

CUADERNOS INTEMAC

Patología en construcciones resueltas con elementos prefabricados de hormigón

Pathologies in structures built with precast concrete members

Miguel Ángel Liébana Ramos
Ingeniero Industrial
Jefe de la Sección de Estructuras, INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 89

1.º TRIMESTRE '13



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

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

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS
EDIFICACIÓN
INSTALACIONES



INTEMAC AUDIT

AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA



INTEMAC ECO

AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**PATOLOGÍA EN CONSTRUCCIONES RESUELTAS
CON ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN**

**PATHOLOGIES IN STRUCTURES BUILT
WITH PRECAST CONCRETE MEMBERS**



Miguel Ángel Liébana Ramos
Ingeniero Industrial
Mechanical Engineer
Jefe de la Sección de Estructuras, Intemac
Head of the Structure's Section, Intemac

Copyright © 2013, INTEMAC

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

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

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M-4699-2010
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. ESTABILIDAD LATERAL EN ELEMENTOS HORIZONTALES
3. UNIONES EN ELEMENTOS PREFABRICADOS
4. CERRAMIENTOS
5. CONCLUSIONES
6. REFERENCIAS

CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. LATERAL STABILITY IN HORIZONTAL MEMBERS
3. CONNECTIONS IN PRECAST MEMBERS
4. ENCLOSURES
5. CONCLUSIONS
6. REFERENCES

ABSTRACT

The use of precast concrete members is becoming standard practice in many of today's buildings and civil structures. At the same time, the number of accidents involving this type of structures is on the rise.

This review discusses a number of examples to illustrate some of the most common problems affecting structures built with precast concrete members. These problems are generally associated with an underestimation of manufacturing and construction tolerances in the design phase, and the absence of bracing or anchoring mechanisms that ensure stability against horizontal actions.

The article also contains a discussion of the present requirements and quality control procedures applicable to this type of members, which, judging from the number of incidents recorded, would not appear to be wholly effective.

1. INTRODUCTION

The use of precast members has become standard construction practice in recent years, primarily because they afford advantages such as shorter construction times, lower cost as a result of more intensive industrialisation and ease of worker specialisation. With this increase, however, has come a rise in the number of incidents involving such structures, often due to incorrect design specifications, defective workmanship or both.

The present review discusses some of the problems repeatedly found in the design, construction and in-service stages for these structures, illustrated with a number of examples of the most common pathologies.

2. LATERAL STABILITY IN HORIZONTAL MEMBERS

In its experience in the areas of rehabilitation, pathology and design control, INTEMAC has detected a sizeable number of problems relating to the lateral stability of horizontal structural members.

In buildings, these structures are characterised by a very common standard arrangement: flat portal frames comprising variable depth or delta beams that normally rest on reinforced concrete columns and in turn support purlins. The purlins, beams and columns are all precast. The distances spanned by delta beams vary, but often reach 25 or 30 m, while the purlins span 10 m or more. These structures lack any bracing between portal frames or mechanisms that guarantee beam and purlin lateral stability, which is to be provided by the final roofing material. The corollary, however, is that during construction the condition of the structure is precarious.

Figures 1 and 2 show a cross-section and photograph of this type of buildings.

RESUMEN

El empleo de elementos prefabricados de hormigón se está convirtiendo en algo habitual en muchos edificios y construcciones actuales. Al mismo tiempo se está produciendo un creciente número de siniestros relacionados con esta tipología estructural.

En este trabajo se exponen, a través de ejemplos y casos reales, algunos de los problemas más frecuentes en estructuras resueltas con elementos prefabricados de hormigón. Estos problemas suelen estar asociados a una infravaloración de las tolerancias de fabricación y montaje durante la fase de proyecto, así como a la ausencia de arriostramientos o mecanismos de anclaje que garanticen su estabilidad frente a acciones horizontales.

Adicionalmente, se reflexiona sobre las exigencias de la normativa vigente y los procedimientos de calidad que se aplican en este tipo de elementos, que parecen no estar resultando eficaces por la cantidad de siniestros acontecidos.

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de los últimos años, se ha hecho habitual el uso de elementos prefabricados en la construcción, principalmente por las ventajas que este tipo de estructuras aporta (disminución de plazos de construcción, menor coste de ejecución por el grado de industrialización alcanzable, fácil especialización del personal, etc). Paralelamente a este incremento se ha producido también un creciente número de siniestros en este tipo de estructuras debido, en muchos casos, a incorrectas prescripciones de proyecto, a una defectuosa ejecución o a ambas causas.

El objeto de este trabajo es poner de manifiesto algunos problemas que aparecen reiteradamente en la construcción de este tipo de estructuras, tanto en la fase de proyecto como en su montaje y posterior puesta en uso, para lo cual se exponen diversos ejemplos representativos de las patologías más comunes.

2. ESTABILIDAD LATERAL EN ELEMENTOS HORIZONTALES

En diferentes trabajos realizados por INTEMAC, tanto en rehabilitación, como en patología y en control de proyecto, hemos podido constatar un gran número de problemas relacionados con la estabilidad lateral de elementos estructurales horizontales.

En el caso de las estructuras de edificación, estas adoptan una configuración estructural muy común y generalizada, formada por pórticos planos compuestos por vigas de canto variable, denominadas "vigas delta", que apoyan en pilares, generalmente de hormigón armado, y sobre las que se disponen correas. Tanto las correas como las vigas y los pilares son prefabricados. Las luces de las "vigas delta" suelen ser variables pero es habitual que alcancen los 25 ó 30 m, mientras que las de las correas pueden alcanzar fácilmente los 10 metros. Estas estructuras se caracterizan adicionalmente por la ausencia de arriostramientos entre pórticos o de mecanismos que garanticen la estabilidad lateral de las vigas y correas, la cual queda confiada a la colocación final del material de cobertura, pero que en muchos casos se encuentra en una precaria situación durante el montaje.

En las figuras 1 y 2 recogemos una sección transversal y una fotografía donde se muestra la configuración estructural de este tipo de edificios.

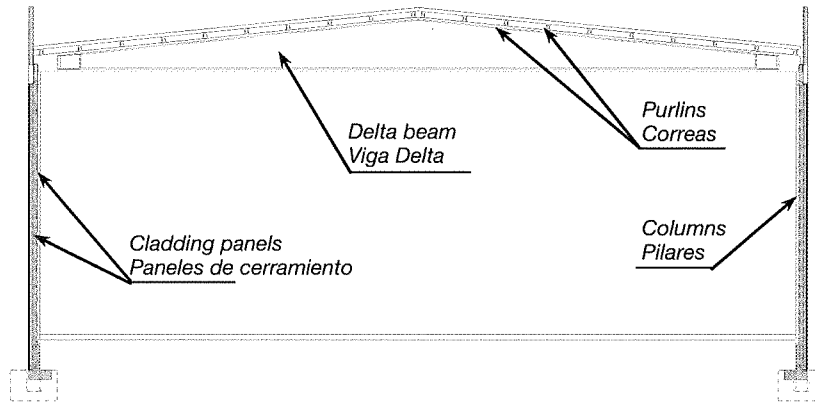


Figure 1. Standard structure
 Figura 1. Esquema estructural tipo

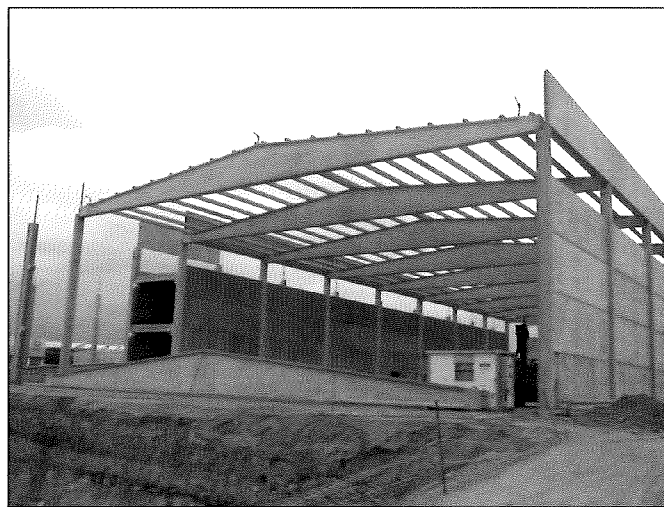


Figure 2. Structure of an industrial bay built with precast members
 Figura 2. Vista de la estructura de una nave de uso industrial con elementos prefabricados

A number of solutions are in place for beam-column joints (see references (1) and (2)), although bolted and seated connections, depicted in Figures 3a) and 3b), are the two most common configurations.

- In bolted connections ribbed bars or threaded rods embedded in the columns as starter bars are inserted into sheaths housed in the beams. These sheaths are then filled with mortar. Neoprene pads may be placed between beam and column, although the former often rest directly on the latter.
- In seated connections the columns are fitted with two reinforced concrete lugs or ears, one on each side. With these fairly thin (6-10 cm) projections, beams can be rested directly on column heads with some minimum allowance for ease of construction. As above, a neoprene pad is often positioned on the bearing.

2.1 BOLTED CONNECTIONS

An analysis of bolted beam-column connections as depicted in Figure 3a), i.e., with vertical tubes that house ribbed bars or threaded rods, reveals the problems that may arise due to manufacturing and construction tolerances.

The allowable deviations for precast members listed in Annex 11 of Spanish structural concrete code EHE-08 are summarised below:

El apoyo de las vigas en los pilares puede presentar diversas configuraciones (véase las referencias nº (1) y (2)), si bien son habituales dos esquemas: apoyo de soporte recto o apoyo de soporte con velo. Las dos tipologías mencionadas pueden verse en las figuras 3 a) y 3 b).

- Apoyo de soporte recto. Se caracteriza por la disposición de barras corrugadas o varillas roscadas en los pilares, a modo de esperas, que se introducen en unos pasatubos que presentan las vigas. Estos pasatubos están previstos para rellenarse con mortero durante el montaje. Para evitar el contacto directo de la viga con el pilar suelen disponerse láminas de neopreno, pero es habitual encontrar apoyos directos, "a hueso".
- Apoyo de soporte con velo. En este caso se disponen dos orejetas de hormigón armado en las caras opuestas en los pilares. Suelen ser de pequeño espesor (entre 6 – 10 cm) y permiten apoyar directamente las vigas en la cabeza de los pilares, dejando una pequeña holgura con las vigas con el objeto de facilitar el montaje. Al igual que en el caso anterior es habitual la disposición de un neopreno en el apoyo.

