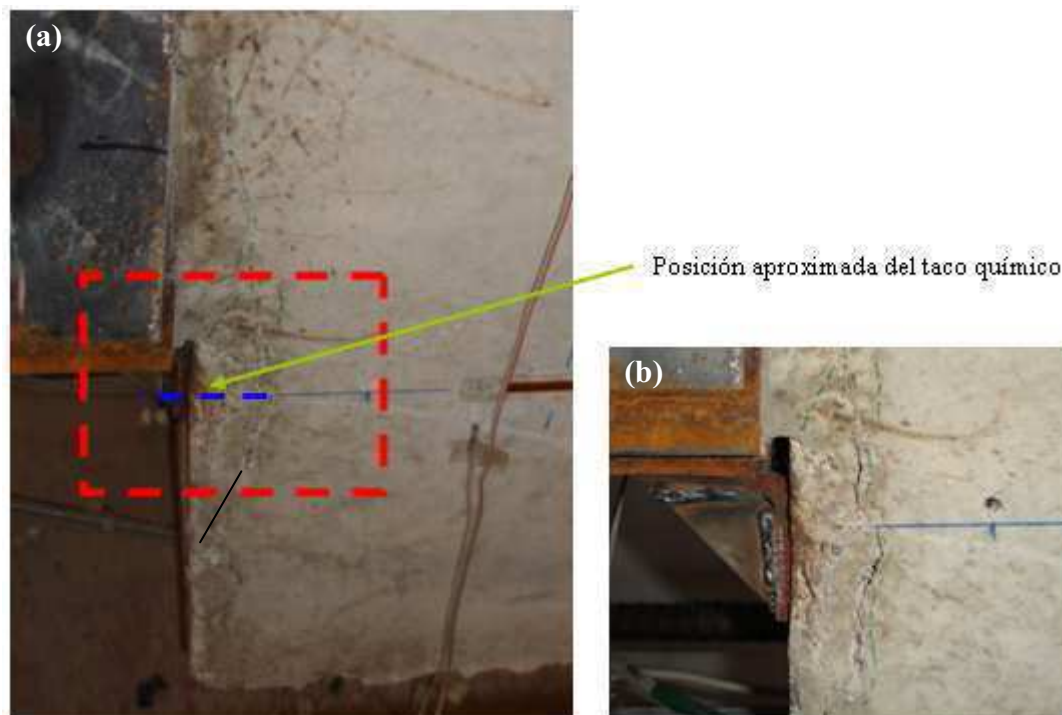


Fig. 3.29. Fisuración aparecida en la cara de tracción en las probetas *RC-L1*, consecuencia del cono de arrancamiento por la presencia del taco químico. (a) Vista general; (b) Vista en detalle de la zona

Tras la fisuración en la cara de tracción, al aumentar el momento flector comenzaban a abrirse fisuras en la cara de compresión del nudo, localizándose éstas aproximadamente en la posición en que se encontraba la armadura de compresión longitudinal. En la Fig. 3.30 se puede ver la situación de estas fisuras en el nudo viga-soporte.

Se pudo observar que los capiteles en la cara de tracción se despegaban de su apoyo, mientras que en la cara de compresión, éstos penetraban levemente en el nudo. Ambos aspectos quedan ilustrados en la Fig. 3.31.

Las curvas carga vertical – flecha de estas probetas se muestra en la Fig. 3.32. Se aprecia que la probeta *RC-L1-2* presenta mayor carga última y menor ductilidad que la probeta *RC-L1-1*; si consultamos el *Apéndice II*, podemos ver que en la primera de las probetas, la resistencia del hormigón en los días en que se llevaron a cabo los ensayos era de 12.65 MPa, mientras que para la otra probeta,

la resistencia obtenida fue de 9.65 MPa. Se aprecia por tanto, una influencia clara de la resistencia del hormigón que forma los soportes sin reforzar en el comportamiento de los SHARAPM.

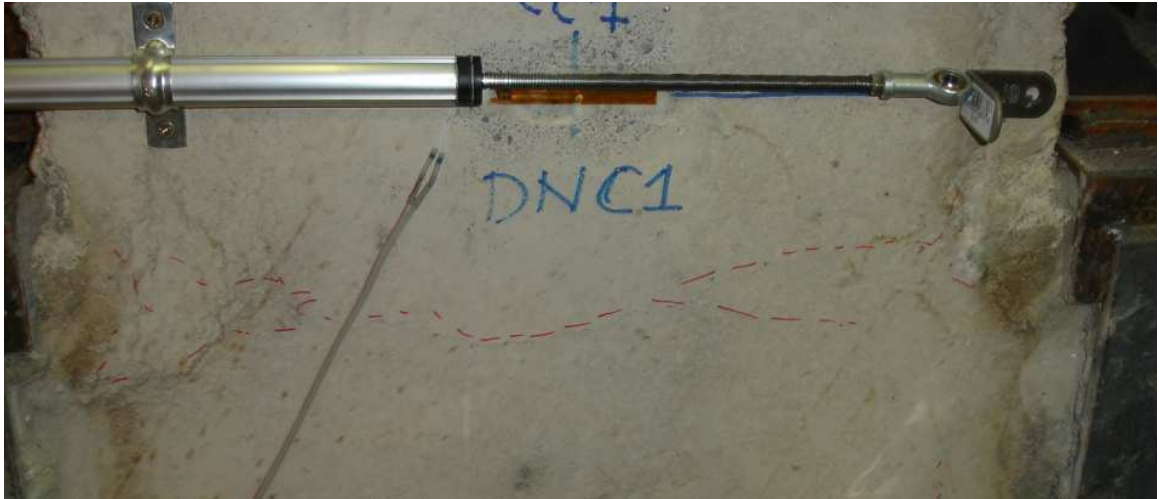


Fig. 3.30. Fisuración aparecida en la cara de compresión en las probetas RC-L1



Fig. 3.31. Estado de los capiteles tras el ensayo en las probetas RC-L1. (a) Capitel en cara de tracción (pequeño despegue); (b) Capitel en cara de compresión (penetración)

En el caso de las probetas cargadas axialmente a 800 kN (probetas *RC-L2*), también se apreciaba la aparición en el nudo de fisuras en la cara de tracción, pero de mucha menor entidad que las de las probetas *RC-L1*. Las fisuras debidas a la compresión se daban en una zona que abarcaba desde la posición de la armadura a compresión hasta el eje del soporte, lo que pone de manifiesto que la cabeza comprimida es en estas probetas mucho mayor que en las anteriores. Las Fig. 3.33 y 3.34 muestran la zona del nudo viga-soporte en las probetas *RC-L2* con las fisuras descritas.

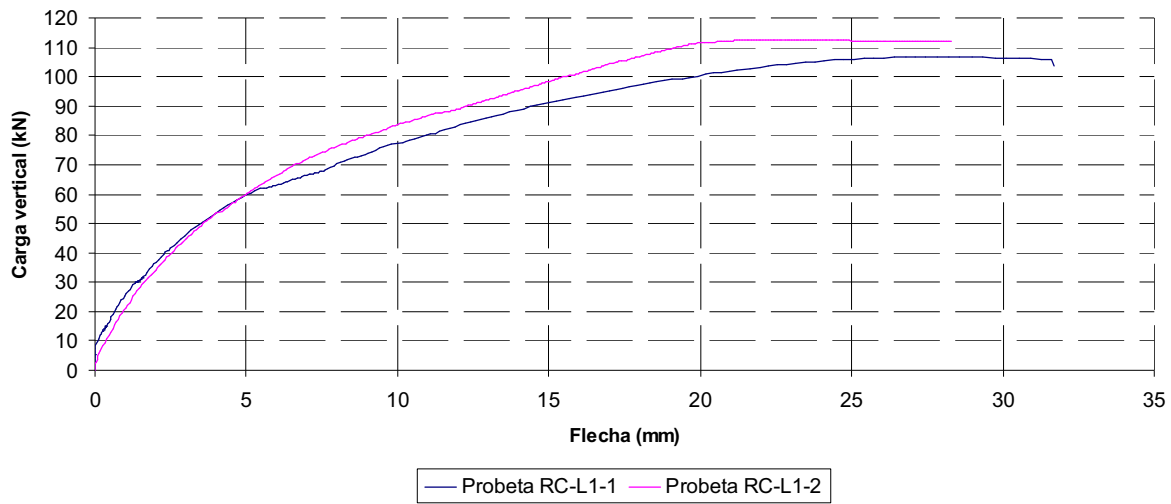


Fig. 3.32. Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas RC-L1



Fig. 3.33. Fisuración aparecida en la cara de tracción en las probetas RC-L2

En estas probetas, también se producía un despegue del capitel (Fig. 3.35) en la cara de tracción, y en lo que respecta a los capiteles a compresión, éstos penetraban en el hormigón del nudo, provocando la aparición de fisuras marcando el recubrimiento en el plano de apoyo del capitel, tal y como se puede ver en la Fig. 3.36.



Fig. 3.34. Fisuración aparecida en la cara de compresión en las probetas RC-L2

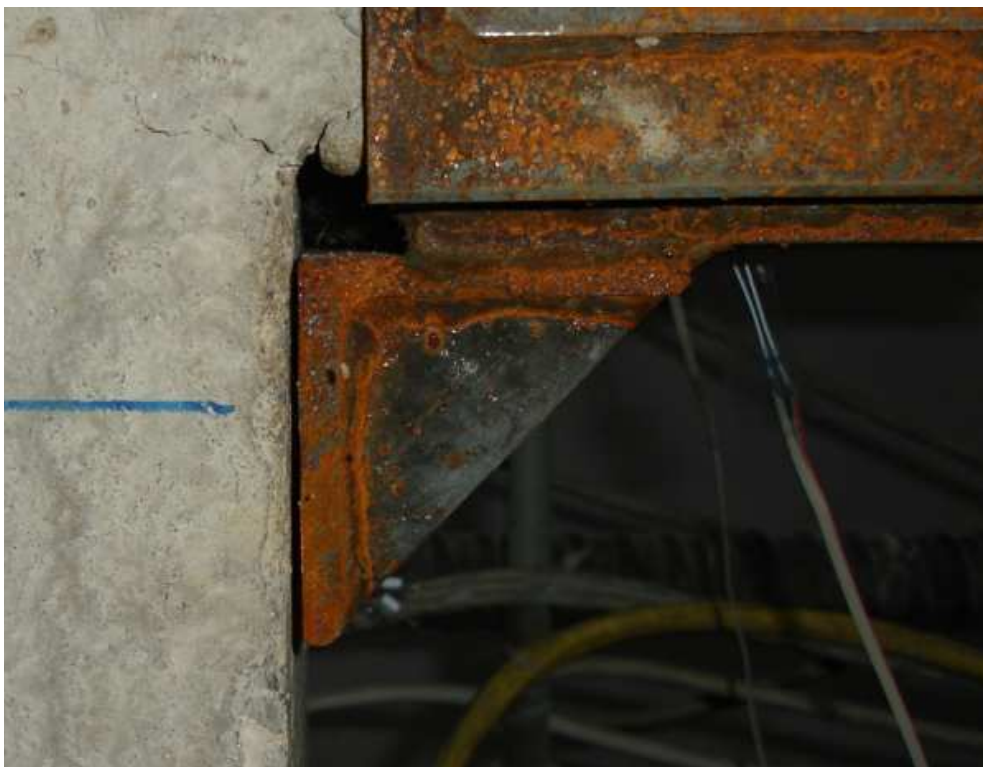


Fig. 3.35. Despegue observado en los capiteles de la cara de tracción en las probetas RC-L2



Fig. 3.36. Penetración del capitel a compresión y aparición de fisuras marcando el recubrimiento, en las probetas RC-L2

Los gráficos de la Fig. 3.37 muestran las curvas carga vertical – flecha para estas probetas. De nuevo, una de las causas de las diferencias observadas en la carga última y la ductilidad son debidas a la resistencia del hormigón que forma los soportes. Acudiendo al *Apéndice II*, se obtiene que la resistencia del hormigón para la probeta RC-L2-1 se sitúa en 11.65 MPa, mientras que en la probeta RC-L2-2, el hormigón era de unos 9.80 MPa aproximadamente.