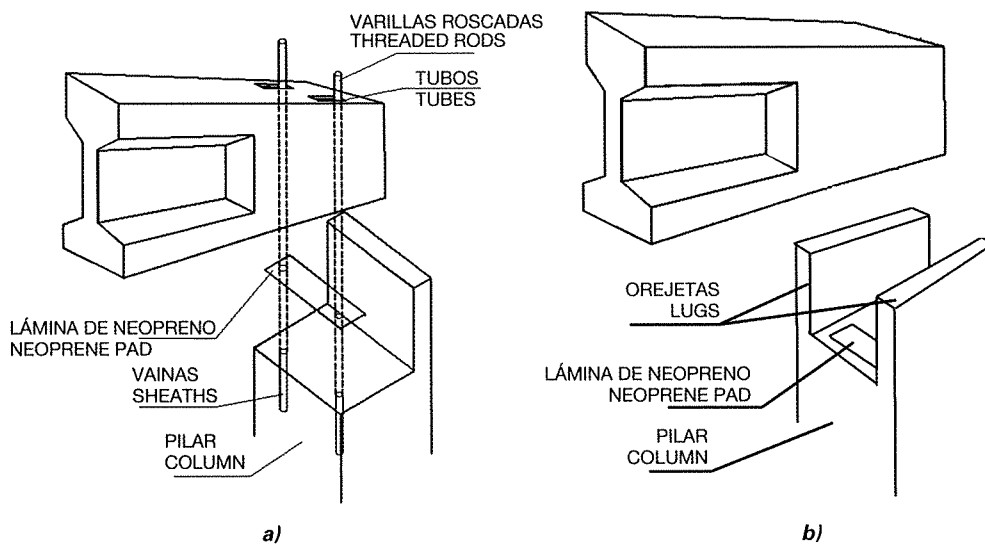


Figura 3. Configuraciones de apoyo de vigas en pilares
Figure 3. Beam-column connections

2.1 APOYO DE SOPORTE RECTO

Si analizamos el apoyo de vigas en pilares mediante la configuración de soporte recto mostrada en la Figura 3 a), donde se disponen tubos verticales a través de los cuales se insertan barras corrugadas o varillas roscadas, podemos identificar un problema relacionado con las tolerancias de fabricación y montaje.

La Instrucción EHE-08 en su Anejo nº 11, establece las desviaciones admisibles para elementos prefabricados, que a modo de resumen se exponen a continuación:

a) Tolerancia de fabricación en relación a la longitud de la pieza, L:

$$\pm 0,001 L$$

b) Tolerancia de fabricación. Dimensiones transversales, D:

$D \leq 150 \text{ mm}$	$\pm 3 \text{ mm}$
$150 \text{ mm} < D \leq 500 \text{ mm}$	$\pm 5 \text{ mm}$
$500 \text{ mm} < D \leq 1.000 \text{ mm}$	$\pm 6 \text{ mm}$
$D > 1.000 \text{ mm}$	$\pm 10 \text{ mm}$

a) Manufacturing tolerance, length (L):

$$\pm 0.001 L$$

b) Manufacturing tolerance, cross-section (D):

$D \leq 150 \text{ mm}$	$\pm 3 \text{ mm}$
$150 \text{ mm} < D \leq 500 \text{ mm}$	$\pm 5 \text{ mm}$
$500 \text{ mm} < D \leq 1.000 \text{ mm}$	$\pm 6 \text{ mm}$
$D > 1,000 \text{ mm}$	$\pm 10 \text{ mm}$

c) Construction tolerance in vertical lines and surfaces in general (Δ in mm per H in m)

$H \leq 6 \text{ m}$	$\Delta = \pm 24 \text{ mm}$	
$6 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m}$	$\Delta = \pm 4 H$	$< \pm 50 \text{ mm}$
$H \geq 30 \text{ m}$	$\Delta = \pm 5H/3$	$< \pm 150 \text{ mm}$

d) Construction tolerance, lateral

All elements in general $\Delta = \pm 24 \text{ mm}$

Assume a standard industrial bay consisting of flat portal frames with 30 m precast variable depth beams (delta beams) resting directly on the 50x50 cm² heads of 9 m tall columns.

Further to code EHE-08, the design for this type of beam should make allowance for a manufacturing longitudinal tolerance of ($\Delta L_v = \pm 30 \text{ mm}$). The transverse tolerance for the columns, in turn, would be $\Delta T_p = \pm 5 \text{ mm}$, while the maximum allowable deviation from the column vertical during construction would be $\Delta D_p = \pm 36 \text{ mm}$.

The sum of these three tolerances, as shown in Figure 4, comes to 71 mm, inferring that the minimum diameter of the tubes should be 14 cm. The tubes in such members are not normally more than 8 cm wide, however, i.e., just over half the required width.

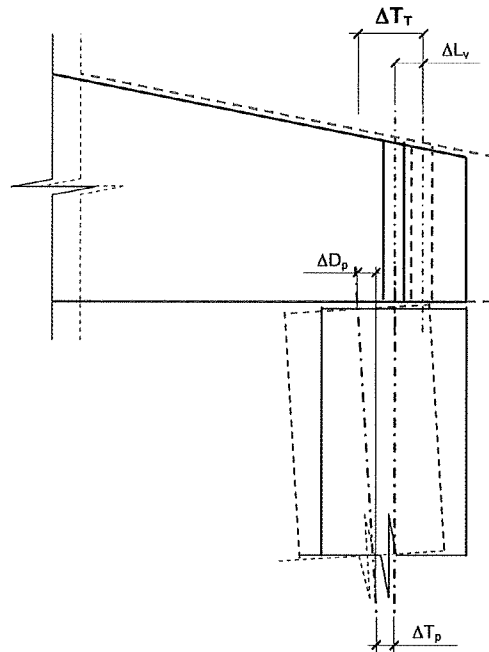


Figure 4. Tolerances
Figura 4. Esquema de tolerancias

c) Tolerancia de montaje. Desviaciones respecto a la vertical en líneas y superficies en general (Δ en mm para H en m)

$H \leq 6$ m	$\Delta = \pm 24$ mm	
6 m < $H \leq 30$ m	$\Delta = \pm 4$ H	< ± 50 mm
$H \geq 30$ m	$\Delta = \pm 5H/3$	< ± 150 mm

d) Tolerancia de montaje. Desviaciones laterales

Piezas en general	$\Delta = \pm 24$ mm
-------------------	----------------------

Supongamos un caso habitual, de una nave industrial formada por pórticos planos con vigas prefabricadas de canto variable "vigas delta" de 30 m de luz, que apoyan directamente en la cabeza de los pilares de 50 x 50 cm² y 9 m de altura.

De acuerdo con la configuración estructural de estos pórticos y las exigencias de la Instrucción EHE-08 se debería tener en cuenta para el diseño de este ejemplo una tolerancia longitudinal de fabricación en las vigas de valor $\Delta L_v = \pm 30$ mm. Por su parte los pilares presentarían una tolerancia transversal $\Delta T_p = \pm 5$ mm y una desviación de montaje respecto a la vertical del pilar de valor $\Delta D_p = \pm 36$ mm.

Si sumamos todas estas tolerancias, siguiendo el esquema mostrado en la Figura 4, obtendríamos un valor de 71 mm, valor que exige para los pasatubos una dimensión mínima en dirección longitudinal de al menos de 14 cm. Sin embargo, los pasatubos en este tipo de elementos no suelen presentar dimensiones superiores a 8 cm, es decir prácticamente la mitad de lo exigido.

A esta situación debe añadirse que en muchas ocasiones resulta complicado ajustar la posición de los pasatubos, incluso en elementos que se ajustan a las tolerancias de fabricación, como consecuencia de los efectos de retracción y fluencia que se producen en el hormigón. Estos efectos generan acortamientos en las vigas, proporcionales a su longitud, que pueden desalinear la posición de los pasatubos, o en su caso las barras que se disponen a modo de esperas.

Podría pensarse que estas valoraciones son exageradas, pero la realidad nos ha demostrado que este tipo de unión no es capaz de absorber las tolerancias de fabricación y montaje exigidas por la normativa vigente. En la Figura 5, se muestra el caso del desplome de un frente de una nave industrial, donde se pudo observar cómo las vigas apoyaban sólo de forma parcial sobre los pilares por el efecto de las tolerancias de fabricación y montaje. Esta situación produjo que no coincidiera la posición de los pasatubos entre viga y pilar y que las barras de conexión previstas no cosieran la junta en el apoyo.

La Figura 5a) muestra cómo solamente en una de las vainas previstas fue posible insertar la barra que cosía la junta (que tuvo que ser doblada), esfuerzo inútil porque, como se puede observar en la misma fotografía, el mortero de relleno no se introdujo en la vaina del pilar (Figura 6) impidiendo el anclaje efectivo de la barra.

La Figura 5b) muestra la situación en otro de los pilares de la obra. Se puede apreciar como las vainas de cabeza del pilar quedan incluso por fuera de la proyección de la viga en planta.

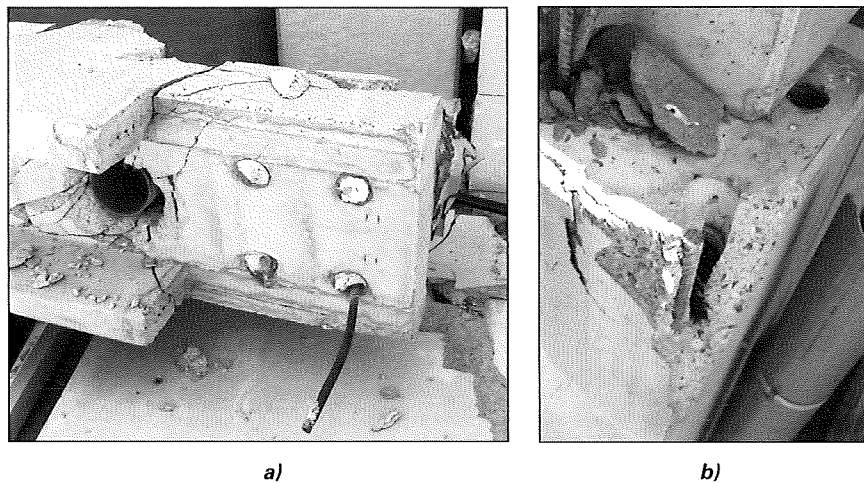


Figura 5. Defectos de apoyos como consecuencia de las tolerancias de fabricación y montaje
Figure 5. Flawed connections due to insufficient provision for manufacturing and construction tolerances

In addition to this shortcoming, precisely aligning bars and tubes is often a complex task, even in members that conform to the manufacturing tolerances, due to concrete shrinkage and creep. The shortening induced by these effects is proportional to beam length and may cause misalignment between the tubes and the starter bars.

These concerns may appear to be overblown, but circumstances have shown that these connections are unable to accommodate the manufacturing and construction tolerances required by the existing codes. The photographs in Figure 5 were taken of members in a collapsed industrial bay in which the beams rested only partially on the columns because the connections were not dimensioned to absorb manufacturing and construction tolerances. As a result, the tubes in the beam were not aligned with the starter bars, which failed to secure the joint.

Figure 5a) shows that only one of the bars could be inserted into its respective tube (and had to be bent to do so). And even that effort was in vain, because as can be deduced from the photograph, the failure to pour mortar into the sheath housing the bar in the column (Figure 6) rendered the bar anchorage ineffective.

Figure 5b) illustrates another type of beam-column connection failure. Note that the beam was too short to reach the position of the starter bars.

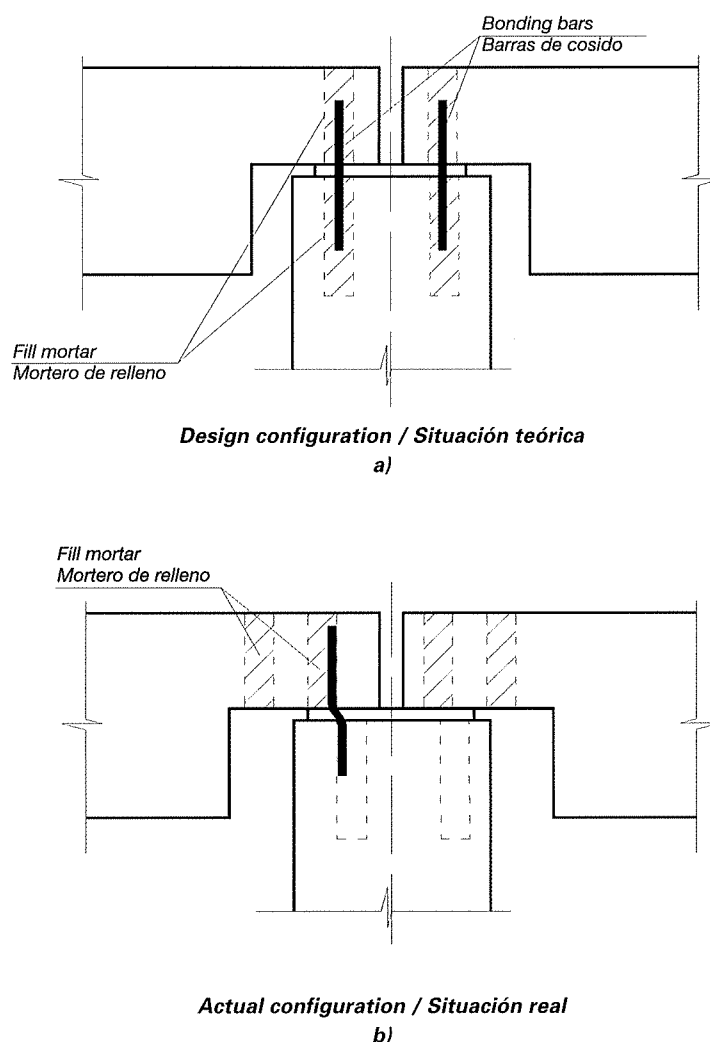


Figure 6. Construction problems in bolted connections
Figura 6. Problemas de montaje en apoyos de soporte recto

A similar example is illustrated in Figure 7. Here some of the tubes designed to house the bars embedded in the column heads were flush with the end of the beams, with no cover whatsoever (Figure 7b)). In other cases, they were positioned up to 65 mm inward of the design location. As these deviations were greater than the tube diameter, which was just 60 mm, the beam-column connection bars could obviously not be inserted.

En la Figura 7 se muestra el ejemplo de otro caso similar. Como se puede observar, los tubos donde se insertan las barras procedentes de la cabeza de los pilares se encontraban en unos casos enrasados con el extremo de las vigas, sin recubrimiento alguno (Figura 7b)). En otros casos existían desviaciones de hasta 65 mm hacia el interior de las vigas, respecto a las prescripciones de proyecto. Estas desviaciones eran superiores incluso a la dimensión de los tubos, cuyo valor, en la dirección del desplazamiento era de 60 mm, por lo que resultaba imposible disponer en el interior de los tubos las barras de conexión entre las vigas y los pilares.

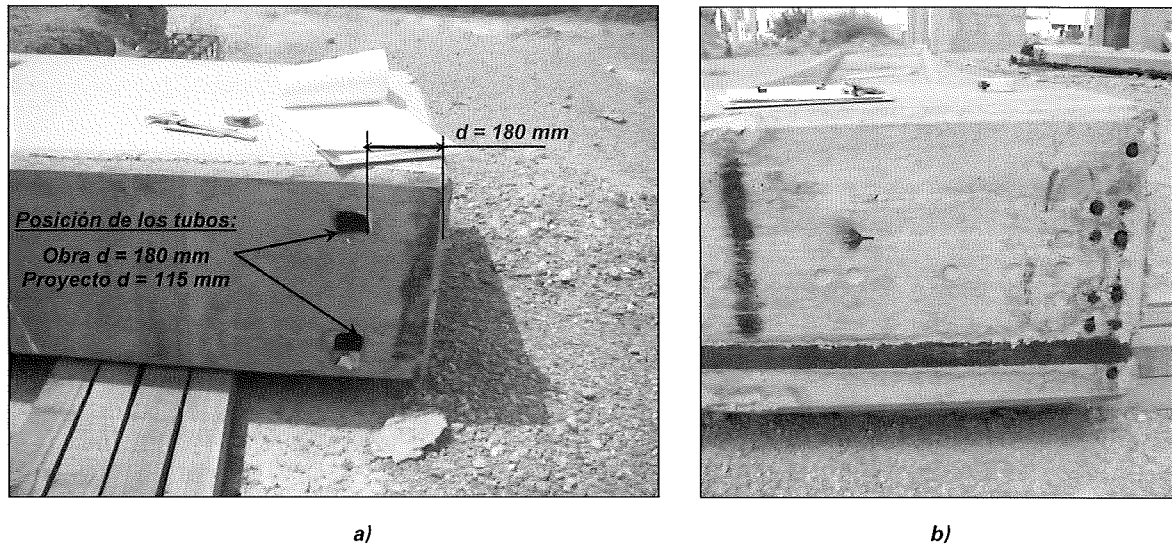


Figura 7. Desviaciones habituales en pasatubos
Figure 7. Common deviations in tubes

Estas desviaciones en la posición de los tubos como consecuencia de la tolerancias puede producir también que el apoyo de las vigas se realice en el borde de la cabeza del pilar (véase la Figura 8) desplazando la reacción y haciendo que ésta se concentre en una superficie muy reducida, situación que produce la rotura o el descantillado del hormigón en la zona de apoyo, como más adelante comentaremos. En el caso que los tubos se encuentren enrasados con la cabeza de las vigas, sin apenas recubrimiento, se produce el arrancamiento del tubo y por tanto el fallo del apoyo.

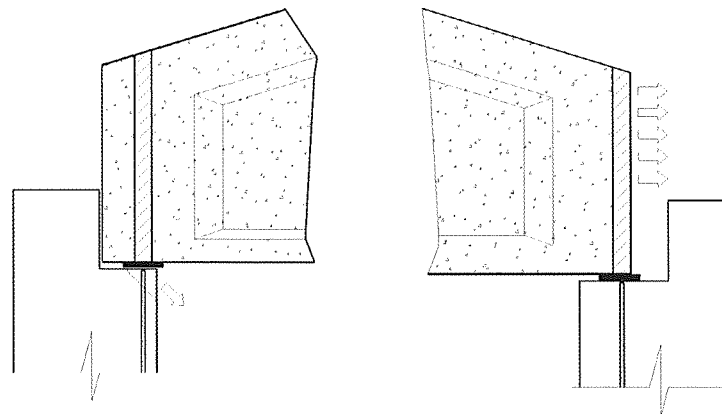


Figura 8. Problemas asociados a desviaciones por tolerancias
Figure 8. Problems associated with tolerance-related deviations

En definitiva, el sistema de apoyo de soporte recto que se define en la Figura 3 a), de acuerdo a las dimensiones de los tubos que suelen proyectarse, no está concebido para absorber las tolerancias de fabricación y montaje que se producen en los elementos prefabricados, por lo que no pueden presentar capacidad alguna para garantizar la estabilidad de las vigas.

These deviations in tube position may also explain why beams may be positioned on the edge of the column head (see Figure 8), shifting the reaction and reducing the bearing area. That in turn induces concrete spalling in the area, as discussed below. Where the tubes are flush with the beam heads and scantily covered, they are liable to break loose, inducing joint failure.

In summary, with the design dimensions usually specified for tubes, the bolted connection system defined in Figure 3a) is unable to absorb the manufacturing and construction tolerances found in precast members and thus to guarantee beam stability.

Even in the absence of the manufacturing and construction tolerance-related problems described, i.e., assuming nearly perfect (albeit highly unlikely) alignment, beam overturn would not be prevented due to the very low bending strength of the bars and rods used.

2.2 SEATED CONNECTIONS

According to a review of the tolerances allowed in a similar example with the same dimensions but having a seated connection, the design should envisage a transverse manufacturing tolerance in beams of $\Delta T_v = \pm 5$ mm, and a lateral construction deviation of $\Delta D_v = \pm 24$ mm. As above, the transverse manufacturing tolerance for the columns would be $\Delta T_p = \pm 5$ mm and the vertical tolerance, $D_p = \pm 36$ mm.

The sum of these tolerances, as shown in Figure 9, comes to a "theoretical" value of 70 mm: in other words, to absorb the tolerances, the mortise in the column would have to be 7 cm wider than theoretically needed. The actual allowance envisaged between the ears and the beams to facilitate construction, however, is normally only around 2 cm, contravening that requirement. At the same time, compliance with the theoretical tolerances precludes any guarantee of lateral stability in the beam, for when it is positioned between the lugs, its centre of gravity lies outside the bearing, at mid-span. The system cannot therefore prevent the beam, a stiff solid, from overturning (see Figure 10a)).

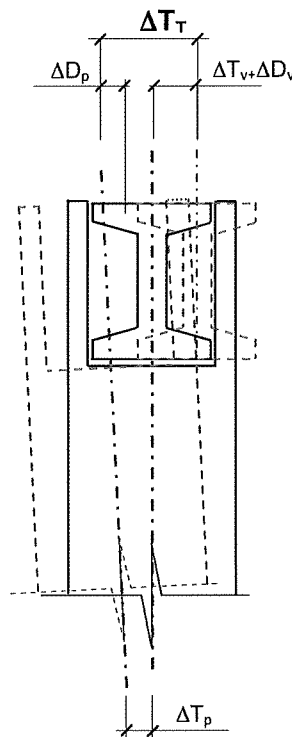


Figure 9. Tolerances
Figura 9. Esquema de tolerancias

Incluso en el caso que no existieran los problemas de tolerancias expuestos, debido a la que fabricación y montaje resultaran prácticamente "perfectas", situación poco probable, la resistencia a flexión de las barras y varillas que se introducen en los tubos es muy reducida, razón por la cual la unión no puede evitar el vuelco de las vigas.