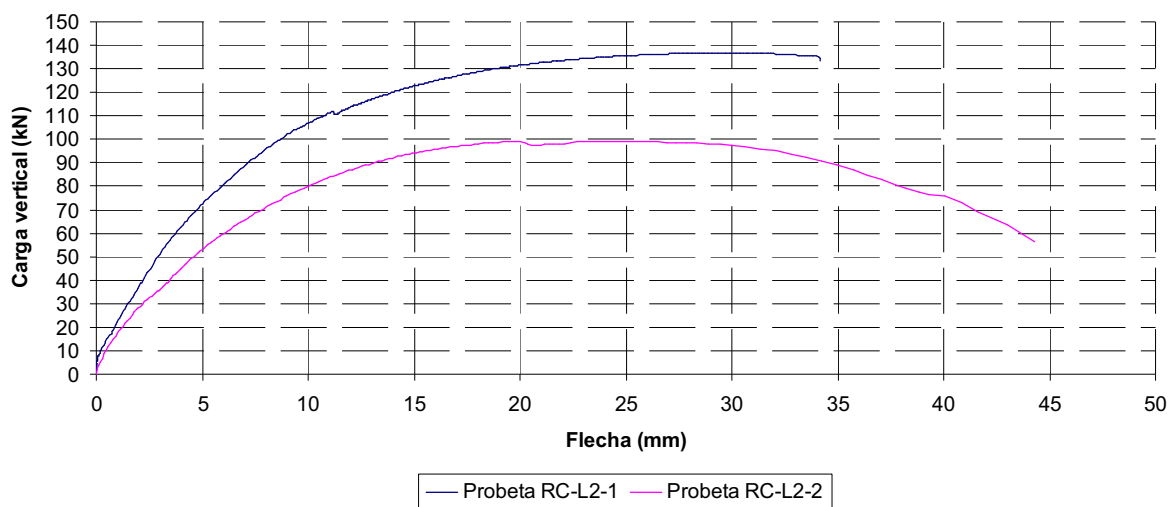


Fig. 3.37. Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas RC-L2

En relación a las probetas cargadas con un axil de 1200 kN (probetas *RC-L3*), en este caso no se observó la aparición de fisuras en el nudo viga-soporte en la cara de tracción. No obstante, sí se dio la abertura de una fisura en la sección de entronque del soporte con el nudo, tal y como se puede ver en la Fig. 3.38.



Fig. 3.38. Fisuración en la cara de tracción aparecida en el entronque del soporte con el nudo en las probetas *RC-L3*

Más notable es el daño que se observó en el hormigón del nudo en la zona comprimida, que para estas probetas alcanzaba desde la localización de la armadura comprimida hasta un poco más allá del eje del soporte. La Fig. 3.39 muestra el mencionado daño en el nudo.



Fig. 3.39. Daño aparecido en la zona comprimida del nudo en las probetas *RC-L3*

Respecto a los capiteles, cabe señalar que en la cara de tracción se produjo un leve despegue de estos, presentando en la cara comprimida un comportamiento similar al que se observó para las probetas *RC-L2*, si bien ahora la magnitud de la penetración de los capiteles en el nudo era mucho mayor. Las Fig. 3.40 y 3.41 recogen sendas imágenes del estado de los capiteles en las probetas *RC-L3* tras ser ensayadas.



Fig. 3.40. Leve despegue observado en los capiteles de la cara de tracción en las probetas *RC-L3*



Fig. 3.41. Penetración del capitel en la cara de compresión en las probetas *RC-L3*

Estas probetas presentan un comportamiento menos dúctil que las anteriores cargadas a un nivel axil inferior. Esto queda de manifiesto al observar las curvas carga vertical – flecha de la Fig. 3.42. La notable diferencia entre el comportamiento de la probeta *RC-L3-1* y el de la *RC-L3-2*, puede ser

debido también a la diferencia en la resistencia del hormigón, puesto que en la primera de ellas se obtuvo una resistencia de 9.65 MPa, mientras que en la segunda dicho valor fue de 12 MPa, mucho mayor.

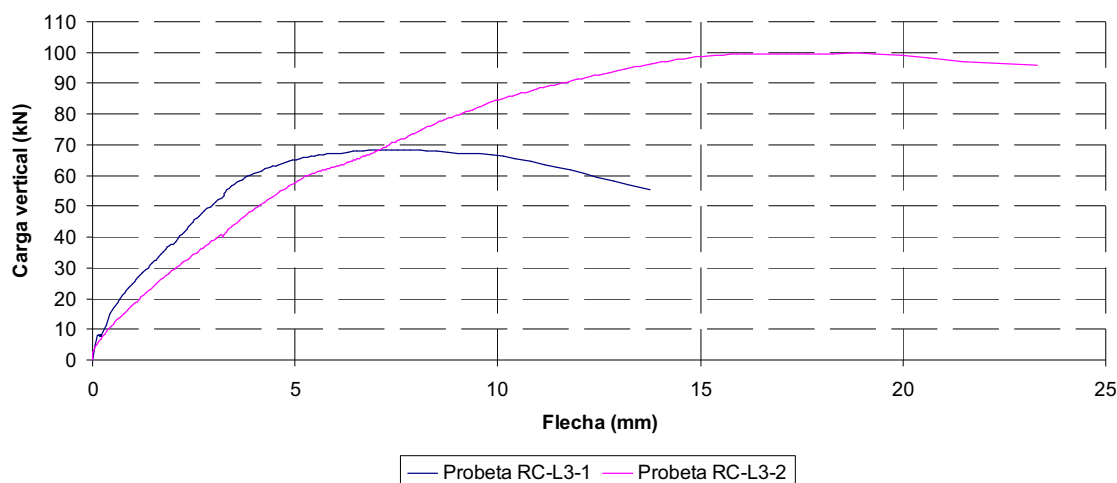


Fig. 3.42. Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas RC-L3

A la vista de los resultados obtenidos para las probetas *RC*, se puede concluir que el empleo de taco químico resuelve satisfactoriamente el problema de la conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte, para el caso de que se presenten esfuerzos de flexocompresión. La forma de las fisuras aparecidas en la cara de tracción del nudo en las diferentes probetas, son una prueba de la entrada en funcionamiento de este elemento.

Asimismo, se constata que la resistencia del hormigón que forma parte del soporte original a reforzar, es un parámetro fundamental en la carga última del SHARAPM. La influencia del hormigón es mayor cuanto mayor es la carga axial, algo lógicamente esperable, ya que cuanto mayor es el axial mayor debería ser la zona de hormigón trabajando a compresión.

Finalmente, se recoge en el gráfico de la Fig. 3.43 las curvas carga vertical – flecha de todas las probetas *RC* ensayadas, pudiéndose observar que la mayor ductilidad se da un nivel de carga de 800 kN; las probetas cargadas a 1200 kN, son las que presentan por el contrario la menor ductilidad.

3.5.2.2. Probetas B

En las probetas con carga axial de 400 kN se observó que se abrían fisuras en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte en la cara de tracción, presentando al final del ensayo una abertura considerable, tal y como puede verse en la Fig. 3.44. Al mismo tiempo, se producía el despegue completo del capitel, deformándose éste y quedando únicamente sujeto al nudo en los puntos en que se localizaban las barras pasantes; este fenómeno se producía sin que se produjera fisuración en el hormigón del tramo de viga. La Fig. 3.45 muestra distintas imágenes del estado de los capiteles en tracción tras los ensayos.

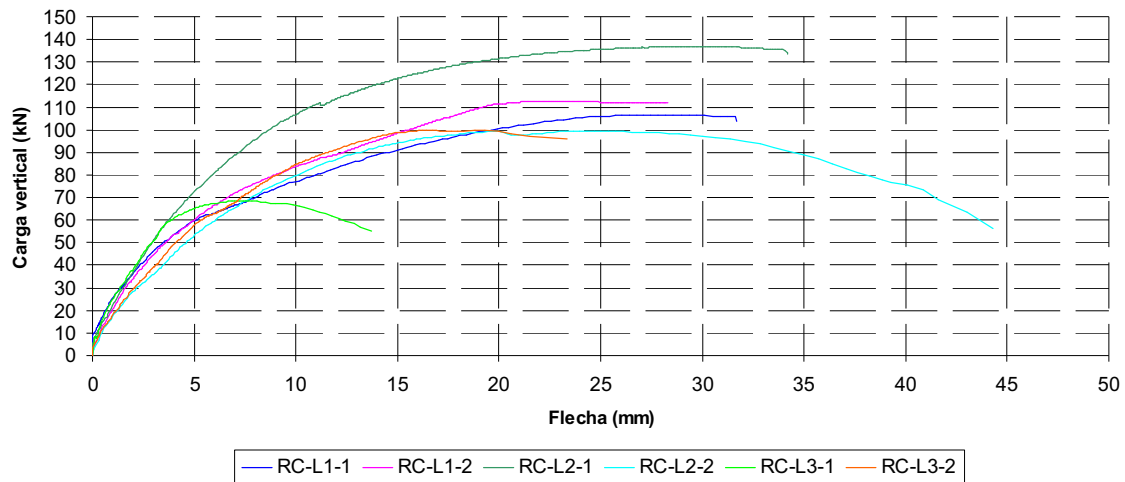


Fig. 3.43. Curvas carga vertical – flecha para el conjunto de las probetas con taco químico (probetas RC)

Diversas fisuras en la misma dirección del eje del soporte iban apareciendo en la cabeza de compresión, a medida que se incrementaba la carga vertical. Esta fisuración de compresión, indica que la zona comprimida del nudo se extiende desde el extremo del refuerzo, hasta aproximadamente el eje del soporte. Asimismo, conforme el ensayo proseguía se empezaban a producir daños en el hormigón de esa región. En la Fig. 3.46 puede verse una imagen de la zona comprimida del nudo tras finalizar el ensayo.



Fig. 3.44. Fisura de tracción aparecida en el entronque del soporte con el nudo, en las probetas B-L1

Se observó que en estas probetas, los capiteles en compresión penetraban en el nudo, provocando la fisuración del plano de contacto, siguiendo estas fisuras el recubrimiento del hormigón (Fig. 3.47). La magnitud de la hincada de los capiteles, puede verse en la Fig. 3.48, en la que se aprecia una zona de rosca tras las tuercas dispuestas; como sólo se dispusieron tuercas en la parte exterior, la barra pasante prácticamente no trabajó a compresión, y por ese motivo, su deformación no acompañó a la del nudo, la cual sí fue acompañada por los capiteles.



Fig. 3.45. Diversas vistas del estado en que quedaban los capiteles en tracción en las probetas B-L1 tras se ensayadas



Fig. 3.46. Fisuración y daños aparecidos en la zona de compresión del nudo en las probetas B-L1



Fig. 3.47. Fisuración inducida en el tramo de viga, marcando el recubrimiento del hormigón, por la penetración de los capiteles en compresión en las probetas B-L1



Fig. 3.48. Detalle de la penetración del capitel en el hormigón del nudo, en las probetas B-L1, en donde se aprecia su magnitud por la parte de rosca visible tras las tuercas

Se recoge en el gráfico de la Fig. 3.49 las curvas carga vertical – flecha de las diferentes probetas *B-L1* ensayadas. Puede observarse que el comportamiento de las probetas *B-L1-1*, en la cual el hormigón tenía una resistencia de unos 13 MPa, es muy similar al de las otras dos probetas, en las cuales se obtuvo una resistencia del hormigón de 10 MPa aproximadamente.

Esto nos lleva a pensar que pese a que en la probeta *B-L1-1* se produjo la rotura de los rigidizadores del capitel, esto no influyó de sobremanera ni en la carga última, ni en la ductilidad del elemento.

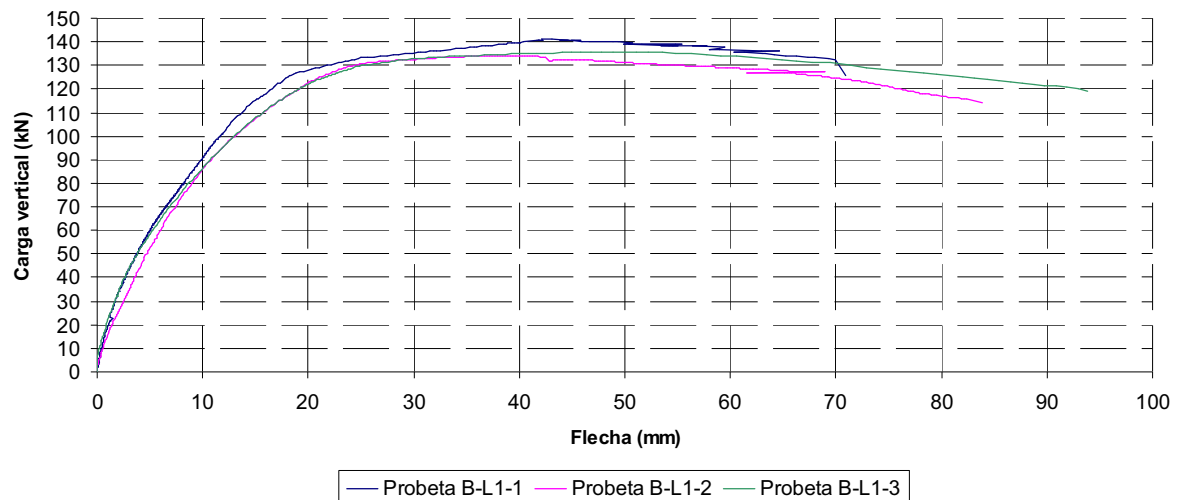


Fig. 3.49. Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas B-L1

Cuando la carga axial aplicada era de 800 kN, no se apreciaba una clara fisuración en la cara de tracción, tan sólo unas pequeñas fisuras de poca longitud y abertura en la zona de entronque entre el soporte y el tramo de viga (Fig. 3.50). Sin embargo, sí se producían multitud de fisuras y desconches en la zona comprimida, como muestra la Fig. 3.51; esta zona se extendía aproximadamente entre el refuerzo en la cara de compresión y un poco más allá del eje del soporte.