2.2 APOYO DE SOPORTE CON VELO

Si analizamos las tolerancias exigibles en un ejemplo similar al expuesto en el caso anterior, con las mismas dimensiones pero con una configuración de apoyo en velo, se debería tener en cuenta para el diseño del apoyo una tolerancia transversal de fabricación en las vigas de $\Delta T_v = \pm 5$ mm, así como una desviación lateral de montaje de $\Delta D_v = \pm 24$ mm. Los pilares, presentarían al igual que en el caso anterior una tolerancia transversal de fabricación $\Delta T_p = \pm 5$ mm y una desviación respecto a la vertical $\Delta D_p = \pm 36$ mm.

Sumando todas estas tolerancias, siguiendo en este caso el esquema de la Figura 9, se obtiene un valor "teórico" de 70 mm, es decir que el cajeadado que se dispone en el pilar debería presentar 7 cm más de los teóricos para absorber las tolerancias. Sin embargo, las holguras "reales" entre las orejetas y las vigas, para facilitar el montaje, suelen presentar valores en torno a los dos centímetros, incumpliendo esta condición. La exigencia de cumplir las tolerancias "teóricas" impide garantizar la estabilidad lateral de las vigas ya que cuando el extremo de la viga llega a entrar en contacto con las orejetas, el centro de gravedad de las vigas, en el centro de vano, ya queda fuera del apoyo, por lo que este sistema no impide el vuelco como sólido rígido de las vigas (véase la Figura 10 a)).

En el caso que no llegase a ocurrir el mecanismo anterior, debido a que las holguras fueran menores, incumpliendo por tanto las exigencias de tolerancias, la resistencia a flexión de las orejetas es tan reducida que no puede aportar capacidad alguna para impedir el vuelco de las vigas, situación a la que debe añadirse que las reacciones que se producen en las orejetas se ven incrementadas por el efecto dinámico del vuelco de las vigas, dadas las holguras existentes, que por pequeñas que sean, potencian dicho efecto.

En realidad, es habitual que cuando estas piezas llegan a obra el encuentro de las orejetas y la cabeza del pilar ya se encuentre fisurado (véase la Figura 10 b)), como consecuencia a impactos durante la fase de transporte y manipulación o, simplemente, al efecto de la retracción que se concentra en la entalla que se forma.

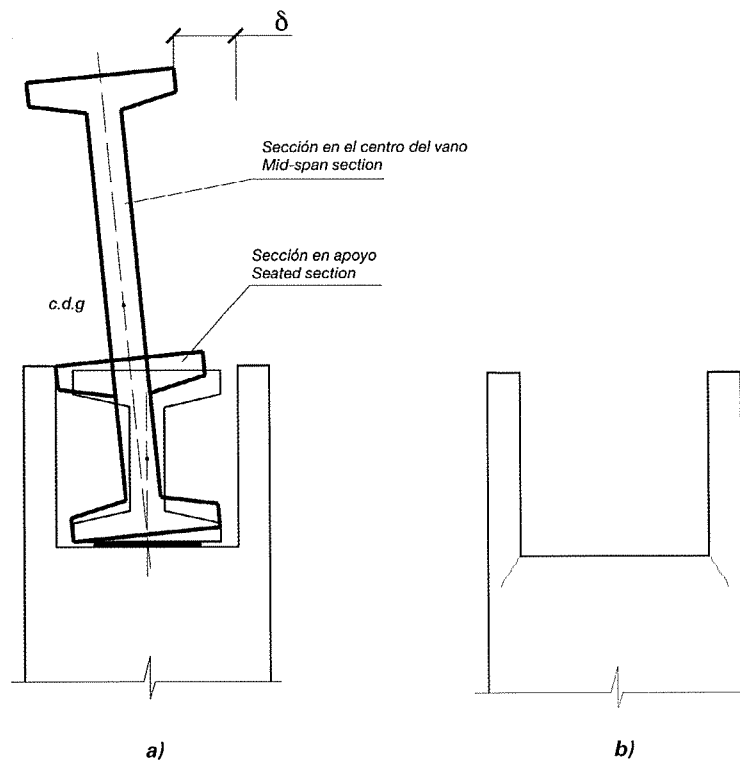


Figura 10. Esquema de fallos en orejetas
Figure 10. Lug failure

Even if the allowance dimensions were smaller (contravening the tolerance requirements), beam overturn could not be prevented, however, due to the tiny bending strength of the lugs. In addition, beam overturn dynamics would increase the reaction on the lugs, because the dimensional allowance, no matter how small, would intensify the effect.

Indeed, the lug-column head abutment is often already cracked when these members reach the worksite (see Figure 10b) due to impact during shipping and handling or simply as a result of shrinkage.



Figure 11. Delta beam overturn
Figura 11. Vuelco en "vigas delta"

In short, this support system neither complies with the recommended manufacturing and construction tolerances nor prevents beam overturn, for the allowance between beam and lugs and the absence of ancillary stabilising mechanisms renders the ears ineffective in that respect.

Figure 12 provides a graphic illustration of two cases of lug failure and the inability of these elements to absorb construction deviations at the beam-column connection.

Moreover, the purlin-beam connection is unable to transfer effective stabilising moments to the system. Rather, these members contribute to the transmission of displacements from one beam head to another, which would explain why, when one of the purlin-beam connections fails, the others follow in rapid succession.

These situations reveal that in the absence of bracing or ancillary anchorage mechanisms in delta beams, the bearing arrangements normally used make these members highly vulnerable to any horizontal action (wind, thermal actions, assembly stress, impact) or even to any beam positioning-related tolerances. They therefore constitute sufficient reason to question the effectiveness of such connection systems.

3. CONNECTIONS IN PRECAST MEMBERS

As noted above, the horizontal members typical of precast building structures (deck slabs, beams) exhibit clearly statically determinate behaviour as a result of the types of support normally used (short brackets, rabbets, solid supports or similar). Such arrangements call for very meticulous design and construction, for failure may induce instability that would go unabsorbed due to the absence of alternative mechanisms in the structure. The supports are for that reason the most sensitive points in precast structures: hence the care with which they must be designed and built.

– Stress on supports

Designers must determine the maximum stress on supports. Article 59 of code EHE-08 defines the maximum recommended stress for inter-member connections as follows:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_d}{b_1 \cdot a_1} \leq f_{Rd}$$

En definitiva, este sistema de apoyo existente en cabeza de los pilares, incumple las tolerancias de fabricación y montaje exigibles y no impide el vuelco de las vigas, ya que la holgura entre la viga y las orejetas, y la ausencia de mecanismos estabilizadores auxiliares, hace que éstas resulten ineficaces a tal efecto.

En la Figura 12 se muestra el fallo de las orejetas en dos casos diferentes y su ineficacia para absorber las desviaciones de montaje en el apoyo de las vigas sobre los pilares.

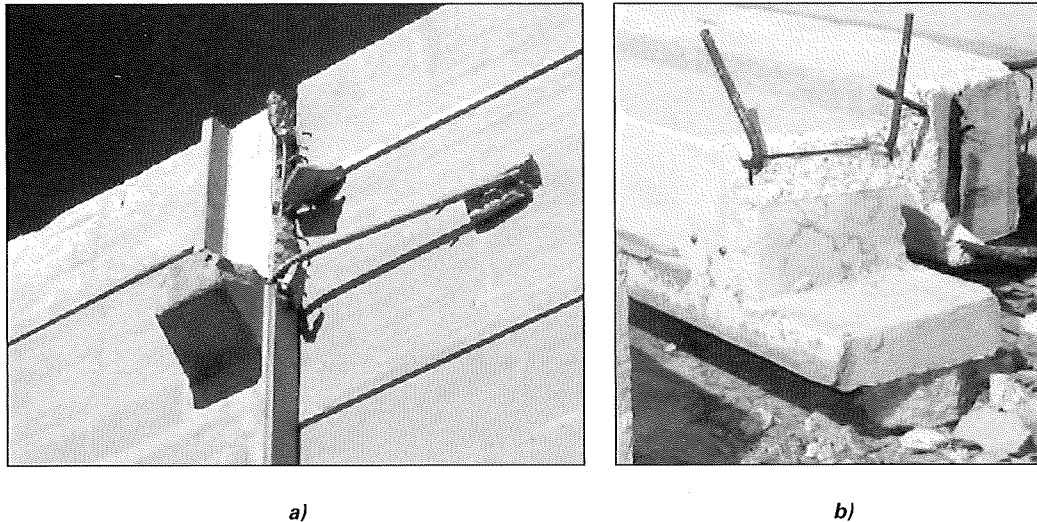


Figura 12. Fallo de orejetas en apoyos
Figure 12. Lug failure

Además, el apoyo de las correas sobre las vigas no es capaz tampoco de transmitir momentos estabilizadores eficaces en la cabeza de las vigas que se opongan a éstas, sino que más bien contribuyen a transmitir a través de las propias correas los desplazamientos en cabeza de las vigas de unas a otras, lo que justifica que el fallo de uno de estos apoyos suele llevar asociado a fallo sucesivo del resto.

Estas situaciones ponen de manifiesto que ante la ausencia de arriostramientos o mecanismos de anclaje auxiliares en las "vigas delta", las configuraciones de apoyo que suelen disponerse hacen que estos elementos resulten muy sensibles ante cualquier acción horizontal (viento, acciones térmicas, acciones durante el montaje, impactos, etc) o incluso a las propias tolerancias de colocación de las vigas. Motivos éstos suficientes para cuestionar la eficacia estos sistemas de apoyo.

3. UNIONES EN ELEMENTOS PREFABRICADOS

Como se ha expuesto anteriormente las estructuras prefabricadas de edificación se caracterizan por estar formadas por elementos horizontales (forjados, vigas) con un comportamiento claramente isostático, como consecuencia de las configuraciones de apoyo que se suelen disponer (ménsulas cortas, apoyos a media madera, macizos de apoyo, etc). Esta configuración exige un diseño y ejecución de estas zonas de forma muy rigurosa, ya que un fallo de los mismos puede dar lugar a situaciones claras de inestabilidad que no pueden subsanarse mediante mecanismos alternativos en la estructura. Por esta razón los apoyos suelen ser los puntos más conflictivos de las estructuras prefabricadas y su diseño y ejecución deben ser especialmente cuidadosos.

- Tensiones en apoyos

El diseño de estos elementos requiere la comprobación de las tensiones máximas en los mismos. Así, la Instrucción EHE-08 en el Artículo 59º expone los valores de tensiones máximas recomendados para apoyos entre elementos mediante la expresión siguiente:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_d}{b_1 \cdot a_1} \leq f_{Rd}$$

In which the ceiling value for f_{Rd} is taken to be 0.4 times the design strength of the mortar or intermediate levelling element. That means that for concrete with a strength of 30 MPa, σ_{Ed} must be under 8 MPa, a requirement seldom met in supports bearing concentrated loads.