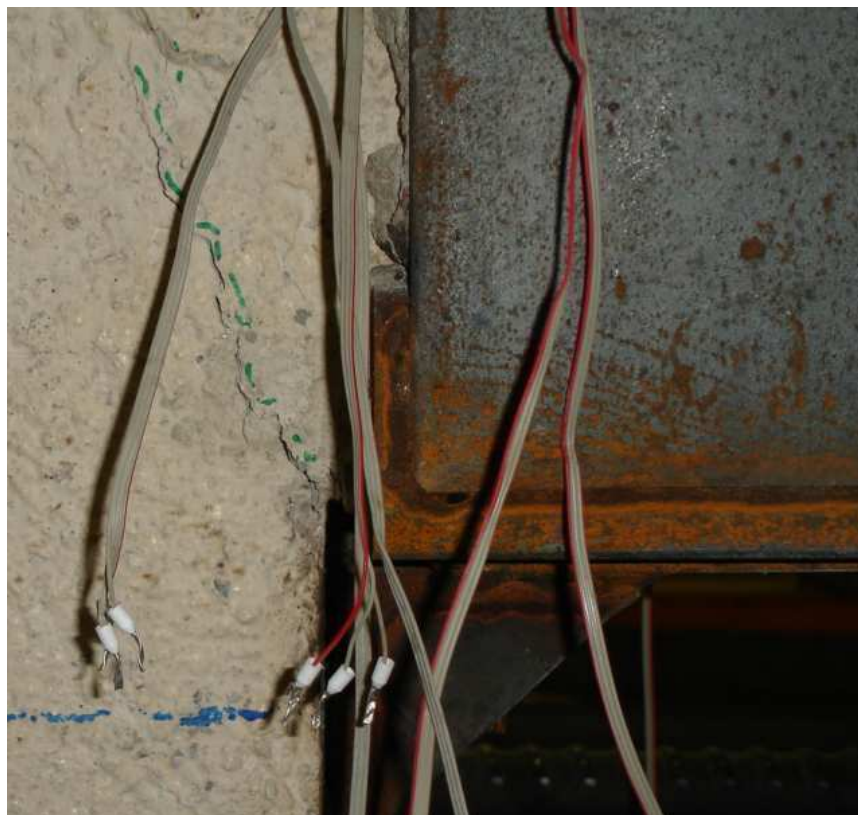


Fig. 3.50. Fisuración de tracción aparecida en el entronque del soporte con el nudo, en las probetas B-L2



Fig. 3.51. Daños y fisuras en la zona comprimida del nudo en las probetas B-L2

En lo que respecta a los capiteles, se observó que en la cara de tracción se producía el despegue de éstos, tal y como puede verse en la Fig. 3.52, pero con una entidad mucho menor a lo observado para las probetas *B-L1*; sin embargo, este despegue seguían el mismo comportamiento que en las probetas anteriores, tendiendo a separarse completamente todo el capitel, quedando sólo sujeto por las barras de acero pasantes. Por su parte, en la cara de compresión se produjo asimismo la penetración de los capiteles (Fig. 3.53), apreciándose una magnitud considerable de ésta.



Fig. 3.52. Despegue de los capiteles en la cara de tracción en las probetas B-L2

Las curvas carga vertical – flecha de estas probetas se muestran en el gráfico de la Fig. 3.54, en el que podemos observar que la probeta *B-L2-1* presentó una mayor ductilidad y carga última que su compañera, la probeta *B-L2-1*. Este fenómeno se puede explicar por la diferencia en la resistencia del hormigón durante la fase de rotura: 13 y 12 MPa respectivamente.



Fig. 3.53. Penetración de los capiteles en compresión en las probetas B-L2

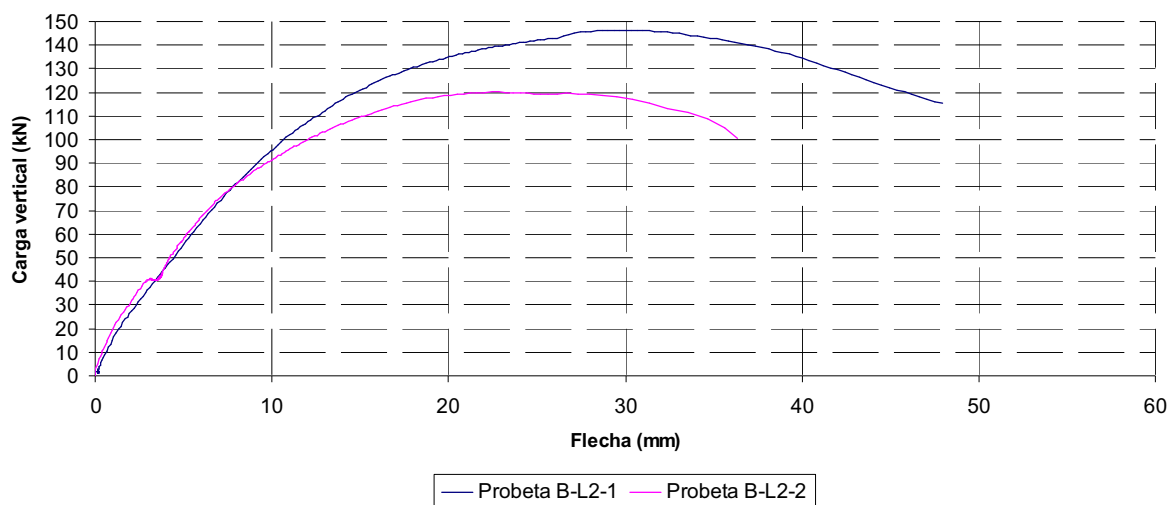


Fig. 3.54. Curvas carga vertical – flecha obtenida en las probetas B-L2

Con los resultados obtenidos de esta pareja de probetas, se hace evidente que un pequeño incremento en la resistencia del hormigón de la estructura original, supone un mejor comportamiento del SHARAPM. En la Fig. 3.55 se muestra el gráfico que recoge las curvas carga vertical – flecha para las diferentes probetas tipo *B* ensayadas. Comparando las probetas *B-L1-2*, *B-L1-3* y *B-L2-2*, todas fabricadas en la misma fase de hormigonado, se observa que si el esfuerzo axial es reducido (400 kN), la carga última y la ductilidad del nudo viga-soporte es muy alto; sin embargo, cuando dicho axial se eleva (800 kN) tanto la ductilidad como la carga última caen. Este efecto evidencia que si bien con el nivel de carga *L1* la tracción (que es soportada por las barras pasantes principalmente) es un

mecanismo resistente fundamental, no lo es tanto en el nivel *L2*, donde pasa a ser la compresión en el hormigón, el mecanismo que parece tender a generar el agotamiento.

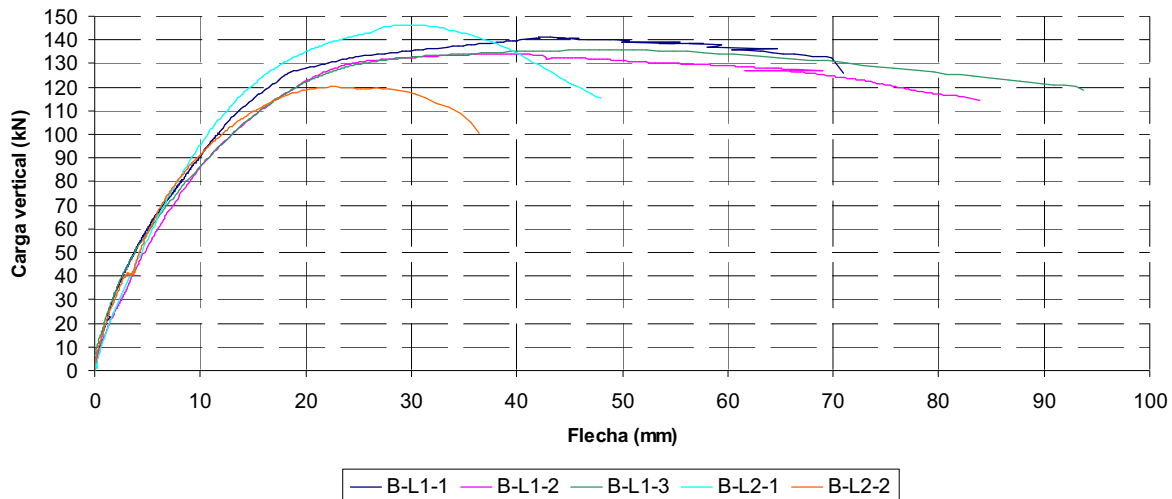


Fig. 3.55. Curvas carga vertical – flecha para el conjunto de las probetas con barra pasante (probetas B)

3.6. Conclusiones relativas al estudio experimental

A partir de las conclusiones del *Capítulo 2* sobre SHARAPM se planteó un estudio experimental para estudiar el comportamiento del nudo viga-soporte en estos elementos cuando son solicitados por una combinación de esfuerzo axial y momento flector.

En esta investigación se han ensayado un total de 12 probetas de 2.95 m de longitud, con hormigón de escasa resistencia (en torno a los 10 MPa de resistencia característica a compresión), reforzadas con angulares y presillas metálicos, simulando a escala real la zona del nudo viga-soporte de un entramado de edificación.

En estas probetas se ha ensayado el empleo de taco químico y barra pasante como mecanismos de conexión del refuerzo con el nudo, siguiendo las recomendaciones de investigaciones anteriores (Ruiz et al. 2000, Adam 2004)

Con la realización de los ensayos del estudio experimental se han obtenido una serie de conclusiones:

- En todas las probetas ensayadas la rotura fue a través de mecanismos dúctiles, registrándose claramente una rama de descarga tras alcanzar la carga máxima.
- Si no se dispone ningún elemento de conexión capitel-nudo, se produce el despegue de los capiteles en tracción y en compresión, por lo que no se consigue una adecuada transmisión de esfuerzos entre el refuerzo y el nudo viga-soporte. El empleo de taco químico o de barra pasante evita este despegue del capitel, lo que aumenta la carga última del SHARAPM.

- c) El uso de taco químico genera un cono de arrancamiento en la cara de tracción, en la sección en que se sitúa este elemento, lo que supone una pérdida de la capacidad del nudo para absorber la tracción; sin embargo, este efecto no ocurre si se emplea barra pasante, pudiéndose además resistir un valor mucho más elevado de tracción, lo que se traduce en un mayor valor del momento último, sobretodo cuando el valor del esfuerzo axial que solicita el SHARAPM es reducido.
- d) Comparando el comportamiento entre las probetas con taco químico y las probetas con barra pasante, se observa que la rotura es mucho más frágil en las primeras; en concreto, se observó una elevada ductilidad en los ensayos de las probetas con barra pasante sometidas a un esfuerzo axial reducido (400 kN).
- e) En lo que respecta a la ejecución de los elementos de conexión, taco químico y barra pasante, se puede afirmar:
 - e.1. La ejecución del taco químico resulta muy sencilla, al ser la perforación a realizar de poca profundidad, y no necesitar además de mantener la alineación con los taladros ejecutados en la otra cara del forjado.
 - e.2. Disponer una barra pasante de acero requiere atravesar completamente el forjado con una perforación recta, consiguiendo una alineación perfecta entre ambas caras del forjado. Este hecho supone que la instalación de una barra pasante sea de difícil ejecución, sobretodo por las altas probabilidades de encontrarse con las armaduras de éste.
- f) La mayor ductilidad y carga última se alcanza, en el caso de emplear taco químico, para un nivel de carga axial intermedio; sin embargo, cuando se emplean barras pasantes, la mayor ductilidad se consigue con cargas axiales bajas, mientras que la carga última es máxima para valores de axial intermedios.
- g) La resistencia del hormigón que forma los soportes originales sin reforzar ha demostrado ser un parámetro fundamental que influye tanto en la carga última como en la ductilidad del SHARAPM. Esta influencia es mayor cuanto mayor es el axial aplicado al soporte.

CAPITULO 4. CONCLUSIONES FINALES Y TRABAJO POSTERIOR

4.1. Conclusiones finales

Tras el trabajo desarrollado a lo largo de la presente Tesis, podemos establecer una serie de conclusiones:

- a) El empleo de angulares y presillas de acero como técnica para el refuerzo de soportes de HA es muy utilizado en España, y está ampliamente extendido en todo el mundo. Sin embargo, el número de investigaciones desarrolladas sobre el tema es insuficiente, sobre todo cuando los esfuerzos presentes en el soporte incluyen un momento flector además del esfuerzo axil.
- b) Un aspecto de suma importancia en refuerzos para un soportes de HA es el estudio del nudo viga-soporte, ya que suele ser este elemento el que condiciona el agotamiento del soporte reforzado.
- c) Si no se dispone ningún elemento de conexión capitel-nudo, se produce el despegue de los capiteles en tracción; en compresión se produce el deslizamiento y posterior despegue de éstos (tal y como observó Adam 2007) En cualquier caso, no se consigue una adecuada transmisión de esfuerzos entre el refuerzo y el nudo viga-soporte.
- d) Con el objeto de analizar el nudo viga-soporte en SHARAPM sometidos a flexocompresión se plantea un estudio experimental, en el cual se ensayan un total de 14 probetas que simulan el nudo viga-soporte de un entramado de edificación. Para mejorar la conexión del refuerzo del soporte con el nudo, se ensaya el empleo de taco químico y de barra pasante. Del análisis del comportamiento de dichas probetas se tiene que:
 - o La disposición de taco químico o barra pasante como elemento de conexión capitel-nudo, evita el despegue de los capiteles, aumentando la carga última del SHARAPM.
 - o La rotura del nudo viga-soporte en SHARAPM en los que se emplee taco químico o barra pasante como elementos de conexión en el nudo se produce a través de mecanismos dúctiles.
 - o Al emplear de taco químico se genera un cono de arrancamiento en la cara de tracción del nudo, lo que limita la capacidad del nudo para absorber tracciones; este efecto no ocurre si se emplea barra pasante, pudiéndose además resistir un valor mucho más elevado de tracción, lo que se traduce en un mayor valor del momento último, sobretodo cuando el valor del esfuerzo axil que solicita el SHARAPM es reducido.