The double T-section deck slabs depicted in Figure 13, often used to roof industrial structures and car parks, are so loaded. They are precast to depths of 25 to 100 cm and their centres of their vertical elements are widely spaced, at around 150 cm. These members are built to span 30 m or more and support loads of around 25 kN/m².

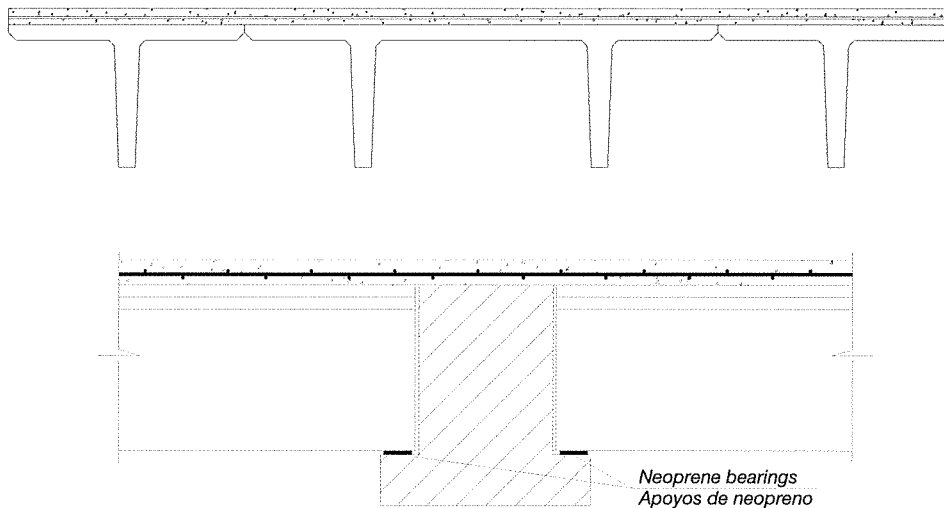


Figure 13. Double T-section deck slabs
Figura 13. Esquema de forjados con secciones en "TT"

They generally rest on the 15-20 cm wide flanges of inverted T-section beams. With such heavy loads and large spans, the ribs of the elements that rest on the beams also bear large loads, generating stress in these areas that is substantially greater than the aforementioned f_{Rd} ceiling.

Moreover, due to the small size of the supports in T-section members, the anchorage requirements are seldom met, and where they are, the arris tend to spall. As discussed below, both situations advise against the use of such solutions.

– **Arris spalling**

As noted earlier, in this type of construction the horizontal members (such as beams and deck slabs) generally rest on short brackets or rabbets on the vertical elements (such as piers or columns), sometimes over a neoprene bearing.

Article 64.2 of EHE-08 explicitly recommends avoiding the use of this type of solution wherever possible, for it often leads to construction or in-service problems as a result of the existence of sensitive points with cracked and deteriorated concrete. Real-life situations show that the severe problems that arise at these points may affect overall structural stability, for mistaken positioning of the reinforcement or the support element may lead to many types of failure.

As a rule, bracket dimensions and the scope of the forces (F_{vd} and F_{hd}) acting on the support call for relatively large diameter reinforcing bars, $A_{s,r}$ in the main tie. Due to the minimum bending radii needed for this reinforcement and the small size of the bracket, the vertical and slanted front surfaces of the latter often deviate from their correct position. Where the cover is small, this may shorten structural durability. In contrast, if the cover is too large, part of the front of the bracket may lack reinforcement.

Adoptando como valor límite de f_{Rd} 0,4 veces la resistencia de cálculo del mortero o elemento de nivelación intermedio. Esto supone que para una resistencia del hormigón de 30 MPa, σ_{Ed} debe ser inferior a 8 MPa. Para apoyos concentrados es habitual que no se cumplan estas exigencias.

Este es el caso de los forjados con sección en "TT", como el que se muestra en la Figura 13, que es habitual encontrar en cubiertas industriales o aparcamientos. Se fabrican con cantos entre 25 cm y 100 cm e interejes elevados, en torno a 150 cm. Estas piezas pueden alcanzar fácilmente los 30 m de luz y soportar cargas elevadas, en torno a 25 kN/m².

El apoyo se suele materializar sobre las alas de vigas con sección de T invertida y las dimensiones de los apoyos no suelen ser superiores a 15 ó 20 cm. Como las cargas y las luces son elevadas, lo son también las reacciones concentradas en los nervios de las piezas sobre las alas de las vigas, por lo que es habitual que las tensiones en estas zonas resulten muy elevadas, superando notablemente el límite f_{Rd} .

Además, como consecuencia de las reducidas dimensiones de los apoyos en las piezas en "TT" es habitual que no se cumplan las condiciones de anclaje, o que se produzca el descantillado de las aristas, tal y como se expone a continuación, situaciones estas por las que se desaconseja el empleo de este tipo de soluciones.

- Descantillado de aristas

Como anteriormente hemos expuesto, en este tipo de construcciones, el apoyo de los elementos horizontales (vigas, forjados, etc) en los verticales (pilas, pilares etc) se suele realizar en ménsulas cortas o apoyos a media madera, en ocasiones a través de un elemento elastomérico.

La instrucción EHE-08 en el Artículo 64.2 recomienda expresamente evitar, siempre que sea posible, este tipo de configuración, ya que suelen dar problemas en su ejecución o en el funcionamiento en servicio, al tratarse, tal y como expone, de puntos conflictivos donde se concentran problemas de fisuración y degradación del hormigón. La realidad nos ha demostrado que los problemas en estos puntos singulares suelen ser todavía mayores y afectar incluso a la estabilidad del conjunto estructural, ya que una incorrecta colocación de la armadura, o del elemento de apoyo, puede conducir a que se produzcan numerosos fallos.

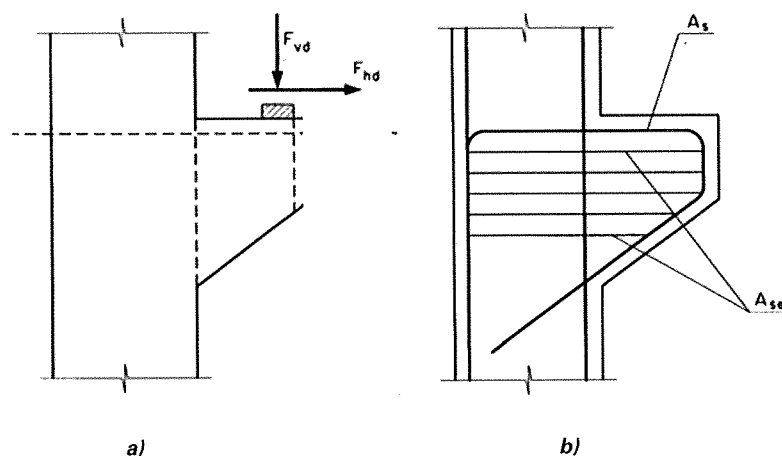


Figura 14. Esquema de solicitaciones y armado en ménsulas cortas
Figure 14. Stress and reinforcement in short brackets

Normalmente las dimensiones de las ménsulas y el valor de las fuerzas F_{vd} y F_{hd} que se generan en el apoyo obligan al empleo de diámetros relativamente importantes para garantizar la armadura necesaria A_s del tirante principal. Los radios de doblado mínimos exigidos para esta armadura, y las reducidas dimensiones de la ménsula, hacen que las ramas verticales e inclinadas del paramento frontal de la ménsula muchas veces queden descolocadas. Con recubrimientos reducidos, esto puede desencadenar a medio o largo plazo problemas de durabilidad. Con recubrimientos excesivos, en cambio puede dar lugar a una zona no armada en el frente de la ménsula.

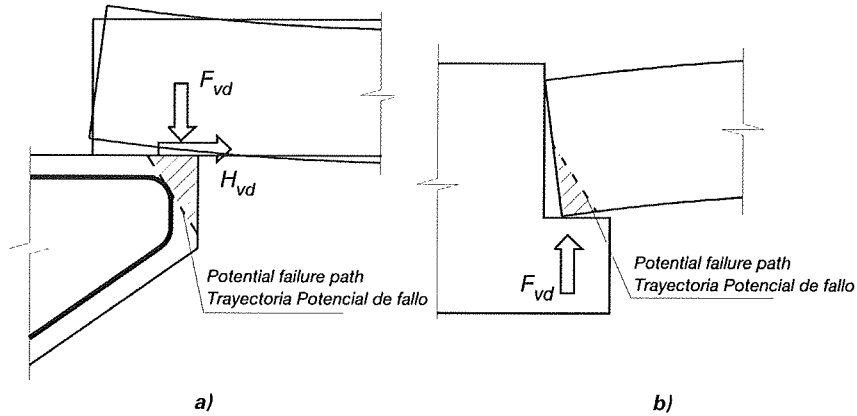


Figure 15. Spalling failure mechanism in supports for precast members
Figura 15. Mecanismo de fallo por descantillado en apoyos de elementos prefabricados

In the latter of those two cases, i.e., when part of the front of the bracket lacks reinforcement, if force F_{vd} is exerted near the edge, the non-reinforced concrete underneath may spall. Force F_{vd} may shift toward the edge if the beam does. This effect is intensified by the shift in the load due to the bending stress on the beam, as illustrated in Figure 15a). In addition, the horizontal force, F_{hd} , nearly always present due, for instance, to the effect of temperature- or rheology-related dimensional variations in the beam, accentuates the problem. Examples of the failure induced are given in Figure 16; the lack of reinforcement in some areas resulting from the aforementioned combination of bending radius and excess cover caused the supports to collapse.