- El comportamiento de las probetas con taco químico es más frágil que el de las probetas con barra pasante.
- Se observó una elevada ductilidad en los ensayos de las probetas con barra pasante sometidas a un esfuerzo axial reducido (400 kN).
- La ejecución del taco químico resulta más sencilla que la de la barra pasante. En el primer caso, la perforación a realizar es de poca profundidad, y no se necesita mantener la alineación con los taladros ejecutados en la otra cara del forjado. La disposición de una barra pasante, sin embargo, requiere atravesar completamente el forjado con una perforación recta y conseguir una alineación perfecta entre ambas caras del forjado.
- El empleo de taco químico como elemento de conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte resulta altamente satisfactorio. En este caso, la mayor ductilidad y carga última se alcanza para un nivel de carga axial intermedio.
- La carga última y la ductilidad de un SHARAPM se ve considerablemente incrementada si la conexión del refuerzo al nudo viga-soporte se realiza mediante la unión de los capiteles de plantas contiguas con barras de acero. Con este sistema, la mayor ductilidad última se consigue para axiles de bajo valor; sin embargo, la carga última es máxima para valores de axial intermedios
- La resistencia del hormigón que forma los soportes originales sin reforzar influye tanto en la carga última como en la ductilidad de un SHARAPM. Esta influencia es mayor cuanto mayor es el axial aplicado al soporte.

4.2. Aportación original de la Tesis

Las investigaciones sobre SHARAPM desarrolladas hasta la fecha son aún escasas, estando en su mayoría relacionadas con el comportamiento de un tramo de soporte a compresión centrada.

Con la realización de la presente Tesis se ha estudiado por primera vez el estudio del comportamiento del nudo viga-soporte de un SHARAPM sometido a flexocompresión. Asimismo, se han ensayado el empleo de tacos químicos o de barra pasante para mejorar la transmisión de esfuerzos entre el refuerzo metálico y el nudo viga-soporte.

4.3. Trabajo posterior

La presente Tesis de Master pretende ser el punto de partida de una Tesis Doctoral que continúe el trabajo aquí desarrollado, mediante la realización de las siguientes tareas:

- a) Se analizarán en detalle los resultados experimentales, estudiando aspectos como:
 - Eficacia del sistema de refuerzo.
 - Reparto de carga entre el refuerzo y el hormigón de los tramos de soporte.

- Identificación del instante en los que se producen los fenómenos de plastificación de las armaduras, plastificación del hormigón y entrada en funcionamiento de los elementos de conexión capitel-nudo.
 - Confinamiento impuesto al hormigón por el refuerzo.
 - Contacto entre el mortero y el acero del refuerzo.
 - Transmisión directa de cargas.
- b) Se llevará a cabo una modelización numérica de las probetas ensayadas, empleando un software de elementos finitos. El modelo será validado empleando los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio.
- c) Con el modelo numérico validado se procederá a realizar un estudio paramétrico, en el que se estudiará la influencia que diferentes parámetros en la carga última de un SHARAPM sometido a flexocompresión.
- d) Finalmente se realizará una propuesta de cálculo para el diseño de SHARAPM sometidos a esfuerzos axiales y flectores, verificada con los resultados experimentales y numéricos. Dicha propuesta debería basarse de alguna forma en un diagrama axil-momento.

Asimismo, con el trabajo aquí desarrollado se proponen dos nuevas líneas de investigación:

- a) Analizar el comportamiento del nudo viga-soporte en aquellos casos en que se disponen capiteles en los extremos del refuerzo, y no se continúa con dicho refuerzo en la planta inmediatamente superior al tramo de soporte considerado.
- b) Estudiar el comportamiento de SHARAPM sometidos a cargas cíclicas, simulando los efectos de un sismo. Para tal fin, las probetas a ensayar deberán ser sometidas a una serie de ciclos de histéresis.

REFERENCIAS

- Abdullah, Takiguchi K. (2003) "An investigation into the behavior and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets" *Cement & Concrete Composites* 25, 233–242
- Adam J. M. (2004) "Comportamiento estructural de pilares de hormigón armado reforzados mediante elementos metálicos" Dpto. de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Valencia
- Adam J. M. (2007) "Contribución al estudio de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas. Análisis del soporte y del nudo viga-soporte sometidos a compresión centrada" Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia
- Adam J.M., Calderón P.A., Giménez E., Hidalgo C., Ivorra S. (2006) "A study of the behavior of the cement mortar interface in reinforced concrete columns strengthened by means of steel angles and strips" *Structural Faults and Repair, Engineering Technics Press, Edinburgh*
- Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E., Calderón P.A. (2008a) "Column–joint assembly in RC columns strengthened by steel caging" *Proc. ICE - Structures & Buildings* 161(6), 337–348
- Adam J.M., Giménez E., Calderón P.A., Pallarés F.J., Ivorra S. (2008b) "Experimental study of beam-column joints axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" *Steel and Composite Structures, Vol. 8, No. 4, 329–342*
- Adam J.M., Pallarés F.J., Calderón P.A., Payá I.J. (2007a) "A study of the conditions of use of a new safety system for the building industry" *Engineering Structures* 29, 1690–1697
- Adam J.M., Ivorra S., Giménez E., Moragues J.J., Miguel P., Miragall C., Calderón P.A. (2007b) "Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" *Steel and Composite Structures, Vol. 7, No. 5, 405-419*
- Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E., Calderón P.A. (2009a) "Axially loaded RC columns strengthened by steel caging." *Proc. ICE - Structures & Buildings* 162(3), 199–208
- Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E., Calderón P.A. (2009b) "Axially loaded RC columns strengthened by steel caging. Finite element modelling" *Construction and Building Materials* 23, 2265–2276
- AENOR (2003) "UNE-EN 12390-3:2003. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas" Madrid

Ali M.S.M., Oehlers D.J., Park S.M. (2001) "Comparison between FRP and steel plating of reinforced concrete beams" *Composites: Part A* 32, 1319–1328

Altun F. (2004) "An experimental study of the jacketed reinforced-concrete beams under bending" *Construction and Building Materials* 18, 611–618

American Concrete Institute (2002) "Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening of concrete structures" ACI 440.2R-02, Farmington Hill, Michigan, USA

Ansari F., Li Q. (1998) "High-strength concrete subjected to triaxial compression" *ACI Materials Journal*, 95(6), 745–755

Attard M.M., Setunge S. (1996) "Stress-Strain relationship of confined and unconfined concrete" *ACI Materials Journal*, 93(5), 432–442

Balmer G.G. (1949) "Shearing strength of concrete under high triaxial stress-Computation of Mohr's envelope as a curve" Technical Report No. SP-23, Structure Research Laboratory, Denver

Baltay P., Gjelsvik A. (1990) "Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress" *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2(1), 46–49

Barrera A. (2005) "Diseño de un modelo experimental para el estudio del comportamiento de la rótula plástica en soportes de hormigón convencional y de alta resistencia" Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia

Berthet J.F., Ferrier E., Hamelin P. (2006) "Compressive behaviour of concrete externally confined by composite jackets" *Construction and Building Materials*, 20, 338–347

Bértora M.A., Lima L.J., Traversa L.P. (2005) "Refuerzo de columnas de hormigón armado con hormigón armado" *fib Simposio "El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata"*

Bousselham A. (2009) "State of Research on Seismic Retrofit of RC Beam-Column Joints with Externally Bonded FRP" *Journal of Composites for Construction*, doi:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000049

Bresson J. (1971) "Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Beton plaque" *Annales l'institute technique*, n° 278

Bsusu K. (2006) "Retrofitting of square reinforced concrete columns subjected to concentric axial loading with steel jackets" *Fourth Jordanian Civil Engineering Conference, Amman*

Calavera J. (1996) "Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado" *INTEMAC, Madrid*

Calavera J. (1999) "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón" *INTEMAC, Madrid*

Calderón P.A., Adam J.M., Ivorra S., Pallarés F.J., Giménez E. (2009) "Design strength of axially loaded RC columns strengthened by steel caging" *Materials and Design* 30, 4069–4080

- Canadian Standard Association (2002) "Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers" CSA-S806, Rexdale, Ontario, Canada
- Candappa D.C., Sanjayan J.G., Setunge S. (2001) "Complete triaxial stress-strain curves of high-strength concrete" *Journal of Structural Engineering*, 13(3), 209–215
- Cánovas M.F. (Fernández Cánovas) (1994) "Patología y Terapéutica del Hormigón Armado" 3ª Edición, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid
- CEB-FIB (2003) "Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings" Bulletin no. 24, Task Group 7.1
- Chen W.F. (1982) "Plasticity in reinforced concrete" McGraw-Hill Book Company
- Cirtek L. (2001a) "RC columns strengthened with bandage – experimental programme and design recommendations" *Construction and Building Materials* 15, 341–349
- Cirtek L. (2001b) "Mathematical model of RC banded column behaviour" *Construction and Building Materials* 15, 351–359
- Cobo A., González M., González N. (1997) "Sistemas de refuerzo de pilares de hormigón armado: Cálculo y puesta en obra" XII Congreso Nacional de Ingeniería Mecánica, 11(2), 89–96
- Concrete Society (2004) "Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite material" Technical Report No. 55, Crowthorne, UK
- Cusson D., Paultre P. (1993) "Stress-strain model for confined high-strength concrete" *Journal of Structural Engineering*, 121(3), 468–477
- del Río A., Ortiz J. (1991) "Rehabilitación de estructuras de hormigón" ANCOP, Madrid
- Dritsos S., Pilakoutas K. (1992) "Composite technique for repair/strengthening of RC members" Proc. of 2nd International Symposium on Composite Materials and Structures, Beijing, China
- Dussek, I.J. (1974) "Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy-resin-bonded external reinforcement" *Transport and research record* 785, 21–24
- El Maaddawy T. (2009) "Strengthening of Eccentrically Loaded Reinforced Concrete Columns with Fiber-Reinforced Polymer Wrapping System: Experimental Investigation and Analytical Modeling" *Journal of Composites for Construction ASCE* 13(1), 13–24
- Ellobody E., Young B. (2006a) "Design and behaviour of concrete-filled cold-formed stainless steel tube columns" *Engineering Structures*, 28, 716–728
- Ellobody E., Young B. (2006b) "Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns" *Thin-Walled Structures* (Article in Press)
- Ellobody E., Young B., Lam D. (2006) "Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns" *Journal of Constructional Steel Research*, 62, 706–715

Engindeniz M., Kahn L.F., Zureick A.H. (2005) "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints: State of the Art" *ACI Structural Journal* 102(2), 187–197

Fam A., Rizkalla S. (2003) "Large scale testing and analysis of hybrid concrete y composite tubes for circular beam-column applications" *Construction and Building Materials* 17, 507–516

Fardis M.N., Khalili H. (1982) "FRP-encased concrete as a structural material" *Magazine of Concrete Research*, 78, 440–445

Federation internationale du Béton (2001) "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures" *Bulletin No.14, Technical Report*, Lausanne, Switzerland

Frangou M., Pilakoutas K., Dritsos S. (1995) "Structural repair/strengthening of RC columns" *Construction and Building Materials*, Volume 9 Number 5, 259–266

Fukuyama H., Sugano S. (2000) "Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake" *Cement & Concrete Composites* 22, 59–79

Fukuyama K., Higashibata Y., Miyauchi Y. (2000) "Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns" *Cement & Concrete Composites* 22, 81–88

GEHO (1994) "Reparación y refuerzo de estructuras hormigón. Guía FIP de buena práctica" *Boletín GEHO nº 14*, Madrid

Geng Z.J., Chajes M.J., Chouc T.W., Pan D.Y.C. (1998) "The Retrofitting of Reinforced Concrete Column-to-Beam Connections" *Composites Science and Technology* 58, 1297–1305

Gergely J., Pantelides C.P., Reaveley L.D. (2000) "Shear strengthening of RCT-Joints using CFRP Composites" *Journal of Composites for Construction ASCE* 4(2), 56–64

Ghobarah A., Said A. (2002) "Shear strengthening of beam-column joints" *Engineering Structures* 24, 881–888

Giménez E. (2007) "Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple" *Tesis Doctoral*, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia

Giménez E., Adam J.M., Ivorra S., Calderón P.A. (2009a) "Influence of strips configuration on the behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" *Materials and Design* 30, 4103–4111

Giménez E., Adam J.M., Ivorra S., Moragues J.J., Calderón P.A. (2009b) "Full-scale testing of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips" *Advance Structural Engineering* 12(2), 169–181

González A. (1991) "Reparación de pilares en los bloques 42, 45 y 46 del barrio de Las Flores en La Coruña. Proyecto hecho para el IGVS de la Xunta de Galicia" *Hormigón y Acero*, 178, 11–16

- Gupta P.K., Sarda S.M., Kumar M.S. (2006) "Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads" *Journal of Constructional Steel Research* (Article in press)
- Hadi M.N.S. (2009) "Behaviour of eccentric loading of FRP confined fibre steel reinforced concrete columns" *Construction and Building Materials* 23, 1102–1108
- Han L.H., Qu H., Tao Z., Wang Z.F. (2009) "Experimental behaviour of thin-walled steel tube confined concrete column to RC beam joints under cyclic loading" *Thin-Walled Structures* 47, 847–857
- Herrera V.M. (2007) "Estudio de la influencia de transmisión de esfuerzos de un pilar rectangular a su refuerzo de hormigón, con diferentes cuantías de armadura transversal del refuerzo" Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid
- Hu H.T., Huang C.S., Chen Z.L. (2005) "Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination" *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 1692–1712
- Hu H.T., Huang C.S., Wu M.H. (2003) "Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect" *Journal of Structural Engineering*, 129(10), 1322–1329
- Huang C.S., Yeh Y.K., Liu G.Y., Hu H.T., Tsai K.C., Weng Y.T., Wang S.H., Wu M.H. (2002) "Axial load behaviour of stiffened concrete-filled steel columns" *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1222–1230
- Hwang T.T., Wehnes W.C. (1997) "California refinery meets seismic codes using new wrapping technique" *Oil and Gas Journal*, 95(13), 70–72
- Johansson M. (2002) "Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns" PhD, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden
- Johansson M., Gylltoft K. (2002) "Mechanical behaviour of circular steel-concrete composites stub columns" *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1073–1081
- Karbhari V.M., Gao Y. (1997) "Composite jacketed concrete uniaxial compression-verification of simple design equations" *Journal of Materials in Civil Engineering*, 9(4), 185–193
- Karbhari V.M., Zhao L. (2000) "Use of composites for 21st century in civil infrastructure" *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 185, 433–454
- Kotsovos M., Perry S. (1986) "Behaviour of concrete subjected to passive confinement" *Materiaux et constructions* 19(112), 259–264
- L'Hemite (1967) "L'application des colles et resines dans la construction" *Annales l'institute technique*, n°239
- Lam L., Teng J.G. (2001) "Strength model for circular concrete columns confined by FRP composites" *Proceedings of the Fifth International Conference on Fiber-Reinforced Plastics for*

Reinforced Concrete Structures, Cambridge, 2, 835
Plastics for Reinforced Concrete Structures, Cambridge, 2, 835–844

Li C.T., Li Y.F. (2003) "An effective peak stress formula for concrete confined with carbon fiber reinforced plastics" *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, 882–889

Li J., Gong J., Wang L. (2009) "Seismic behavior of corrosion-damaged reinforced concrete columns strengthened using combined carbon fiber-reinforced polymer and steel jacket" *Construction and Building Materials* 23, 2653–2663

Li J., Samali B., Ye L., Bakoss S. (2002) "Behaviour of concrete beam-column connections reinforced with hybrid FRP sheet" *Composite Structures* 57, 357–365

Lu F.W., Li S.P., Li D.W., Sun G. (2006) "Flexural behaviour of filled non-uni-thickness walled rectangular steel tube" *Journal of Constructional Steel Research* (Article in Press)

Ma R., Xiao Y., Li K.N. (2000) "Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites" *Construction and Building Materials* 14, 63–71

Maalej M., Tanwongsva S., Paramasivam P. (2003) "Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP" *Cement & Concrete Composites* 25, 263–276

Macdonald S. (2003) "Concrete: Building pathology" Blackwell Publishing, Boston

Mander J.B., Priestley M.J., Park R. (1988a) "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826

Mander J.B., Priestley M.J., Park R. (1988b) "Observed stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1827–1849

Meier, U., Deuring, M., Meier, H. and Schwegler, G. (1993) "Strengthening of Structures with Advanced Composites" *Alternate Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete*, J.L. Clarke, editor, Blackie Academic and Professional, Glasgow

Ministerio de Fomento (2008) "Instrucción de hormigón estructural. EHE-08" Comisión Permanente del Hormigón, Madrid

Mirmiran A., Shahawy M., Samaan M., El Echary H. (1998) "Effect of column parameters on FRP-confined concrete" *Journal of Composites for Construction*, 2(4), 175–185

Miyauchi K., Inoue S., Kuroda T., Kobayashi A. (1999) "Strengthening effects of concrete columns with carbon fiber sheet" *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 21, 143–150

Montuori R., Piluso V. (2009) "Reinforced concrete columns strengthened with angles and battens subjected to eccentric load" *Engineering Structures* 3, 539–550

- Morishita Y., Tomii M. (1982) "Experimental studies on bond strength between square steel tube encased concrete core under cyclic shearing force and constant axial loads" *Trans. Japan Concrete Ins.*, Tokyo, 4, 115–122
- Morishita Y., Tomii M., Yoshinura K. (1979a) "Experimental studies on bond strength in concrete filled circular steel tubular columns subjected to axial loads" *Trans. Japan Concrete Ins.*, Tokyo, 1, 351–358
- Morishita Y., Tomii M., Yoshinura K. (1979b) "Experimental studies on bond strength in concrete filled circular steel tubular columns subjected to axial loads" *Trans. Japan Concrete Ins.*, Tokyo, 1, 359–366
- Navarrete B. (2003) "Transferencia de carga en pilares de hormigón armado con encamisados del mismo material. Un estudio experimental" Cuaderno INTEMAC nº 50. INTEMAC, Madrid
- Navarrete B. Calavera J. (2004) "Longitud máxima de transferencia e refuerzo de pilares por encamisado de hormigón" *Hormigón y Acero*, 234, 39–50
- Newman A. (2000) "Structural renovation of buildings: Methods, details and design examples" McGraw-Hill Professional, New York
- Oehlers D.J., Ju G., Liu I.S.T., Seracino R. (2004) "Moment redistribution in continuous plated RC flexural members. Part 1: neutral axis depth approach and tests" *Engineering Structures* 26, 2197–2207
- Oehlers D.J., Liu I.S.T., Ju G., Seracino R. (2004) "Moment redistribution in continuous plated RC flexural members. Part 2: Flexural rigidity approach" *Engineering Structures* 26, 2209–2218
- Oey H.S., Aldrete C.J. (1996) "Simple Method for Upgrading an Existing Reinforced-Concrete Structure" *Practice Periodical on Structural Design and Construction ASCE* 1(1), 47–50
- Olofsson U., Holmgren M. (1994) "Friction measurement at low sliding speed using a servohydraulic tension-torsion machine" *Experimental Mechanics*, Sept 1994, 202–207
- Pallarés L., Bonet J.L., Miguel P.F., Fernández Prada M.A. (2008) "Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to compression and biaxial bending forces" *Engineering Structures* 30, 1879–1894
- Pan J.L., Xu T., Hu Z.J. (2007) "Experimental investigation of load carrying capacity of the slender reinforced concrete columns wrapped with FRP" *Construction and Building Materials* 21, 1991–1996
- Parvin A., W. Wang (2001) "Behavior of FRP Jacketed Concrete Columns under Eccentric Loading" *Journal of Composites for Construction ASCE* 5(3), 146–152
- Perera R. (2006) "A numerical model to study the seismic retrofit of RC columns with advanced composite jacketing" *Composites: Part B* 37, 337–345

Priestley M.J.N., Seible F. (1995) "Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures" *Construction and Building Materials*, 9(6), 61–76

Priestley M.J.N., Verma R., Xiao Y. (1994) "Seismic shear strength of reinforced concrete columns" *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2310–2329

Qiu F., Li W., Pan P., Qian J. (2002) "Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading" *Engineering Structures* 24, 419–428

Rabbat B.G., Russell H.G. (1985) "Friction coefficient of steel on concrete or grout" *Journal of Structural Engineering*, 111(3), 505–515

Rafi M.M., Nadjai A., Ali F., Talamona D. (2008) "Aspects of behaviour of CFRP reinforced concrete beams in bending" *Construction and Building Materials* 22, 277–285

Ramirez J.L. (1996) "Ten concrete column repair methods" *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 3, 195–202,

Ramirez J.L., Bárcena J.M. (1975) "Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos mecanismos diferentes" *Informes de la Construcción* 272, 89–98

Ramirez J.L., Bárcena J.M., Feijóo J.M. (1977) "Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado" *Informes de la Construcción* 290, 59–68

Ramirez J.L., Bárcena J.M., Urreta J.I., Sánchez J.A. (1997) "Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns" *Construction and Building Materials*, Vol. 11, Nos. 5-6, 345–352,

Recuero A., Gutiérrez J.P., López C., de Diego A., Castejón L., Miravete A., Cuartero J. (2001) "Estudio numérico y experimental sobre refuerzo de nudos de estructuras de hormigón con CFRP" *Hormigón y Acero*, 219, 37–45

Regalado, F. (1999) "Los Pilares: Criterios para su Proyecto, Cálculo y Reparación" *Biblioteca técnica de CYPE Ingenieros*, Alicante

Richart F.E., Brantzaeg A., Brown R.L. (1928) "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses" *Bulletin No. 185*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL

Richart F.E., Brantzaeg A., Brown R.L. (1929) "The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression" *Bulletin No. 190*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL

Rocca S., Galati N., Nanni A. (2008) "Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections" *Journal of Composites for Construction* ASCE 12(1), 80–92

- Rocca S., Galati N., Nanni A. (2009) "Interaction diagram methodology for design of FRP-confined reinforced concrete columns" *Construction and Building Materials* 23, 1508–1520
- Rocha P., Delgado P., Costa A., Delgado R. (2004) "Seismic retrofit of RC frames" *Computers and Structures* 82, 1523–1534
- Rodriguez M., Park R. (1994) "Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing" *ACI Structural Journal*, 91(2), 150–159
- Roeder C.H., Cameron B., Brown C.B. (1999) "Composite action in concrete filled tubes" *Journal of Structural Engineering*, 125(5), 477–484
- Ruiz J., Pineda P., Torrecilla J.A., Troyano M., Nieves F.J., López F., García M.J. (2000) "Refuerzo de pilares de hormigón de sección rectangular mediante pilares metálicos empresillados" *Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos, Lérida*
- Rutland C.A., Wang M.L. (1997) "The effects of confinement on the failure orientation con cementicius materials experimental observations" *Cement and Concrete Composites*, 19, 149–160
- Saafi M., Toutanji H.A., Li Z. (1999) "Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes" *ACI Materials Journal*, 96(4), 500–509
- Saatcioglu M., Razvi R. (1992) "Strength and ductility of confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1591–1607
- Samaan M., Mirmiran A., Shahawy M. (1998) "Model of concrete confined by fiber composite" *Journal of Structural Engineering*, 124(9), 1025–1031
- Sause R., Harries K.A., Walkup S.L., Pessiki S., Ricles J.M. (2004) "Flexural behaviour of concrete columns retrofitted with carbon fiber-reinforced polymer jackets" *ACI Structural Journal*, 101(5), 708–716
- Schneider S.P. (1998) "Axially loaded concrete-filled steel tubes" *Journal of Structural Engineering*, 124(10), 1125–1138
- Sfer D., Carol I., Gettu R., Etse G. (2002) "Study of the behaviour of concrete under triaxial compression" *Journal of Structural Engineering*, 128(2), 156–163
- Shakir-Khalil H. (1991) "Bond strength in concrete-filled steel hollow section" *Int. Conf. on Steel and Aluminum Struct.*, Elsevier Science, 22–24, 157–168
- Shakir-Khalil H. (1993a) "Pushout strength of concrete-filled steel hollow section" *The Structural Engineering*, 71(13), 230–233
- Shakir-Khalil H. (1993b) "Resistance of concrete-filled steel hollow tubes to pushout forces" *The Structural Engineering*, 71(13), 234–243

Sheik S.A., Uzumeri S.M. (1982) "Analytical model for concrete confinement in tied columns" *Journal of Structural Division*, 108(12), 2703–2722

Sheikh S.A., Li Y. (2007) "Design of FRP confinement for square concrete columns" *Engineering Structures* 29, 1074–1083

Sobrino J., Gómez M.D. (1998) "Refuerzo de las estructuras de hormigón con materiales compuestos con fibra de carbono. Aplicación al puente del Dragó, Barcelona" *Hormigón y Acero* 201, 55–72

Spoelstra M.R., Monti G. (1999) "FRP-confined concrete model" *Journal of Composites for Construction*, 3(3), 143–150

Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L. (2002) "FRP-strengthened RC structures" John Wiley & Sons, LTD, West Sussex

Toutanji H.A. (1999) "Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets" *ACI Materials Journal*, 96(3), 397–404

Uy B. (2001) "Strength of short concrete filled high strength steel box columns" *Journal of Constructional Steel Research* 57, 113–134

Uy B. (2002) "Strength of reinforced concrete columns bonded with external steel plates" *Magazine of Concrete Research* 54(1), 61–76

van Mier J.G.M. (1984) "Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions" Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands

Vandoros K.G., Dritsos S.E. (2008) "Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns" *Construction and Building Materials* 22, 264–276

Virdi K.S., Dowling P.J. (1975) "Bond strength in concrete filled circular steel tubes" CESLIC Rep. CC11, Engineering Structural Laboratory, Civil Engineering Department, Imperial College, London

Watson S., Park R. (1994) "Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns" *Journal Of Structural Engineering ASCE* 120(6), 1825–1849

Wu Y.F., Griffith M.C., Oehlers D.J. (2003) "Improving the Strength and Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns through Composite Partial Interaction: Tests" *Journal of Structural Engineering* 129(9), 1183–1190

Wu Y.F., Griffith M.C., Oehlers D.J. (2004) "Numerical simulation of steel plated RC columns" *Computers and Structures* 82, 359–371

Xiao Y., Priestley M.J.N., Seible F. (1993) "Steel jacket retrofit for enhancing shear strength of short rectangular reinforced concrete bridge columns" *Structural Systems Research Project, Report No. SSRP-92r07*. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences

Xiao Y., Wu H. (2000) "Compressive behaviour of concrete confined by carbon fiber composite jackets" *Journal of Materials in Civil Engineering*, 12(2), 139–146

Yazzar S.A. (2000) "Estudio de la ductilidad de elementos comprimidos con hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas de flexión" Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia

Ye L.P., Zhang K., Zhao S.H., Feng P. (2003) "Experimental study on seismic strengthening of RC columns with wrapped CFRP sheets" *Construction and Building Materials* 17, 499–506

APÉNDICE I. CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

I.1. Introducción

Con este Apéndice se demuestra que con la geometría de las probetas descrita en el *Capítulo 3*, no es necesario tener en cuenta efectos de segundo orden, de acuerdo con la normativa española vigente EHE-08 (Ministerio de Fomento 2008).