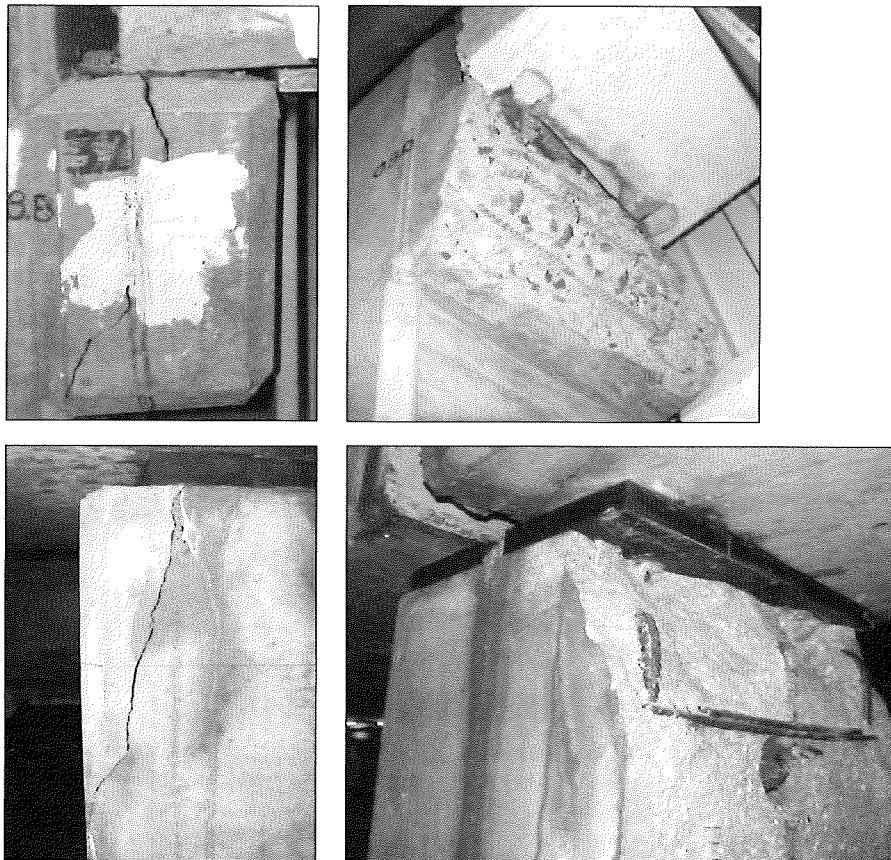


Figure 16. Examples of failure in supports due to faulty reinforcement
Figura 16. Ejemplo de fallos en apoyos con configuraciones de armado deficientes.

Cuando se produce el segundo de los casos, es decir, que queda una zona del frente de la ménsula sin armar, si la reacción F_{vd} queda muy al borde, reaccionará contra un hormigón no armado, pudiendo producirse el descantillado en esa zona. Este desplazamiento hacia el borde de la reacción F_{vd} puede producirse si el elemento de apoyo queda desplazado hacia dicho borde, a lo que se suma el desplazamiento que sufre la reacción como consecuencia de la deformación por flexión de la viga según se muestra en la Figura 15 a). A esto debe sumarse que casi siempre existe una reacción horizontal F_{hd} , debida por ejemplo al efecto de las variaciones dimensionales de origen térmico y reológico en la viga. Esta reacción horizontal, si se produce como es habitual, agrava el fenómeno. En la Figura 16 se muestran ejemplos de fallo por esta causa, donde los excesivos recubrimientos laterales dispuestos y los propios radios de doblado conducen a zonas sin armado, dando lugar al fallo de los apoyos.

Una situación similar se produce en el apoyo a media madera de placas pretensadas, aunque el mecanismo se produce de forma opuesta (Véase la Figura 15 b)). El apoyo de estos elementos se suele producir "a hueso" y como consecuencia del pretensado, la reacción de las placas es lineal, concentrándose en la arista de la placa (Figura 17 a)). En función de la carga aplicada esta reacción se desplaza hacia el borde exterior del apoyo a media madera (Figura 17 b)), pero manteniendo en todo momento el carácter lineal y concentrado de la reacción y el riesgo por tanto de descantillado.

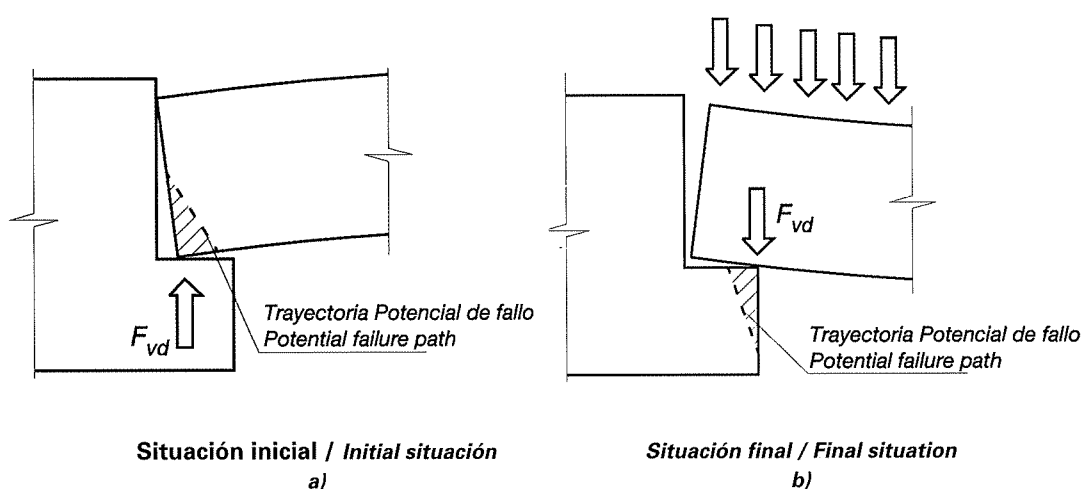


Figura 17. Descantillado en el apoyo de placas pretensadas
Figure 17. Spalling on supports under prestressed slabs

Estos problemas se presentan en ocasiones durante la fase de ejecución. La Figura 18 muestra el caso frecuente del montaje de una viga artesana sobre el capitel de una pila. La nivelación se consigue mediante cuñas de madera que no se retiran hasta, en el mejor de los casos, las últimas fases de ejecución (en numerosas ocasiones hemos observado que no llegan a retirarse nunca).

Ello hace que la reacción sobre el pilar debida al peso propio del conjunto no se transmita centrada a través del neopreno, sino en los bordes del capitel a partir de las cuñas de nivelación, que resultan más rígidas que el neopreno.

Como el capitel suele presentar armaduras de diámetros importantes los radios de doblado también lo son, por lo que existen zonas de hormigón sin armadura. Estas zonas coinciden con los puntos de apoyo de las cuñas de nivelación, donde se sitúan las reacciones y se produce el descantillado de las aristas (véase la Figura 19).

Similar consequences are observed in rabbets in prestressed slabs, although the failure mechanism involved is just the opposite (see Figure 15b)). The supports in such points are normally devoid of any bearing pad, and as a result of the prestressing, the stress generated by the slab is linear and concentrates on its arris (Figure 17a)). Depending on the load applied, the stress shifts towards the outer edge of the rabbet (Figure 17b)), where, due to load linearity and concentration, spalling risk is high.

On occasion, these problems arise during construction. Figure 18 illustrates a common occurrence during box girder positioning on a pier. The beam is levelled with wooden wedges which, at best, are withdrawn only in the latter stages of construction (sometimes they are never removed).

The result is that the load on the column generated by self-weight is not transmitted evenly across the neoprene pad but across the much stiffer levelling wedges around the rim of the capital.

Since reinforcing bar diameter in the capital is normally large, the bending radii are likewise large, leaving some parts of the concrete unreinforced. These areas concur with the points where the wedges rest and hence where the loads are located and the arris spall (see Figure 19).

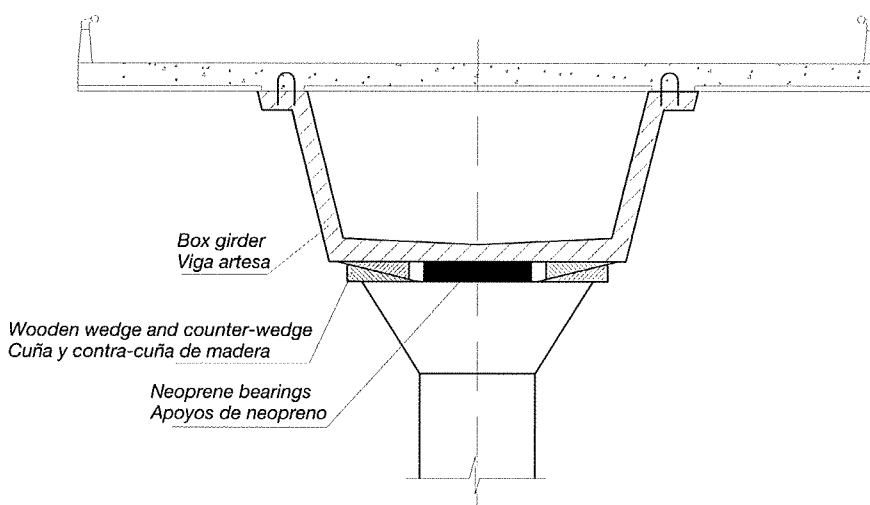


Figure 18. Box girder assembly
Figura 18. Esquema de montaje de una viga artesa

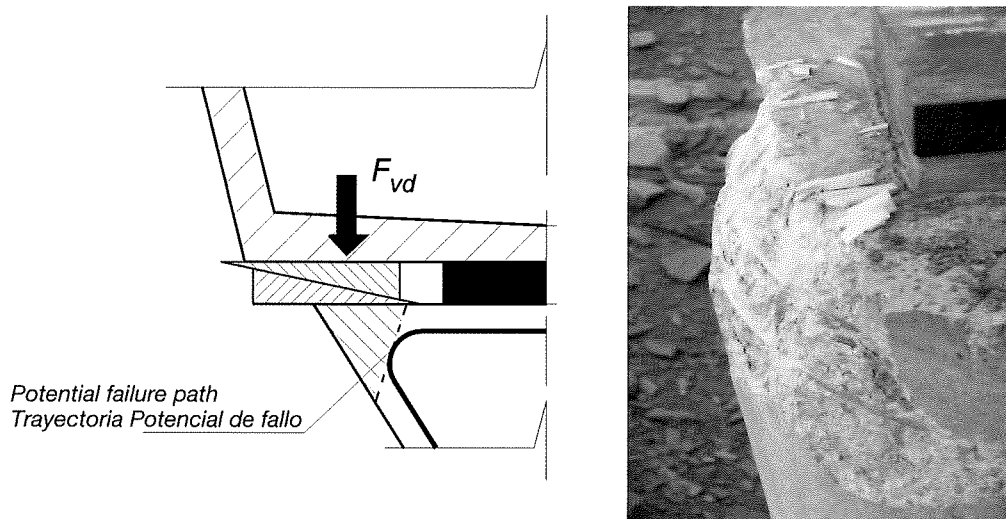


Figure 19. Spalling during positioning of a box girder
Figura 19. Descantillado durante el montaje de una viga artesa.

- Anclaje de armaduras

Los pilares utilizados para la construcción de edificios prefabricados suelen presentar secciones cuadradas, rectangulares o en forma de H que, como ya se ha expuesto, en la cabeza presentan en muchos casos el apoyo directo de las vigas. Esta configuración da lugar a cargas localizadas importantes en cabeza que requieren una cuantía de armado elevada. Para considerar esta armadura, es necesario que esté totalmente anclada, pero las configuraciones de armado habituales dan lugar a que su aportación a la resistencia del pilar no sea la teóricamente esperable, al menos en la zona del apoyo.