Del lado de la seguridad, sólo se ha tenido en cuenta en los cálculos el hormigón, despreciándose la contribución del refuerzo metálico. Dado que los momentos alcanzados en los ensayos son de valor reducido, para realizar la comprobación sobre la necesidad de considerar o no los efectos de segundo orden, sólo se comprobará el caso de una probeta cargada bajo la carga axial máxima ensayada (1200 kN); en concreto, se emplearán los datos de la probeta RC-L3-2 que ha sido de las probetas cargadas axialmente a 1200 kN, la que mayor momento último obtuvo (82.53 kN·m).

I.2. Normativa EHE-08 sobre la consideración de los efectos de 2º orden

Según la norma española EHE-08 (Ministerio de Fomento 2008) no será necesario considerar los efectos de segundo orden en un elemento, si la esbeltez mecánica de éste es inferior a un valor mínimo (esbeltez límite inferior, λ_{inf}), la cual responde a expresión Ec (I.1):

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \quad (I.1)$$

Donde h es el canto de la pieza, e_1 y e_2 las excentricidades de los extremos del soporte (e_1 se corresponde con la excentricidad del momento menor y e_2 con la del mayor), C un coeficiente que depende de la disposición de las armaduras y ν es el axial adimensional o reducido que solicita al soporte, que se obtiene con la expresión Ec. (I.2):

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_c} \quad (I.2)$$

Donde N es axial al que va a estar sometida la pieza, A_c el área de la sección de hormigón y f_c la resistencia a compresión del hormigón.

I.3. Cálculo de la esbeltez límite inferior

Con los datos siguientes:

- $N = 1200$ kN
 - $f_c \approx 12$ MPa
 - $A_c = 0.26^2 = 676$ cm²
- } $\nu = 1.479$
- $h = 0.26$ m
 - $e_1 = 0$ (momento nulo en los extremos).
 - $e_2 = M / N = 82.53 / 1200 = 0.0688$ m
 - Para el caso de armadura simétrica en dos caras opuestas en el plano de flexión, la EHE-08 indica tomar para el parámetro C un valor de 0,24.

Se obtiene aplicando la expresión Ec. (I.1) un valor de λ_{inf} igual a 32.48.

I.4. Cálculo de la esbeltez mecánica de las probetas

La esbeltez mecánica de un elemento se define de acuerdo a la expresión Ec. (I.3):

$$\lambda_{mec} = \frac{l_0}{i_c} \quad (I.3)$$

Donde l_0 es la longitud de pandeo e i_c corresponde al radio de giro. Los tramos de semisoporte se encontraban articulados en un extremo y unidos al nudo viga-soporte en el otro. Por tanto nos encontramos entre una tipología de soporte doblemente articulado y articulado – empotrado. En estas condiciones, el coeficiente de pandeo, α , será menor o igual a la unidad. Del lado de la seguridad se toma $\alpha = 1$, por lo que la longitud de pandeo es igual a la longitud del semitramo, 1.46 m. El radio de giro de la sección de soporte es igual a 0.0751 m

Aplicando la expresión Ec. (I.3) con los datos anteriores, resulta un valor de λ_{mec} igual a 19.44.

I.5. Necesidad de consideración de los efectos de 2º orden

Como para las probetas ensayadas se cumple que $\lambda_{mec} = 19.44 < \lambda_{inf} = 32.48$, **no es necesario considerar los efectos de segundo orden en el análisis de las probetas.**

APÉNDICE II. ASPECTOS RELATIVOS A LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PROBETAS

II.1. Introducción

En este Apéndice se recogen los aspectos constructivos referentes a la fabricación de las probetas ensayadas en el estudio experimental, y que, por claridad expositiva, no se han expuesto en el *Capítulo 3*. No se hace referencia, en general, a las características geométricas y mecánicas de los diferentes materiales, puesto que estos aspectos ya se indicaron en el mencionado Capítulo.

II.2. Fabricación de las probetas

La fabricación de las probetas puede dividirse en tres etapas:

- a) Ferrallado y encofrado
- b) Hormigonado
- c) Ejecución del refuerzo metálico

Se pasa a continuación a describir los trabajos realizados en cada una de estas etapas.

II.2.1. Ferrallado y encofrado

El montaje de las armaduras se realizó en una industria de ferralla, siendo transportadas mediante camión completamente montadas al laboratorio. Las tareas a desarrollar aquí fueron colocar la ferralla en los encofrados, soldar los cajones de los extremos y disponer las galgas interiores de la probeta en las armaduras longitudinales.

En primer lugar se procedía a preparar la superficie de las armaduras donde se tenían que colocar posteriormente galgas extensométricas. Para ello es necesario eliminar la corruga de la barra y conseguir que quede lo más lisa posible, intentando, al mismo tiempo, no reducir la sección de la barra. La Fig. II.1 muestra algunas imágenes de esta operación.

También en esta fase se colocaban los tubos de PVC en las probetas en las que la conexión con el nudo viga-soporte se realizaba con barras pasantes, como se recoge en la Fig. II.2. Estos tubos se cerraban con cinta adhesiva en los extremos, y su longitud era algo menor que el ancho del tramo de viga, de forma que quedaban completamente embebidos en el hormigón.

Una vez realizadas las tareas anteriores, se procedía a disponer los separadores y a colocar la ferralla en los encofrados. Para asegurar el recubrimiento nominal de 30 mm, se emplearon separadores de mortero de cemento, los cuales se pueden ver también en la Fig. II.2.



Fig. II.1. Preparación de la ferralla para la disposición de galgas. (a) Eliminación de la corruga con radial; (b) Lijado

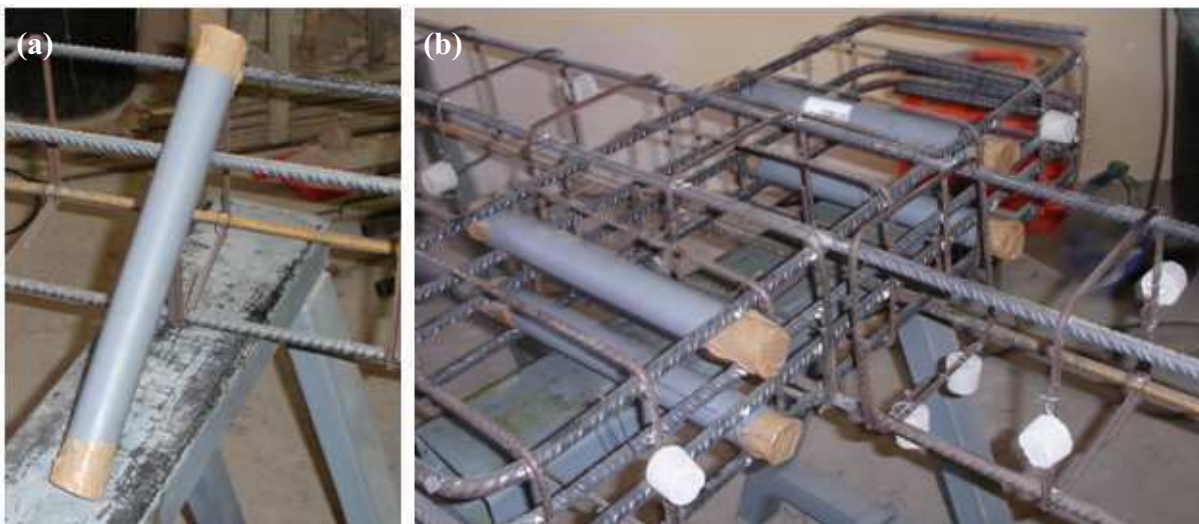


Fig. II.2. (a) Detalle del tubo de PVC para el paso de la barra pasante en las probetas tipo B; (b) Tubos de PVC dispuestos en la ferralla de las probetas tipo B

Para el materializar el encofrado de las probetas, se emplearon cuatro piezas con forma de L, construidas con perfiles metálicos UPN260. Una vez colocado el armado de las probetas en los encofrados, se procedía a soldar en los extremos los cajones metálicos. Asimismo, se dispusieron en cada probeta dos ganchos, uno en cada tramo de semisoporte, con el fin de poder extraer la probeta posteriormente, una vez hormigonada. Estos ganchos consistieron en unas horquillas fabricadas con barras de acero corrugado de 20 mm de diámetro, sobre las que era posible atar el cable del puente grúa disponible en el laboratorio. La Fig. II.3 muestra la disposición de la ferralla de las probetas en el encofrado.

Puesto que las galgas extensiométricas se pueden dañar si sufren un incremento alto de temperatura, nunca deben colocarse si va ser necesario realizar una soldadura posteriormente. Como los cajones se soldaban una vez puesta la ferralla en el encofrado, no era hasta después de esta operación cuando se

disponían las galgas en las probetas. El proceso de colocación de las mencionadas galgas puede verse en la Fig. II.4.



Fig. II.3. Probetas ferralladas dispuestas en los encofrados

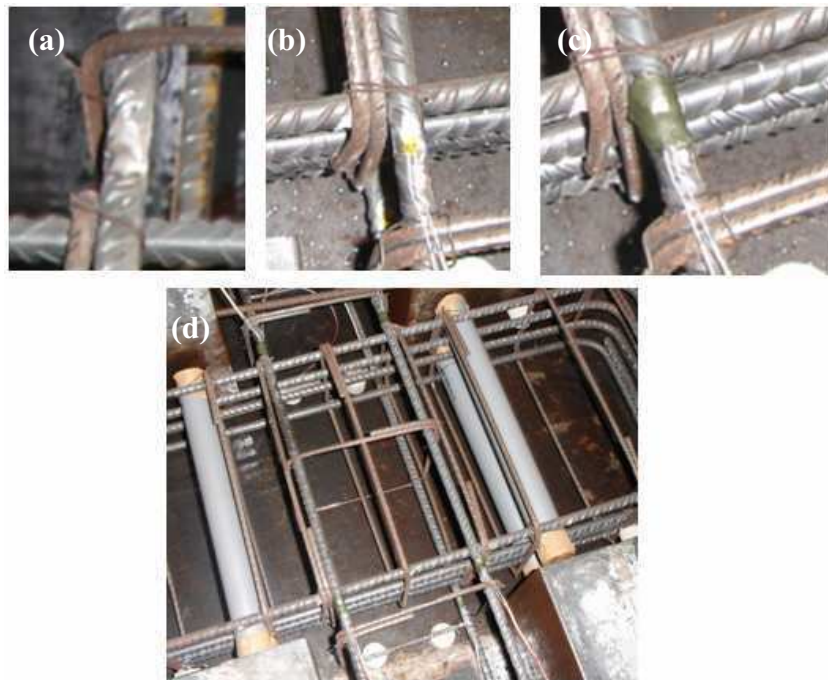


Fig. II.4. Proceso de colocación de las galgas en la ferralla. (a) Armadura preparada para colocar la galga; (b) Galga adherida al acero de la armadura; (c) Colocación de masilla protectora; (d) Vista del nudo con las galgas dispuestas

II.2.2. Hormigonado

El hormigón de las probetas fue fabricado en una planta de hormigón certificada con sello AENOR. La dosificación del hormigón (expuesta en el *Capítulo 3*) fue realizada por los técnicos de la planta, con el objetivo de alcanzar una resistencia de entre 9 y 10 MPa a 28 días, y de unos 12 MPa a los 60 días.

El hormigonado de las probetas se realizó en cuatro fases, entre los días 15 de mayo y 5 de junio del año 2009, y en todos los casos, alrededor de las 12:00. La primera fase se vertió el día 15 de mayo, la segunda el 22 de mayo, la tercera el 29 de mayo y la cuarta y última el 5 de junio. En las dos primeras fases se hormigonaron 3 probetas; en las dos restantes se fabricaron 4 probetas cada vez.

El hormigón llegaba al laboratorio mediante camión hormigonera. Una vez aquí, el vertido en las probetas se realizaba con cubilote, el cual era transportado dentro del laboratorio mediante un puente-grúa. El vibrado del hormigón se realizaba con vibradores de aguja. Estas operaciones de vertido y vibrado del hormigón se llevaron a cabo con la colaboración de los técnicos de laboratorio del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, de la Universidad Politécnica de Valencia. Se ha recogido en la Fig. II.5 algunas imágenes relativas al hormigonado.



Fig. II.5. Proceso de hormigonado de las probetas. (a) Vertido con cubilote; (b) Vibrado; (c) Vista de las probetas hormigonadas

El curado de las probetas se efectuó regándolas superficialmente con agua. Se vertía agua dos veces: la primera, un par de horas aproximadamente después de que hubiese terminado de verterse hormigón; la segunda, al día siguiente, a media mañana. En todos los casos, se hormigonó en viernes, dejando a las

probetas adquirir resistencia durante el fin de semana, y procediendo a desencofrar los lunes posteriores.

II.2.3. Transporte y acopio de las probetas

Unos tres días después de haber vertido el hormigón, se procedía a desencofrar las probetas y transportarlas a la zona de acopio. La Fig. II.6 recoge algunas imágenes de este proceso. Las probetas se extraían de los encofrados mediante el puente grúa disponible en el laboratorio y posteriormente eran transportadas a la zona de acopio con carretilla elevadora o transpalet manual.

La zona de acopio de las probetas se localizó en los exteriores de los laboratorios del ICITECH, ya que, por motivos de espacio, fue imposible acopiarlas en su interior. Como apoyo de las probetas se dispusieron 3 bovedillas de edificación, situando una en el centro y las otras dos restantes cada una a un lado (ver Fig. II.6c) de forma que la flecha que la probeta pudiera adquirir debido a su peso propio y a efectos diferidos (retracción y fluencia) fuera la menor posible.



Fig. II.6. Desencofrado de las probetas. (a) Extracción de las probetas de los encofrados; (b) Transporte de las probetas a la zona de acopio; (c) Probetas en la zona de acopio

II.2.3. Ejecución del refuerzo metálico

La ejecución del refuerzo metálico era realizada en el interior del laboratorio con el apoyo de personal especializado. El primer paso para ello, consistía en transportar las probetas sin reforzar al interior del laboratorio, en una zona habilitada para tal fin. A continuación se procedía primero a montar el refuerzo de los tramos de soporte, y posteriormente a colocar los capiteles y los elementos de conexión con el nudo viga-soporte, taco químico o barras pasantes.

La ejecución del refuerzo metálico se realizó aproximadamente un mes después de que la última fase de hormigonado hubo finalizado.

II.2.4.1. Tramos de soporte

La primera operación a realizar para el refuerzo de una probeta consistía en achaflanar con radial cada una de las cuatro esquinas del soporte, a modo de un picado de éstas, con el objeto de asegurar una buena adherencia con el mortero de cemento que se situaba entre el acero del refuerzo y el hormigón.

A continuación se disponían los angulares de refuerzo en cada esquina, a los que previamente se les incorporaba una capa de mortero de cemento, con una relación cemento/arena de 1/2. Estos angulares quedaban fijados al soporte provisionalmente mediante el empleo de una serie de gatos. En la Fig. II.7 se ven algunas imágenes del proceso descrito.



Fig. II.7. Montaje de los angulares de refuerzo. (a) Disposición de la capa de mortero; (b) Colocación de los angulares; (c) Fijación provisional mediante gatos

Posteriormente se colocaban las presillas en su posición definitiva. El espacio entre el hormigón y la presilla se rellenaba previamente con el mismo mortero de cemento anterior. También las presillas se fijaban provisionalmente con gatos. Una vez todas las presillas estaban dispuestas en su sitio, se les daba un punto de soldadura y se retiraban los gatos. Algunas partes de este proceso se muestran en la Fig. II.8.



Fig. II.8. Montaje de las presillas metálicas. (a) Disposición de la capa de mortero previa a la colocación; (b) Posicionamiento de las presillas; (c) Ajustado y sujeción provisional

Una vez que todas las presillas se habían fijado con un punto de soldadura, se procedía a retirar todos los gatos de los angulares, se revisaba el refuerzo y se soldaban definitivamente todas las uniones.

Por motivos de ejecución, no era posible colocar los cuatro angulares y las presillas de las cuatro caras a la vez, sino que era necesario realizar el refuerzo por fases, un resumen de las cuales se ha recogido en la Fig. II.9.

Una vez ejecutado el refuerzo de los tramos de semisoporte, las probetas se volvían a trasladar a la zona de acopios. Posteriormente, se volvieron a introducir en el laboratorio para colocar los capiteles y los elementos de conexión.

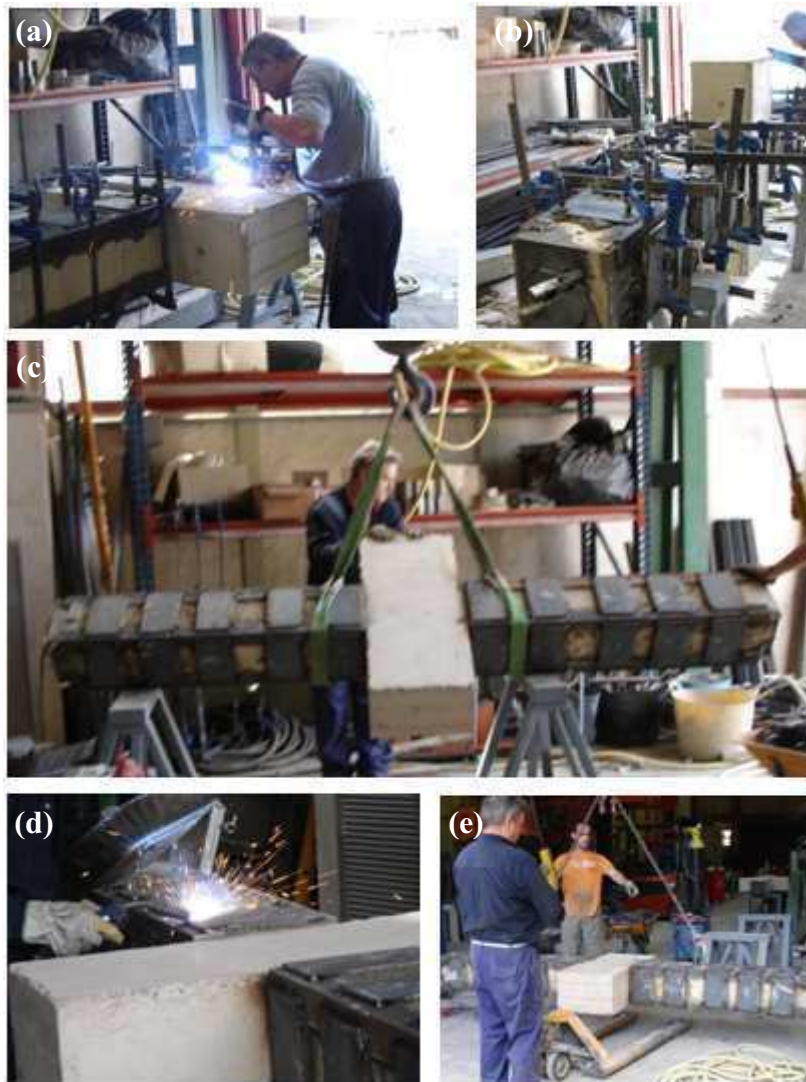


Fig. II.9. Distintas fases de ejecución del refuerzo. (a) y (b) Ejecución de distintas caras; (c) Giro de la probeta; (d) Soldadura definitiva de los elementos de refuerzo; (e) Transporte de las probetas a la zona de acopio

II.2.4.2. Elementos de conexión

Finalizado el refuerzo de los tramos de semisoporte de todas las probetas, se procedió a continuación a la colocación de los capiteles y de los tacos químicos o barras pasantes, según la probeta de que se tratase.

Los angulares que formaban los capiteles llegaban al laboratorio totalmente acabados, con los rigidizadores en su posición ya soldados. Asimismo, los dos taladros necesarios por capitel también se realizaban en taller. La Fig. II.10 muestra un capitel tal y como era suministrado al laboratorio.

En el caso de las probetas con taco químico, en primer lugar se presentaba el capitel en su posición definitiva y se realizaban los taladros en el hormigón, sirviéndose de los agujeros del capitel como guía. A continuación, se limpiaba el taladro realizado con aire comprimido.

Una vez hecho esto, se soldaba de forma definitiva el capitel al refuerzo. Una vez que los cuatro capiteles de la probeta estaban soldados, se procedía a colocar el taco químico, siguiendo las instrucciones del fabricante de este; tras introducir el producto en el agujero, se colocaba la varilla metálica roscada.



Fig. II.10. Capitel metálico suministrado al laboratorio

Finalmente, una vez que el taco químico endurecía, se podía ya proceder a la colocación de las tuercas y al apriete de éstas. La Fig. II.11 recoge diferentes imágenes del proceso de instalación de los capiteles y tacos químicos.

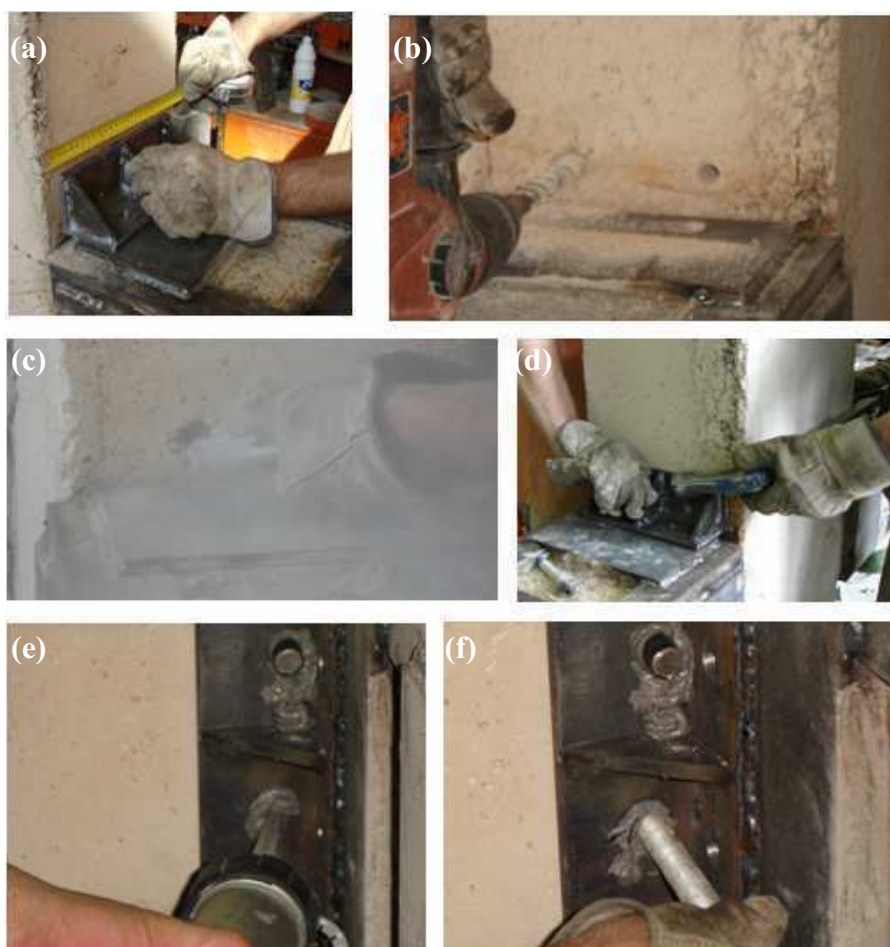


Fig. II.11. Instalación de capiteles con taco químico. (a) Alineado del capitel; (b) Ejecución de los taladros en el hormigón; (c) Limpieza de los taladros con aire comprimido; (d) Sujeción provisional del capitel con gatos; (e) Inyección del taco químico; (f) Colocación de las varillas roscadas

Para las probetas en las que la conexión se realizaba con barras de acero pasante, el primer paso consistía en presentar cada capitel en su posición y, empleando los agujeros de éstos como guías, practicar unos pequeños taladros hasta encontrar el tubo de PVC, de forma que la comunicación entre los dos lados del nudo se conseguía fácilmente.

Hecho esto, se procedía a limpiar todo el conducto de comunicación entre ambos lados del nudo con aire comprimido. A continuación, las barras de acero, a las que previamente se les había colocado una galga extensométrica en su sección central, se introducían en los conductos de PVC. Se volvían a presentar los capiteles, pasando ahora los extremos roscados de las barras a través de los agujero, tal y como quedarían en su posición definitiva.

El siguiente paso era soldar dos de los cuatro capiteles, de forma que en un tramo de semisoporte los capiteles ya quedasen soldados definitivamente. A continuación se colocaban las tuercas en estos extremos de las barras (donde se soldaban los capiteles). Los otros dos capiteles, no soldados todavía, se retiraban.

Seguidamente, se izaban las probetas hasta que los tramos de semisoporte quedasen verticalmente, con los capiteles ya soldados en la parte inferior. Con ello, era posible rellenar por la parte superior los tubos de PVC, con la barra de acero en su interior, con un mortero de cemento, con una relación cemento/arena de 1/2. Rellenos los tubos, se disponían los capiteles superiores fijándolos con gatos.