En efecto, es muy habitual en los proyectos la ausencia de detalles de la terminación de la armadura en cabeza, situación que suele dar lugar a que incluso la armadura longitudinal finalice en punta y su eficacia, por lo tanto, en la zona del apoyo quede cuestionada¹. En la Figura 20 se muestra el ejemplo de una cala realizada en la cabeza de un pilar prefabricado, donde se observa esta situación. Asimismo, no se había dispuesto armadura transversal para resistir los esfuerzos transversales que se generan en la cabeza del pilar por el efecto de la carga localizada.

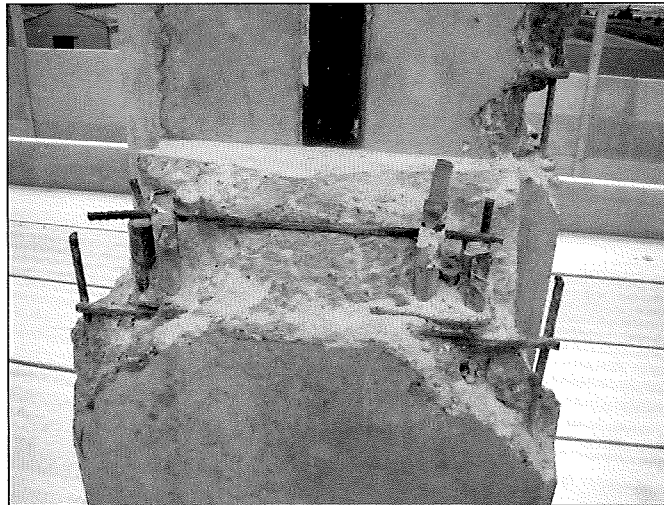


Figura 20. Configuración de armado en la cabeza de un pilar prefabricado
Figure 20. Reinforcement at the head of a precast column

4. CERRAMIENTOS

La mayoría de los edificios industriales construidos con estructura prefabricada también disponen de cerramientos prefabricados. Su uso, al igual que los elementos estructurales, está muy extendido y por ello deben tenerse en cuenta algunos aspectos que los convierten en elementos críticos si no se estudian detalladamente.

El montaje de los cerramientos permite diversas alternativas, si bien suelen emplearse paneles horizontales dispuestos unos sobre otros, simplemente apoyados a hueso. Este tipo de apoyos está teóricamente diseñado para soportar las cargas lineales del peso propio del cerramiento, pero las tolerancias en la fabricación y montaje de los paneles suele dar lugar a que el apoyo entre elementos no sea uniforme, existiendo puntos con irregularidades geométricas donde se producen tensiones localizadas.

Un ejemplo de esta situación se muestra en la Figura 21, donde se observa el descantillado de un panel como consecuencia de las sobresolicitaciones producidas en los puntos de uno de los huecos de fachada.

¹ Véase J. CALAVERA: "Proyecto y cálculo de estructura de hormigón" 2ª Edición, Tomo 2, Capítulo 44.15

– Reinforcement anchorage

The columns used in precast buildings usually have square, rectangular or H-shaped cross-sections and, as noted, beams often rest directly on the column heads. This arrangement generates heavy local loads at the head that call for high steel ratios. Although such reinforcement must be wholly anchored, the standard bar arrangements in place do not strengthen the column as theoretically expected, at least around the bearing area.

Designs, in fact, often lack details on the ends of the reinforcing bars in the head. As a result, even the longitudinal rebar has straight ends, calling its effectiveness in the support area into question¹. Figure 20 shows a core sample taken from the head of a precast column where this situation was observed. In this case, no transverse reinforcement was used to resist the transverse loads generated at the head of the column by the localised load effect.

4. ENCLOSURES

Most of the industrial buildings with precast structures also have prefabricated enclosures. Like precast structural members they are widely used and inasmuch as they may constitute critical elements if not duly analysed, certain of their features merit the designer's attention

Enclosures may be erected in a number of ways, the most common being the use of horizontal cladding panels, with each row resting on the row underneath. This solution is theoretically designed to support the linear loads generated by enclosure self-weight. Due to manufacturing and assembly tolerances, however, the panels are generally not evenly supported, giving rise to geometric irregularities and localised stress.

One example of this is depicted in Figure 21, where a panel spalled due to the excess loads on the bearing at one of the façade openings.



Figure 21. Façade panel spalling due to localised stress
Figura 21. Descantillado en paneles de fachada por tensiones localizadas

In most cases, (self-supporting) cladding needs only to bear its own self-weight and horizontal action (wind, earthquake), which is transferred to the main structure. This latter calls for a detailed definition of the connection elements between the cladding and the structure. Such detailing is often patchy or even non-existent, due to a tendency to attach scant importance to connections regarded as "secondary" elements. The improvised worksite solutions that often ensue, devised by unqualified staff, prove as a rule to be faulty and wholly ineffective, as shown in Figure 22.

The sequence for erecting cladding panels is another factor not generally specified in designs, even though inappropriate on-site solutions may have severe consequences. Figure 23a) shows the design scheme for dimensioning supports on a precast structure, in which the columns are inter-connected by roof beams. The supports receive both the axial

¹ See J. CALAVERA: "Proyecto y cálculo de estructura de hormigón" 2nd edition, Chapter 44.15

Los paneles de cerramiento, en la mayoría de los casos, únicamente tienen que soportar su propio peso (paneles autoportantes) y las acciones horizontales (viento, sismo), las cuales deben ser transmitidas a la estructura principal. Por ello, es necesaria una definición detallada de los elementos de conexión entre los cerramientos y los elementos de la estructura. Esta definición en muchos casos no es especialmente rigurosa o incluso se omite, al tratarse de elementos teóricamente "secundarios" que no se tratan con la importancia que se requiere. Esta situación produce, en multitud de ocasiones, soluciones improvisadas durante la ejecución que se resuelven en obra por personal no cualificado, y que suelen finalmente resultar deficientes y completamente ineficaces, como se muestra en la Figura 22.

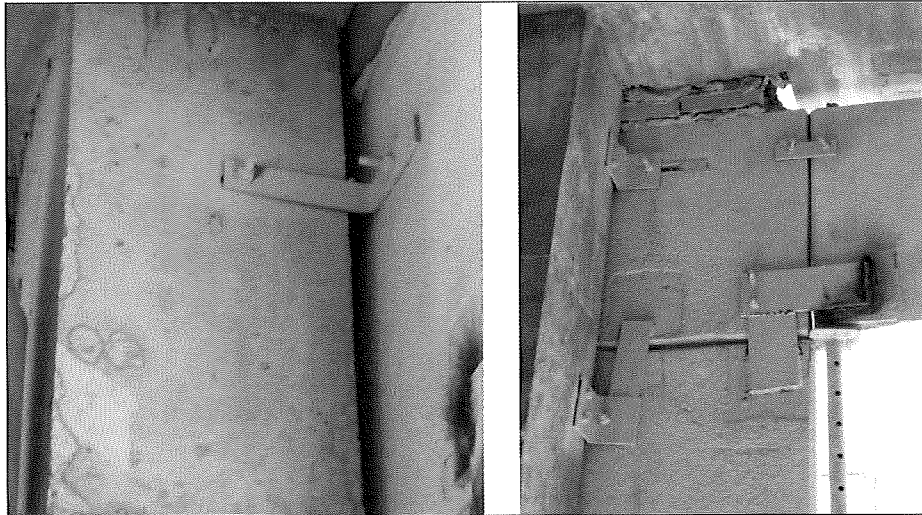


Figura 22. Soluciones "improvisadas" en la conexión del cerramiento a la estructura principal
Figure 22. Improvised connections between enclosure cladding and the main structure

La secuencia en la ejecución de los paneles del cerramiento es otro de los factores que no suele especificarse en los proyectos y que mal planteada a nivel de ejecución, puede dar lugar a consecuencias graves. En la Figura 23, caso a) se muestra la situación nominal para el dimensionamiento de los soportes de una estructura prefabricada, donde las vigas de cubierta conectan los pilares, que están sometidos a los esfuerzos axiales transmitidos por las vigas y a los momentos asociados a las acciones de viento, que se reparten entre los soportes existentes en el pórtico. El caso b), así como la Figura 24, representa la situación donde primero se disponen los paneles del cerramiento sin que se hayan conectado los pilares a través del dintel. Como se observa en este segundo caso los momentos que tiene que absorber el pilar en su base son netamente mayores a la situación final y apenas existen esfuerzos de compresión, por lo que las sollicitaciones durante la etapa de montaje son mayores a las que se producen en condiciones nominales.

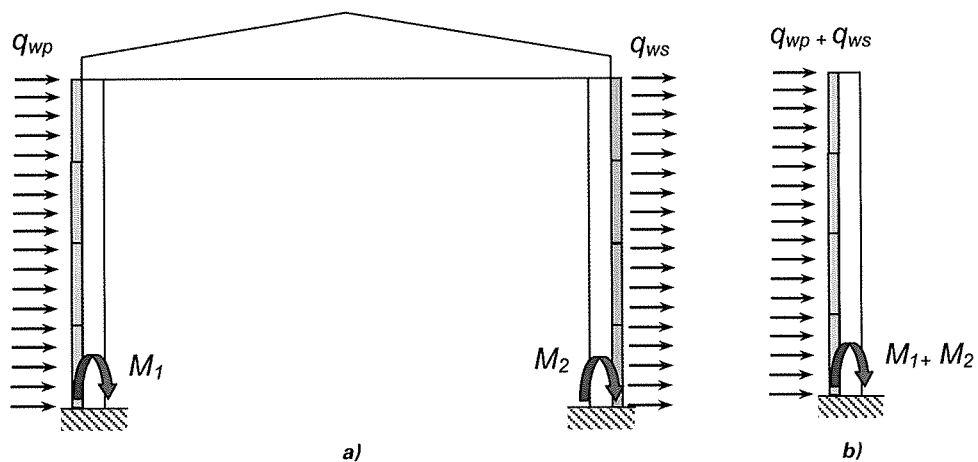


Figura 23. Influencia de las fases constructivas en los esfuerzos sobre la estructura
Figure 23. Effect of construction stages on the stress borne by the structure

stress transmitted by the beams and the moments associated with wind action, which are distributed among the portal frame bearings.

Case b) and Figure 24 depict the situation in which the cladding is erected before the columns are inter-connected by the lintel. Note that in this case the moments to be absorbed by the base of the column are substantially greater than after the structure is finished, and since barely any compression loads are present, the stress during construction is greater than envisaged in the design.