Finalmente se descendía la probeta y se procedía a soldar los dos capiteles restantes y colocar en las roscas de las barras, las tuercas correspondientes. Todo el proceso anterior se ilustra con las imágenes de las Fig. II.12 y II.13.

Una vez los capiteles, y los elementos de conexión, taco químico o barra pasante, se hubieron dispuesto, las probetas eran de nuevo trasladadas a la zona de acopio.

II.3. Caracterización de las propiedades mecánicas del hormigón

Al mismo tiempo que se hormigonaba, se fabricaron una serie de probetas cilíndricas de 15x30 cm, con el fin de caracterizar posteriormente al hormigón. El número de probetas realizadas fue de 4 en la primera fase de hormigonado y 6 en las restantes, con lo que el total de estas probetas asciende a 30.

De cada fase de hormigonado se ensayaban 2 de las anteriores probetas a compresión simple a los 28 días, habiéndolas conservado desde el momento de desencofrarlas en cámara húmeda. Para estos ensayos se empleó la prensa hidráulica que se muestra en la Fig. II.14. Se ha recogido en la Tabla II.1 el resultado de estos ensayos, así como la media y la desviación típica del conjunto de éstas probetas cilíndricas.

Todas las demás probetas cilíndricas se conservaron en las mismas condiciones que los soportes. De ellas, 2 en el caso de la primera fase, y 4 en el resto de las fases de hormigonado, se ensayaron también a compresión simple coincidiendo con el momento en que se realizaron los ensayos. Se recoge en la Tabla II.2 los resultados de este grupo de probetas.

Tabla II.1. Resistencia a compresión simple (MPa) a 28 de las probetas cilíndricas

Amasada - Fase de hormigonado (Día/Mes/Año)	Probeta cilíndrica 1	Probeta cilíndrica 2	Media
15/05/2009	9.20	10.30	9.75
22/05/2009	7.20	8.60	7.90
29/05/2009	10.80	10.50	10.65
05/06/2009	8.90	9.20	9.05
<i>Media de las amasadas</i>	9.34 MPa		
<i>Desviación típica</i>	1.18 MPa		



Fig. II.12. Instalación de los capiteles y barras pasantes (I). (a) Colocación del capitel y sujeción provisional; (b) Ejecución de taladros; (c) Picado manual para descubrir los tubos de PVC; (d) Limpieza de la conducción de PVC con aire comprimido; (e) Colocación del capitel con las barras pasantes; (f) Barras de acero corrugado instrumentadas empleadas como barras pasantes

En ambos casos se siguieron las prescripciones de la norma española vigente (AENOR 2003). Es de señalar que tanto en las roturas a 28 días como en el momento de los ensayos se evidencia una clara diferencia entre las distintas amasadas, dado el valor elevado de la desviación típica; esto se debe muy posiblemente, a la dificultad actual para conseguir fabricar hormigones de resistencias bajas (inferiores a 15 MPa), que por otra parte, sólo puede ser hoy empleados en la construcción como hormigón de limpieza.

Tabla II.2. Resistencia a compresión simple (MPa) de probetas cilíndricas en el momento de los ensayos

Amasada - Fase de hormigonado (Día/Mes/Año)	Día de rotura (Día/Mes/Año)	Probeta 1	Probeta 2	Media
15/05/2009	30/07/2009	12.50	12.80	12.65
22/05/2009	05/08/2009	11.00	8.30	9.65
	24/08/2009	9.40	10.50	9.95
29/05/2009	14/08/2009	10.50	12.80	11.65
	26/08/2009	12.80	13.60	13.20
05/06/2009	26/08/2009	11.10	12.50	11.80
	29/08/2009	9.40	9.70	9.55
<i>Media de las amasadas</i>	11.21 MPa			
<i>Desviación típica</i>	1.64 MPa			

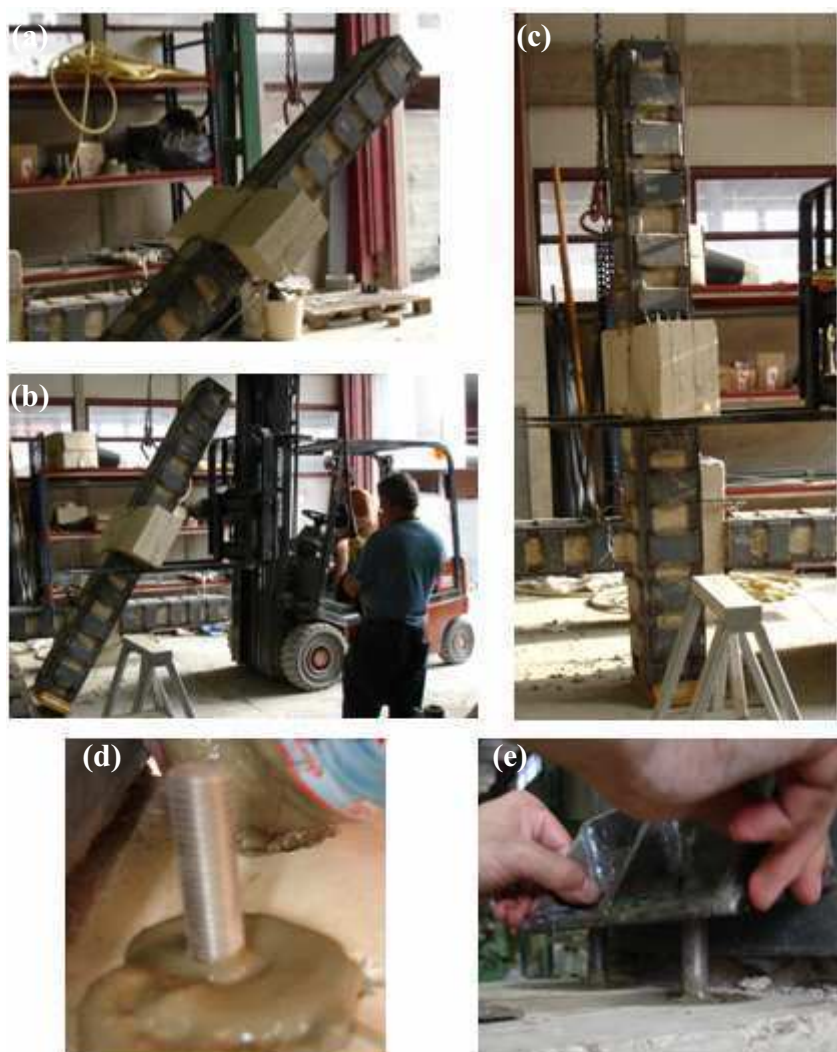


Fig. II.13. Instalación de los capiteles y barras pasantes (II). (a), (b) y (c) Izado de la probeta para su posicionamiento vertical; (d) Vertido del mortero en los tubos de PVC con las barras pasantes dispuestas; (e) Colocación del capitel

En la Tabla II.3 se recogen para los diferentes soportes ensayados, la fase de hormigonado a que pertenecen, así como el día en que fueron ensayados dichos soportes.

Tabla II.3. Fase de hormigonado y día de rotura de las probetas ensayadas

Probeta	Amasada - Fase de hormigonado (Día/Mes/Año)	Rotura (Día/Mes/Año)
RC-L1-1	22/05/2009	11/08/2009
RC-L1-2	15/05/2009	27/08/2009
RC-L2-1	29/05/2009	14/08/2009
RC-L2-2	22/05/2009	21/08/2009
RC-L3-1	22/05/2009	05/08/2009
RC-L3-2	29/05/2009	19/08/2009
B-L1-1	29/05/2009	24/08/2009
B-L1-2	05/06/2009	28/08/2009
B-L1-3	05/06/2009	29/08/2009
B-L2-1	29/05/2009	25/08/2009
B-L2-2	05/06/2009	27/08/2009
B-L3-1	05/06/2009	26/08/2009



Fig. II.14. Diferentes vistas de la prensa empleada para los ensayos de las probetas cilíndricas

II.4. Descripción del pórtico de ensayos

Los ensayos de las probetas se efectuaron en un pórtico de ensayos disponible en los laboratorios del ICITECH, formado por una serie de elementos mecánicos, con una capacidad máxima de carga horizontal de 2500 kN. Los extremos de los tramos de semisoporte de las probetas quedan fijados a un gato hidráulico en un extremo y a un elemento fijo que sirve de reacción en el otro. Estos elementos, que se muestran en la Fig. II.15, se diseñaron de forma que se simulase una articulación, constandingo de dos rótulas que permiten el giro de la probeta en el plano vertical.



Fig. II.15. Apoyos extremos del pórtico. (a) Apoyo móvil (gato); (b) Apoyo fijo

II.5. Montaje de las probetas en el pórtico de ensayos

Con el fin de poder montar las probetas en el pórtico de ensayos se empleó una pieza especial, mostrada en la Fig. II.16, la cual se unía a los cajones de los extremos de los semitramos de soporte mediante cuatro tornillos calibrados de 12 mm de diámetro que ya venían incorporados en cada cajón. Esta pieza se unía a su vez a las rótulas del pórtico de ensayos con otros cuatro tornillos calibrados de 20 mm de diámetro. La Fig. II.18 recoge un esquema de las uniones entre los elementos descritos.

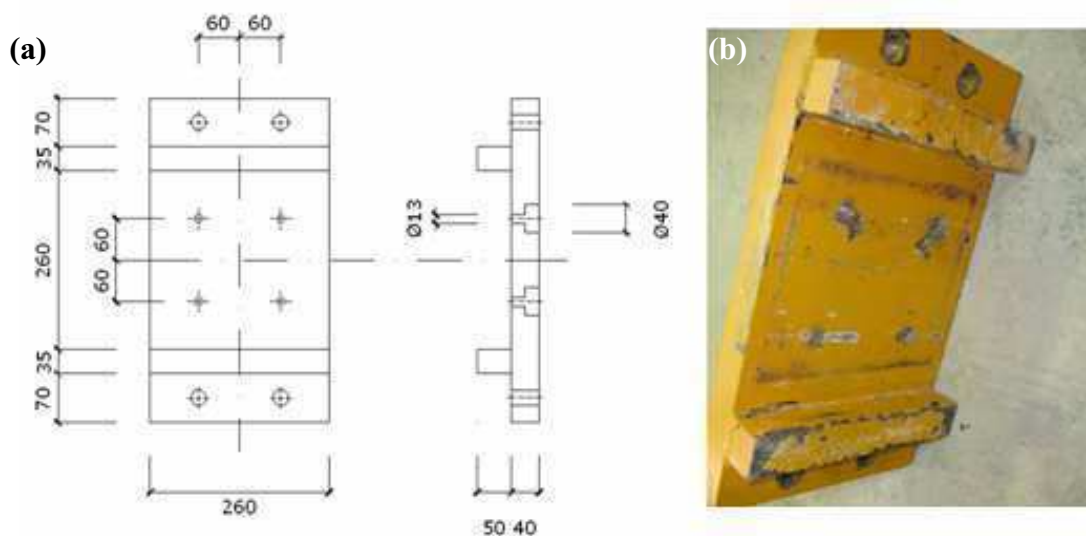


Fig. II.16. Elemento especial para la conexión de la probeta al pórtico de ensayos. (a) Esquema; (b) Vista del elemento

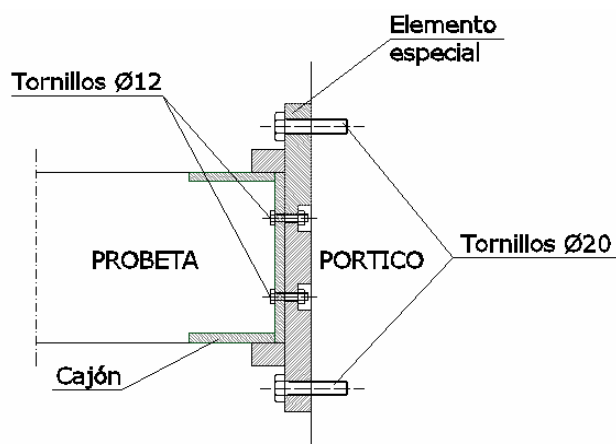


Fig. II.17. Esquema de la unión de los diferentes elementos que permitían el montaje de la probeta en el pórtico de ensayos

Una vez montada la probeta en el pórtico, se procedía a mover un dintel superior con la ayuda del puente-grúa del laboratorio, que incorporaba el gato hidráulico que introducía la carga vertical. Asimismo, para conseguir un mejor reparto de esta carga, se colocaba en el extremo superior del tramo de viga una placa de reparto de acero y un neopreno. La Fig. II.18 muestra una probeta dispuesta en el pórtico de ensayos lista para ser ensayada. Pueden apreciarse los diferentes elementos que se han ido mencionando: la pieza especial para la conexión de la probeta al pórtico, las rótulas en ambos extremos de la probeta, y los gatos hidráulicos, vertical y horizontal, que introducían las cargas en las probetas.

También pueden verse dispuestos en dicha imagen, los diferentes elementos que componían la instrumentación de las probetas ensayadas.



Fig. II.18. Probeta dispuesta en el pórtico de ensayos lista para ser ensayada