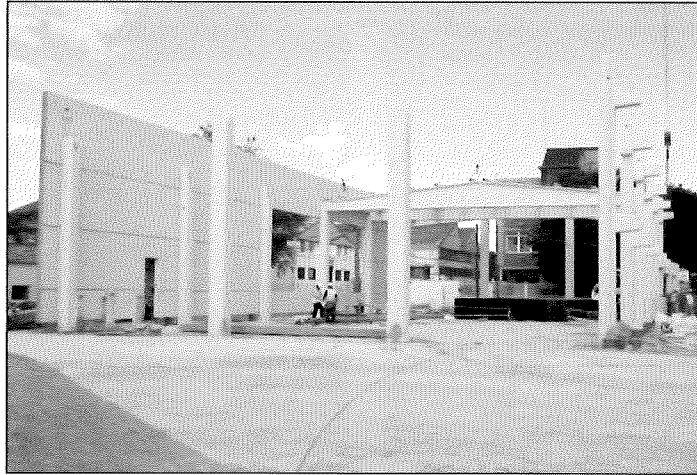


Figure 24. Bay under construction with precast members
Figura 24. Nave en construcción con elementos prefabricados

5. CONCLUSIONS

The present article reviews some of the most common pathologies found in precast concrete construction. Further to the examples described, this type of construction is characterised by its statically determinate structure and the absence of ancillary mechanisms (such as bracing, fasteners or anchorages) that would guarantee its stability when exposed to exceptional events (the elements, earthquake, impact, construction-related action), which are not normally addressed in building design.

Where this situation is aggravated, as is often the case, by insufficient detailing, particularly with respect to connections, and design underestimation of manufacturing and construction tolerances, the dubious bearing capacity of the solutions improvised on site lead to vulnerable and unsafe structures.

The prevention of further damage calls, therefore, for the consideration of ancillary systems or mechanisms able to enhance the sturdiness of these structures and especially their connections, for neither the existing legal provisions nor the quality and control procedures in place (for materials, design and construction) can be regarded as effective, judging from the growing number of incidents recorded.

6. REFERENCES

- (1) Calavera Ruiz, J.; Fernandez Gomez, J. *"Prefabricación de edificios y naves industriales"* Monografías INTEMAC, nº 4, 2001.
- (2) Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos *"Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y Montaje de Elementos Prefabricados"*, 2004.
- (3) Calavera, J. *"Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón en masa, armado y pretensado"*. 2ª Edición, INTEMAC, 2008.
- (4) Calavera, J. *"Patología de Estructuras de Hormigón armado y pretensado"*. 2ª Edición, INTEMAC, 2005.
- (5) Ministerio de Fomento. *"EHE Instrucción de Hormigón Estructural"*, 2008.

5. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se han expuesto algunos ejemplos de patologías comunes en construcciones resueltas con elementos prefabricados de hormigón. De acuerdo a los ejemplos tratados, este tipo de construcciones se caracterizan por el carácter isostático de su estructura, donde destaca la ausencia en muchos casos de mecanismos auxiliares (arriostramientos, fijaciones, anclajes, etc) que garanticen su estabilidad frente a acciones de carácter extraordinario (acciones climáticas, sismo, impactos, acciones durante el montaje), acciones que generalmente no han sido tenidas en cuenta en cálculo.

Si a esta situación se le añade, como en muchas ocasiones se produce, una infravaloración de las tolerancias de ejecución y montaje durante la fase de proyecto y una definición insuficiente de detalles constructivos, principalmente en las uniones, suelen presentarse soluciones improvisadas durante la ejecución y de dudosa capacidad resistente, que convierten a este tipo de construcciones en muy vulnerables e inseguras.

Por consiguiente y con el objeto de evitar nuevos siniestros, debería plantearse la introducción de sistemas auxiliares o mecanismos que sean capaces de aumentar la robustez de estas estructuras, especialmente en sus uniones, ya que tanto las exigencias de la normativa vigente como los procedimientos de calidad y control que se están aplicando (materiales, proyecto y ejecución) no están resultando eficaces según el número creciente de siniestros que se está produciendo.

6. REFERENCIAS

- (1) Calavera Ruiz, J.; Fernandez Gomez, J. *"Prefabricación de edificios y naves industriales"* Monografías INTEMAC, nº 4, 2001.
- (2) Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos *"Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y Montaje de Elementos Prefabricados"*, 2004.
- (3) Calavera, J. *"Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón en masa, armado y pretensado"*. 2ª Edición, INTEMAC, 2008.
- (4) Calavera, J. *"Patología de Estructuras de Hormigón armado y pretensado"*. 2ª Edición, INTEMAC, 2005.
- (5) Ministerio de Fomento. *"EHE Instrucción de Hormigón Estructural"*, 2008.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

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

Ingenieros Aeronáuticos

* París Loreiro, Angel

Ingenieros de Caminos

Baena Alonso, Eva
Barrios Corpa, Roberto
* Calavera Ruíz, José
Calderón Bello, Enrique
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
Díaz Heredia, Elena
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
Fernández Montes, David Constantino
Gómez Mariño, Cristina
González González, Juan José
Jiménez Ortiz, Gonzalo
León Bello, Raúl
* Ley Urzaiz, Jorge
Menéndez Martínez, Laura
* Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
* Rodríguez Romero, Jesús M^a
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Torre Cobo, María Carmen

Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

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

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciada en Ciencias Políticas

y de la Administración

Estébanez Morer, Ana María

Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Silvia María
López Sánchez, Pedro

Licenciados en Geología

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

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Master of Science in Civil Engineering

Hoogendoorn, Peter Paul

Arquitectos Técnicos

Jiménez Salado, Borja
Montejano Jiménez, María del Carmen
Vicente Minguela, Francisco

Ingeniero Técnico Aeronáutico

Domenech Mestre, Alberto

Ingeniero Técnico Forestal

Collazo Rial, Manuel Ramón

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón
Macías Gómez, Juan José

Ingenieros Técnicos Industriales

Jiménez Rodríguez, José Antonio
Madueño Moraño, Antonio
Villar Riñones, Jesús
Rodríguez Luque, Ana M^a

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Martínez Vicente, Cristina
Mata Soriano, Juan Carlos
Montiel Sánchez, Ernesto
Muriel León, Carlos
Ortiz del Campo, Natalia
Pardo de Agueda, Juan Luis
Rivera Jiménez, Marta
Romero García, Daniel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Tomé, Elena
Sanz Ruiz, Idoya

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Amador Orenga, German
Carreras Ruiz, Francisco
De Francisco Rodríguez, Francisco
López Jiménez, Luis
Martínez Ochando, Eduardo
Sánchez Martín, María de la O
Torés Campos, Ana M^a

Técnicos en Administración de Empresas

Cebrián Sobrino, M^a José

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

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

CUADERNOS INTEMAC

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

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

Precio de la suscripción Año 2010: 35 €



ÚLTIMOS TÍTULOS PUBLICADOS

Cuaderno N° 88

"El terremoto de Lorca. La necesidad de revisar algunos principios".

Autores: **Laura Menéndez Martínez, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma, Raúl Rodríguez Escribano, Ramón Álvarez Cabal.**

Cuaderno N° 89

"Patología en construcciones resueltas con elementos prefabricados de hormigón estructural".

Autor: **Miguel Ángel Liébana Ramos.**

CUADERNOS DE PRÓXIMA APARICIÓN

Cuaderno N° 90

"Refuerzo de vigas de hormigón armado con perfiles metálicos".

Autor: **Raúl Rodríguez Escribano.**

Cuaderno N° 91

"Patologías frecuentes en uniones soldadas".

Autor: **Antonio Madueño Moraño.**

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC

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

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 5

"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".

Autores: **R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M^a. Rodríguez Romero.**

Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6

"Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo".

Autores: **P. López Sánchez, J. M^a. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez, A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.**

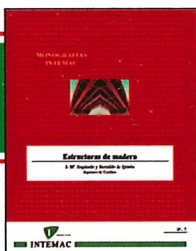
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 7

"Estructuras de madera".

Autores: **J. M^a. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.**

Precio de la Monografía 38 €



NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

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

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

NIT-5 (06)

Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón

Autores: **J. Calavera Ruiz, A. Delibes, J. M^a. Izquierdo y Bernaldo de Quirós, G. González Isabel.**

Edición en español, en color. 12 páginas

Precio 14 €



NIT-6 (07)

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

J. Calavera Ruiz.

Edición en español, en color. 10 páginas

Precio 12 €

VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

N° 2001 (1-1)

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

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

30 minutos - 25 €

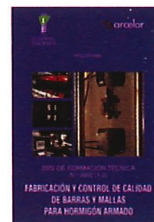


Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

N° 2002 (1-2)

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

30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

N° 2002 (1-4)

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

35 minutos - 25 €

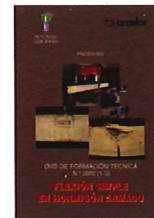


Flexión simple en hormigón armado.

N° 2002 (1-3)

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

35 minutos - 25 €

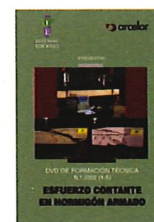


Esfuerzo cortante en hormigón armado.

N° 2002 (1-5)

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

25 minutos - 25 €



BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

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

EL BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO incluye:

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

Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera.

Secciones de Bibliografía y Cursos.

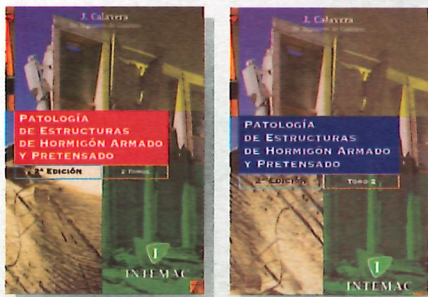
Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

Tarifa de suscripción anual (6 números) 200 €



Consulte otras publicaciones

www.intemac.es



Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €



Fichas de ejecución de obras de hormigón 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 68 €

Nueva publicación

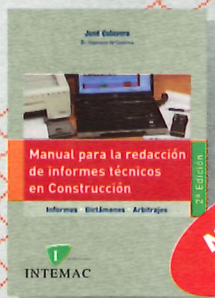


Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 180 €

Nueva edición



Manual para la redacción de informes técnicos en construcción 2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 90 €

Nueva edición



Manual de Ferralla 3ª edición

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

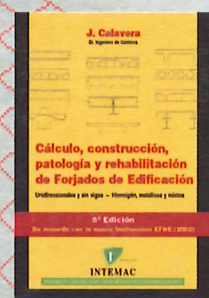
Precio: 45 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

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

Precio: 50 €



Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación 5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 113 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

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

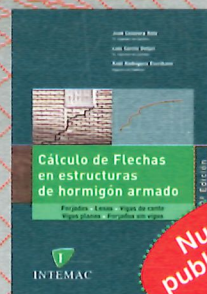
Precio: 64 €



Muros de contención y muros de sótano 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado 2ª edición

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

Precio: 110 €

Nueva publicación



Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 123 € CD-ROM: 198 €

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

Software asociado en ficheros de AutoCAD



Ejecución y control de estructuras de hormigón

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

Precio: 133 €



Cálculo de estructuras de cimentación 4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Hormigón de alta resistencia

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

Precio: 47 €



Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €