

CONEXIÓN DE FORJADOS DE HORMIGÓN A SOPORTES METÁLICOS

| | | |
|---|--|--|
| Concepción VELANDO CABAÑAS Ingeniero de Caminos APTA y Dp. Mec., ETSICCP, UPM Profesor Asociado concepcion.velando@apta.org.es | José Ignacio HERNANDO GARCÍA Dr. Arquitecto Dp. Estr. Edif., ETSAM, UPM Profesor Titular joseignacio.hernando@upm.es | Jesús ORTIZ HERRERA Dr. Ingeniero de Caminos HCA y Dp. Estr. Edif., ETSAM, UPM Catedrático jortiz@caminos.recol.es |
| Jaime CERVERA BRAVO Dr. Arquitecto Dp. Estr. Edif., ETSAM, UPM Catedrático jaime.cervera@upm.es | Antonio AZNAR LOPEZ Arquitecto Dp. Estr. Edif., ETSAM, UPM Investigador antonio.aznar@upm.es | Emilio GARCÍA ALONSO Arquitecto APTA emilio.garcia@apta.org.es |

Resumen

La conexión mediante pernos conectadores en las estructuras mixtas de hormigón y acero ha experimentado un avance notable en los últimos años, tanto desde el punto de vista de la investigación, como de la tecnología de los nuevos productos y su puesta en obra como de su aplicación de manera segura y económica en un número cada vez mayor de elementos estructurales.

Este artículo resume un proyecto de investigación que pretende comprobar experimentalmente el funcionamiento de la conexión de un forjado de hormigón a un soporte metálico realizado mediante pernos conectadores. Esta tipología es habitual y está muy contrastada en la construcción de vigas mixtas, pero no así en los nudos.

Palabras Clave: soporte de acero, forjado de hormigón, pernos conectadores, estructuras de edificación, nudo.

1. Introducción

Hasta hace no mucho tiempo, las estructuras metálicas y las estructuras de hormigón pertenecían a mundos distintos. Afortunadamente esta situación está cambiando rápidamente porque indudablemente cada material y tecnología tiene sus ventajas e inconvenientes y en muchos casos la solución óptima es una combinación de ambos.

Ante esta realidad es fundamental que las normas de proyecto para los dos materiales sean consistentes, especialmente en aquellos casos o elementos donde ambos trabajen conjuntamente. La normativa para cada uno de los materiales se ha desarrollado de manera independiente, lo que se traduce en la actualidad en diferencias en las bases de cálculo y en los criterios de diseño y tratamiento de varios aspectos.

Para aprovechar toda la potencia de las estructuras mixtas es imprescindible entender los principios fundamentales del funcionamiento de los dos materiales para entender el comportamiento global de la estructura y combinarlo con el conocimiento del comportamiento local del sistema de conexión.

2. Proyecto de investigación

2.1 Objetivos

El principal objetivo de este proyecto es conocer el funcionamiento de una estructura mixta pilar metálico-forjado de hormigón en el ámbito de la edificación. La aportación nueva de este proyecto es el mecanismo de conexión, pernos conectadores, que aún siendo habitual en las vigas mixtas y en los forjados mixtos con chapa colaborante, sólo se ha aplicado esporádicamente para los nudos pilar-forjado y sin respaldo experimental (Fig 1).

En edificación convencional, la conexión pilar metálico-forjado de hormigón se ha venido realizando generalmente disponiendo unas crucetas metálicas que quedan embebidas en el hormigón. Suelen utilizarse perfiles UPN que se sueldan al soporte (Fig 1). Este detalle complica la ejecución y disminuye las ventajas de la construcción industrializada, ya que si se monta en taller (que es lo deseable) se dificulta enormemente el transporte a obra.

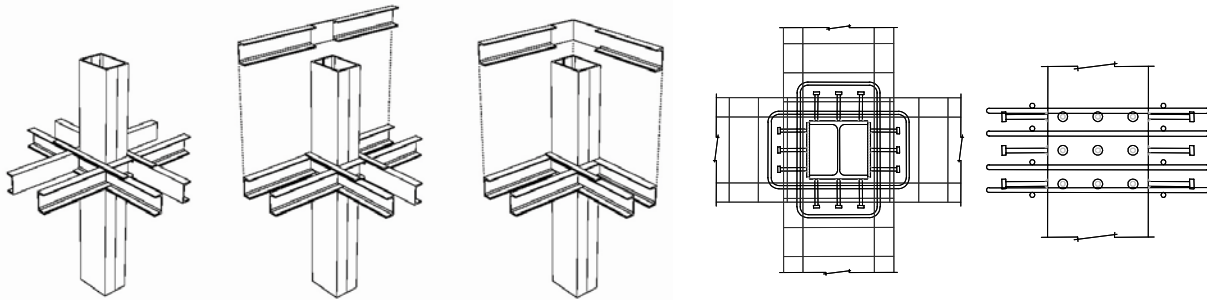


Fig. 1 Detalles de conexión de forjados de hormigón a pilares metálicos con crucetas y con pernos conectadores

2.2 Campaña experimental

En los ensayos se busca estudiar el comportamiento de un nudo tipo de una estructura de edificación, para lo cual se reproduce un modelo clásico de subestructura de un pórtico regular. No existen ensayos normalizados para este tipo de uniones por lo que se ha elaborado un protocolo para los ensayos que se ajuste lo mas posible a la realidad dentro de las posibilidades y medios del laboratorio. Los ensayos se están realizando en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Santander con la colaboración del Profesor D. Germán Gutierrez.

Se están realizando 12 ensayos agrupados en categorías en función de la posición de aplicación de las cargas y variando el número de conectadores y/o distribución de los mismos en el interior del nudo (Fig 2). Se analizarán los mecanismos de rotura, los diagramas carga movimiento, el giro de la viga y del pilar en las secciones adyacentes al nudo, las tensiones en los conectadores y en los cercos horizontales (armaduras del nudo), la evolución de la fisuración, etc.

Los resultados del proyecto se plasmarán en una publicación de CatedrAcero que recogerá los resultados experimentales e incluirá unas recomendaciones para el proyecto y ejecución de estas uniones.

| | | | | | | | | | | | | | |
|---------|---|----|----|---------|---------|----|----|---------|----|---------|----|----|----|
| A_2C_2P | A | 2C | 2P | B_2C_2P | B | 2C | 2P | C_2C_2P | C | 2C | 2P | | |
| | A | 2C | 4P | | B_2C_4P | B | 2C | | 4P | C_2C_4P | C | 2C | 4P |
| | A | 4C | 2P | | B_4C_2P | B | 4C | | 2P | C_4C_2P | C | 4C | 2P |
| A_4C_4P | A | 4C | 4P | B_4C_4P | B | 4C | 4P | C_4C_4P | C | 4C | 4P | | |

Fig. 2 Cuadro de definición de ensayos

De los ensayos previstos actualmente se ha realizado el primero (A_2C_2P de la figura 2). En la figura 3 se incluye el detalle del armado y la disposición de conectadores con los que se fabricaron las piezas que se ensayaron. Debido a su simetría, el momento flector del soporte debe anularse, lo cual justifica que, en lugar del relativamente costoso modelo de subestructura, se estudie la sencilla viga representada. La carga se aplica sobre el pilar metálico embebido en la viga y solidarizado con la misma mediante los conectadores. Dicha carga debe interpretarse como el incremento del axil que se produce en el soporte de una estructura de edificación debido al cortante del forjado correspondiente, si bien el sentido se ha invertido: respecto a un nudo estándar la disposición de las armaduras en la figura 3 está invertida.

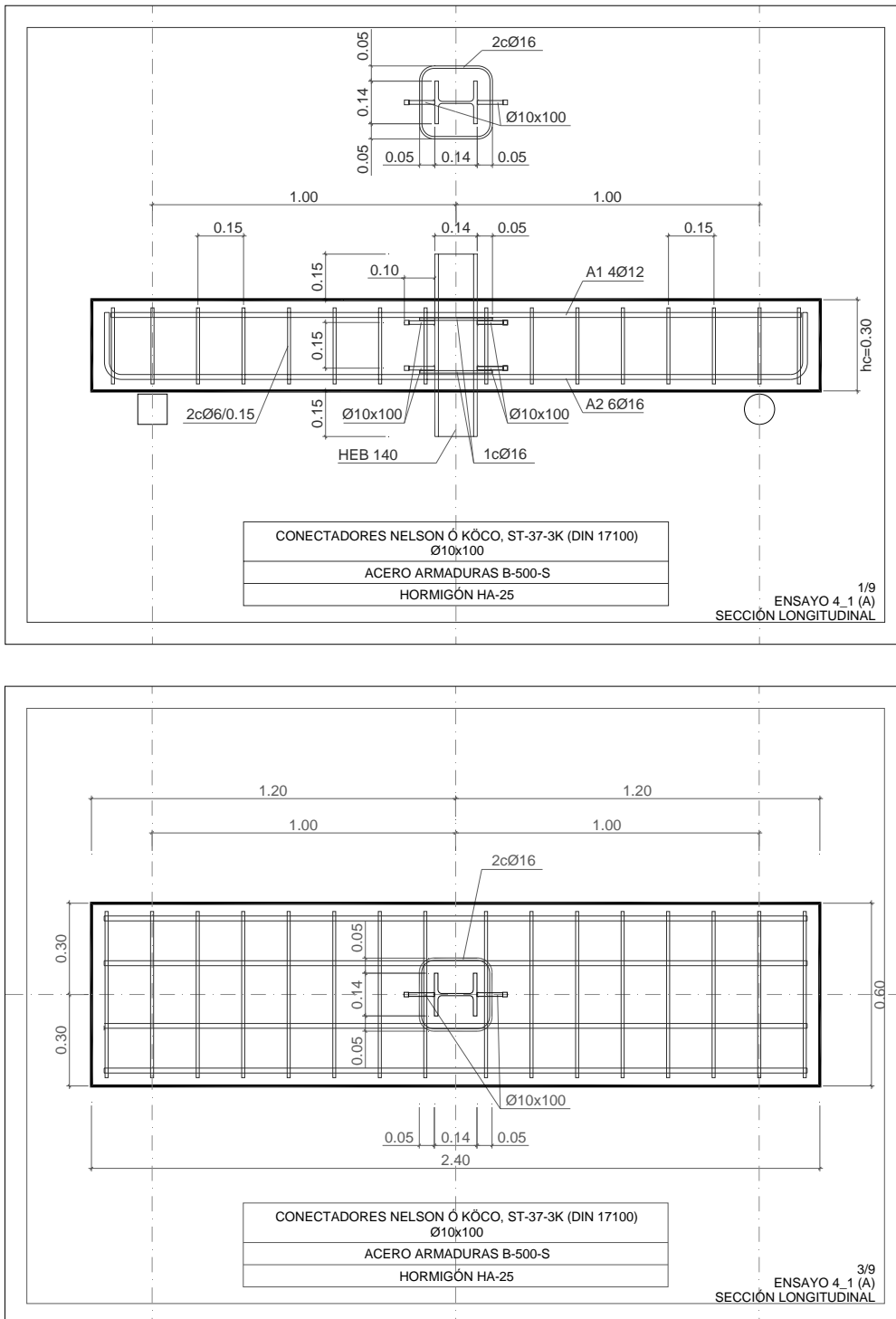


Fig. 3 Planos de armadura de la vigas para el ensayo

2.3 Justificación del diseño

En este primer ensayo se primó la sencillez con objeto de hacer evidentes las variables fundamentales del problema. De éstas, se consideró el rozamiento entre la viga y el pilar una de las primordiales. Con objeto de reconocer su efecto en el comportamiento del nudo, se han realizado dos ensayos de la viga representada en la figura 3. En uno de ellos se colocó en la superficie de contacto entre el hormigón y el acero una lámina de teflón de 2 mm de espesor con objeto de reducir al máximo el rozamiento. Comparando el resultado de los dos ensayos se espera poder cuantificar el efecto del rozamiento, si bien no debería considerarse en cálculos de proyecto su contribución salvo especificación de un tratamiento superficial apropiado del nudo que desvirtuaría la sencillez del proceso constructivo.

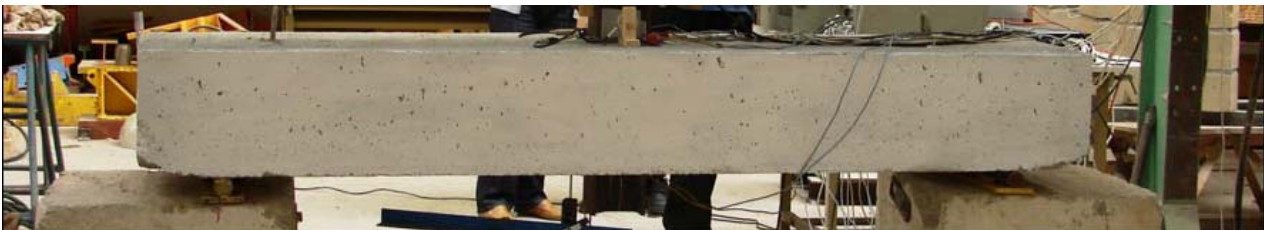


Fig. 4 Pilar forrado de teflón

En aras nuevamente de la sencillez se optó por el diseño con un número menor de pernos, lo que se traduce en una carga de rotura menor que facilita la realización del ensayo, y el menor diámetro de los mismos que se encontró en el mercado (köco st-37-3k (din 17100) ϕ 10x100). Debe hacerse nuevamente una advertencia relativa a los proyectos reales, los diámetros de los pernos según EN 1994-1-1 December 2004 [1] deben estar comprendidos entre los siguientes valores: $16 \text{ mm} \leq \phi \leq 25 \text{ mm}$.

Conocido el diámetro de los conectadores y la calidad del hormigón, se estima según EN 1994 -1-1 la resistencia de los conectadores. A partir de este valor se determinan las armaduras de la viga de manera que los posibles mecanismos de colapso distinto al de agotamiento de los conectadores se alcancen para cargas sustancialmente mayores (del orden de dos veces la resistencia teórica de los conectadores). El objeto obvio de estas condiciones de diseño es evitar roturas prematuras (por flexión, cortante, punzonamiento, etc.) a la del mecanismo que se desea estudiar (aunque finalmente, a pesar de todas estas precauciones, esto es lo que ocurrió en el ensayo realizado sin teflón).

A continuación se calcula y justifica el diámetro de los cercos horizontales (armaduras del nudo). Las armaduras longitudinales y los cercos “estándar” de cortante se dimensionaron para una carga 2,5 veces la resistencia teórica de los conectadores.

2.3.1 Resistencia de los pernos

Según 6.6.3.1 de la EN 1994 -1-1, la resistencia de un perno conectador como los utilizados en el ensayo viene dada por el menor valor de las expresiones:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} \quad P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (1)$$

Expresiones que cuando se particularizan para un perno 1φ10x100 St-37-3k en un hormigón H25 resultan:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2 \text{ (EN 1992-1-1:2004) [2], } f_u = 450 \text{ N/mm}^2, d = 10 \text{ mm, } \gamma_V = 1,25, \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot 450 \cdot 78,5 / 1,25 = 22,6 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot 1 \cdot 100 \cdot \sqrt{(25 \cdot 31000)} / 1,25 = 20,4 \text{ kN}$$

Con dos pernos conectadores en cada sección resulta: $V_{Ed} \leq n \cdot P_{Rd} = 40,8 \text{ kN}$

Y la carga máxima de cálculo de la viga sería: $2 \cdot V_{Ed} \leq 81,6 \text{ kN}$

Valores que de acuerdo con EN 1994 -1-1 deben utilizarse en el proyecto de una unión como la propuesta. Con objeto de estimar la carga real de rotura de la viga que se ensaya, deben ajustarse los valores teóricos de resistencia a los medidos en el ensayo. El día que se realizó el primer ensayo de la viga (con recubrimiento de teflón) se realizaron dos ensayos de rotura de probetas cuyos resultados fueron 25,90 MPa y 26,90 MPa respectivamente, para la resistencia del hormigón. Y en el segundo ensayo (sin teflón) los valores de la resistencia de las probetas de hormigón fueron 27,6 MPa y 27,7 MPa. En la figura 5 se representan los resultados del ensayo a tracción de los pernos conectadores del que se obtiene $f_u = 45000 \text{ N} / 78,5 \text{ mm}^2 = 573 \text{ N/mm}^2$, y por tanto $P_{Rd} = 0,8 \cdot 573 \cdot 78,5 / 1,25 = 28,8 \text{ kN}$

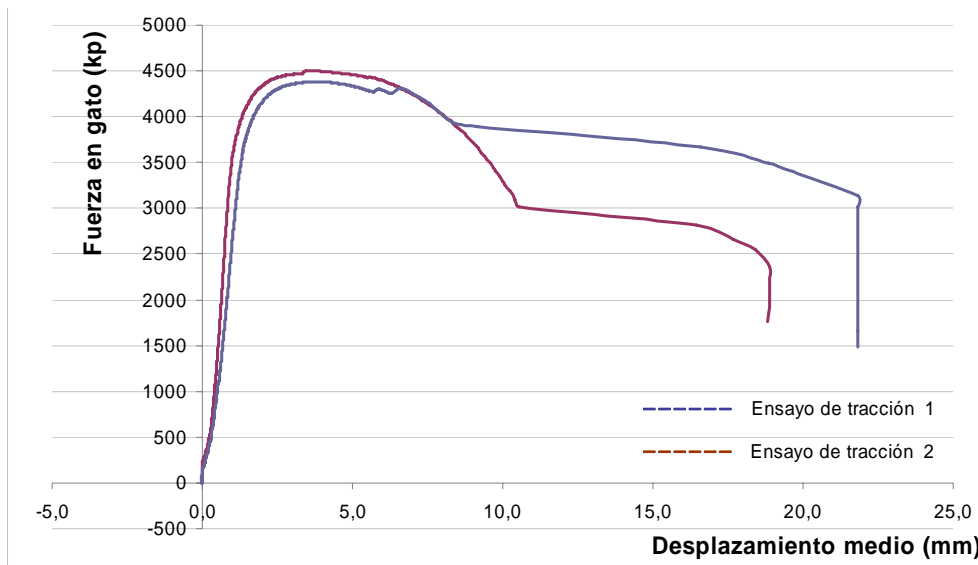


Fig. 5 Gráfica del ensayo de tracción de los dos conectadores ensayados

En cualquier caso es condicionante el valor de P_{Rd} que se obtiene de la segunda expresión y no se comete un error significativo por usar el valor teórico de la resistencia del hormigón.

$$f_{ck} = 26,4 \text{ N/mm}^2, E_{cm} = 31560 \text{ N/mm}^2 \quad P_{Rd} = 0,29 \cdot 1 \cdot 100 \cdot \sqrt{26,4 \cdot 31560} / 1,25 = 21,2 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 27,6 \text{ N/mm}^2, E_{cm} = 32040 \text{ N/mm}^2 \quad P_{Rd} = 0,29 \cdot 1 \cdot 100 \cdot \sqrt{27,6 \cdot 32040} / 1,25 = 21,8 \text{ kN}$$

si se prescinde finalmente del coeficiente de seguridad $\gamma_V=1,25$ (para comprobar los resultados del ensayo se verificará $V_{Ed} \leq V_R$ y además $V_{Ed} = V_E$) para cada uno de los ensayos se obtiene $P_R=26,5 \text{ kN}$ y $P_R=27,2 \text{ kN}$, con lo que finalmente resultan los siguientes valores:

$$V_{Ed} \leq n \cdot P_R = 53 \text{ kN} \quad 2 \cdot V_{Ed} \leq 106 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq n \cdot P_R = 54,4 \text{ kN} \quad 2 \cdot V_{Ed} \leq 108,8 \text{ kN}$$

Si la resultante F_c del bloque comprimido se distribuye uniformemente en el ancho de la viga, una compresión del orden de $(b_s/b_c)F_c = \kappa \cdot F_c$ se transmitirá por contacto directo hormigón-acero estructural, lo que incrementará la resistencia a esfuerzo cortante por rozamiento (figura 6):

$$V_{Ed} \leq n \cdot P_R + 2 \mu \cdot \kappa \cdot F_c \quad (2)$$

donde el factor 2 que aparece en el segundo término se debe a los dos planos de rozamiento que existen en cada una de las almas del perfil. Se reitera que salvo especificación de un tratamiento superficial apropiado del nudo, que desvirtuaría la sencillez del proceso, no debería considerarse en cálculos de proyecto la contribución del rozamiento. En el ensayo se puede estimar $F_c \approx M/z = (2 \cdot V_{Ed} \cdot 2/4) / 0,220 \approx 4,54 \cdot V_{Ed}$, y $\kappa \approx 0,140 / 0,6 = 0,233$, de donde

$$V_{Ed} \leq n \cdot P_R + \mu \cdot 2,12 \cdot V_{Ed}, \quad V_{Ed} \leq n \cdot P_R / (1 - \mu \cdot 2,12)$$

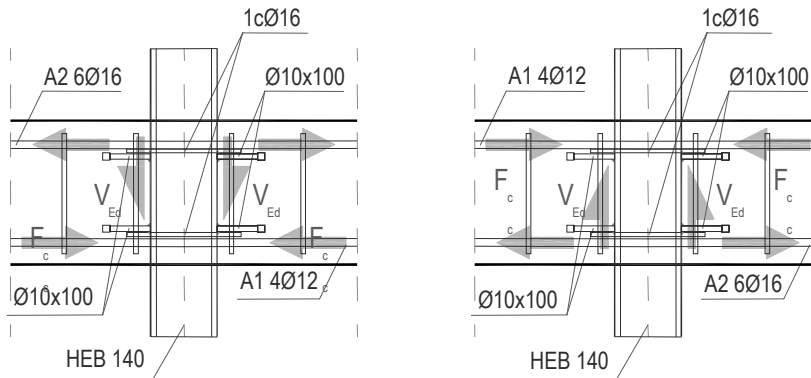


Fig.6 Esquema de fuerzas en el nudo

En la siguiente gráfica (figura 7) se representa el efecto del rozamiento en el máximo valor de V_{Ed} que cabe esperar, donde se aprecia que un coeficiente de rozamiento de 0,10 supone un incremento del valor posible de V_{Ed} de un 27% y si el coeficiente de rozamiento alcanza el valor 0,25 entonces V_{Ed} puede llegar a duplicarse (se multiplica por el factor 2,13). En la segunda gráfica se representa el efecto del factor κ en el valor máximo de V_{Ed} tomando como referencia el valor $\kappa=0,233$ postulado para el caso particular de $\mu=0,10$. Si κ se duplica, el máximo valor posible V_{Ed} puede llegar a multiplicarse por el factor 1,37.

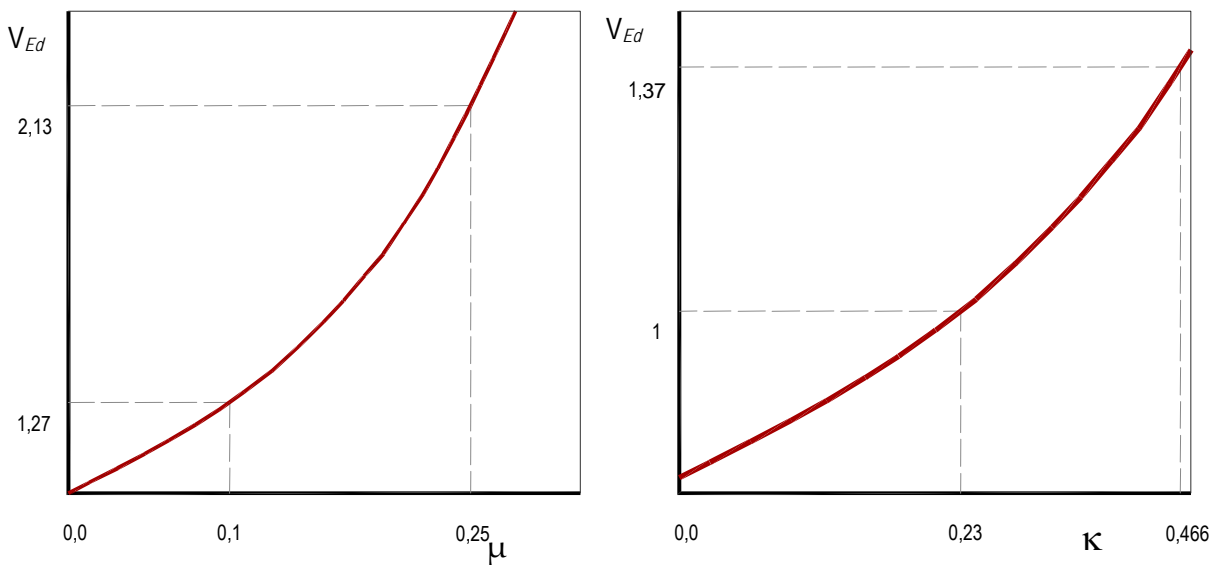


Fig.7 Variación de V_{Ed} en función de los parámetros μ y κ

Suponiendo para el teflón un coeficiente de rozamiento próximo a 0,10 y $\kappa=0,233$ el valor de V_{Ed} máximo será:

$$V_{Ed} \leq 1,26 \cdot n \cdot P_R = 66,8 \text{ kN} \quad 2 \cdot V_{Ed} \leq 133,6 \text{ kN}$$

El valor máximo de V_{Ed} que se puede esperar para $\mu=0,10$ (con $\kappa=1$) es 10,8 veces el obtenido sin contemplar el rozamiento

$$V_{Ed} \leq 10 \cdot n \cdot P_R = 530 \text{ kN} \quad 2 \cdot V_{Ed} \leq 1060 \text{ kN}$$

Aunque los resultados del ensayo superaron ampliamente los primeros valores, quedaron alejados de los segundos.

Antes de conocer los resultados del ensayo tomando el valor teórico $2 \cdot V_{Ed} = 81,6$ kN, se dimensionaron las armaduras longitudinales y los cercos con un coeficiente de seguridad de 2,5 como ya se ha indicado. Este factor se estimó suficiente para evitar la rotura de la pieza por flexión o cortante. Cabría haber aumentado este coeficiente, pero a costa de elevar las cuantías de las armaduras estándar a valores no convencionales en las estructuras de edificación. No es el objeto de estos primeros ensayos cuantificar, ni tan siquiera probar, el efecto de dichas cuantías sobre la resistencia del nudo por lo que se optó por el armado de la figura 3.

Con un criterio similar, intentar evitar roturas previas a las de los conectores, se realizaron varias comprobaciones adicionales del nudo que se detallan a continuación.

2.3.2 Comprobación de la línea de cizallamiento 1 (figura 8)

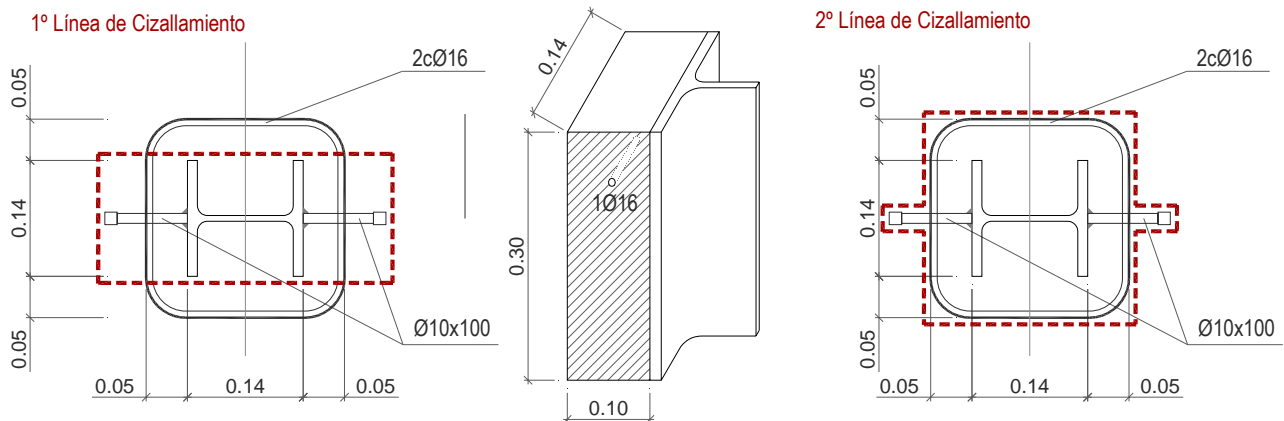


Fig. 8 Esquemas de las posibles líneas de cizallamiento

La comprobación que se realiza es razonablemente conservadora pues no se considera ninguna de las armaduras de flexión o cortante de la viga que finalmente intersectan a la línea de cizalladura marcada. Para esta línea de cizallamiento, la transcripción del artículo 46 de la EHE [3] es discutible, por lo que se ha optado por un mecanismo de bielas y tirantes ("regla de cosido") en el que intervienen como "tirantes" las ramas de uno solo de los cØ16 (el superior o inferior, dependiendo de la orientación de V_{Ed}).

De acuerdo con el artículo 44.2.3.5 de EHE

$$2V_{Ed} \leq A \cdot f_{yp,d} = 4 \cdot 201 \cdot 400/1000 = 321 \text{ kN} \quad (3) \quad V_{Ed} = 161 \text{ kN}$$

Además, se comprueba la compresión del hormigón como sigue

$$2V_{Ed} \leq 4 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 300/1000 = 900 \text{ kN}$$

donde el factor 4 se debe a las cuatro superficies resaltadas en la figura 8. Comprobación muy burda pero robusta que muestra que para la línea de cizalladura analizada, la compresión del hormigón no es condicionante. Se llega a un resultado cualitativamente similar si esta comprobación del hormigón se realiza según el artículo 44.2.3.5 de la EHE.

En cualquier caso, el mínimo de los dos anteriores ($V_{Ed} = 161$ kN) supera la resistencia de los conectores, por lo que esta rotura no será previa a la que se quiere estudiar. Sin embargo nótese que de haber utilizado 2cØ10

$$2V_{Ed} \leq A \cdot f_{yp,d} = 4 \cdot 79 \cdot 400/1000 = 125 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 62,8 \text{ kN}$$

Y esta rotura sería casi simultánea a la de los conectores e incluso previa si se considera el efecto del rozamiento con las consideraciones previas, lo cual pone de manifiesto la necesidad de esta armadura $\phi 16$ propia del nudo. Para los cercos cØ16, el valor obtenido para V_{Ed} supera ampliamente la resistencia de los conectores ($161/81,6=1,97$), aunque como se ha visto, es posible que la resistencia de éstos llegue a exceder significativamente dicho límite por la contribución del rozamiento. Pero también es verdad que para el cálculo del diámetro de los cercos del nudo se han utilizado simplificaciones bastante conservadoras.

2.3.3 Comprobación de la línea de cizallamiento 2 (figura 8)

Para esta línea de cizallamiento, la aplicación de la EHE requiere que los cercos y armaduras (al menos en parte) de la viga intersecten dicha línea. Con la armadura dispuesta, serían dos cercos (cØ6) más dos armaduras superiores ($\phi 16$) y dos inferiores ($\phi 12$). Según el artículo 46.2 de la EHE:

$$\tau_{Rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} = 0,12 \cdot 1,877 \cdot (100 \cdot 0,0044 \cdot 25)^{1/3} = 0,501 \text{ N/mm}^2 \quad (4)$$

siendo:

$$\rho_x = 2 \cdot (201 + 113) / (240 \cdot 300) = 0,00872$$

$$\rho_y = 2 \cdot 2 \cdot 28,3 / (340 \cdot 300) = 0,00222$$

$$\rho_L = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = 0,0044$$

Con $d = 260$ mm:

$$\xi = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,877$$

$$\beta = 1,0$$

Por lo tanto:

$$2V_{Ed} \leq 0,501 \cdot 4 \cdot (240 + 50) \cdot 300 / 1000 = 174 \text{ kN} \quad V_{Ed} \leq 87,2 \text{ kN}$$

Para realizar las comprobaciones anteriores la regla 6.6.6.2 de EN 1994 -1-1 remite a EN 1992-1-1, 6.2.4(4), donde se obtiene la siguiente expresión:

$$(A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f) \geq \frac{V_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f} \quad (5)$$

que ha sido el criterio aplicado en la 1ª línea de cizallamiento con $\cot \theta_f = 1$, aunque con sólo una capa efectiva de armaduras (la superior o la inferior), por el motivo ya indicado. Operando análogamente, para la 2ª línea de cizallamiento, se obtiene:

$$2V_{Ed} \leq A \cdot f_{yp,d} = (2 \cdot 28,3 + 2 \cdot 201) \cdot 400 / 1000 = 366,9 \text{ kN} \quad V_{Ed} \leq 183,4 \text{ kN}$$

2.4 Resultado de los ensayos

La figura 9 muestra la rotura de las dos vigas ensayadas. La primera corresponde al ensayo en el cual se interpuso el teflón entre el hormigón y el acero. La rotura que se produjo fue la prevista en el apartado 2.3.1 (resistencia de los pernos) pero con un valor de la carga sustancialmente mayor al previsto incluso cuando se consideró el rozamiento. Tal como se aprecia en la figura, la viga apenas se fisuró, y una vez eliminada la carga no quedaron deformaciones permanentes.

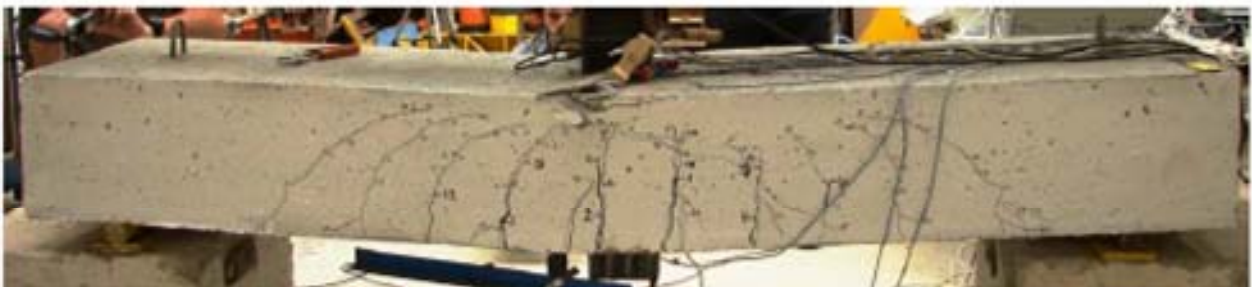


Fig 9 Fotografías de la rotura de la viga con teflón y sin teflón respectivamente

En la figura 10 se muestran conjuntamente los desplazamientos verticales de la viga y el pilar metálico. Para valores de la carga en torno a su valor de servicio nominal (del orden de $54,4 \text{ kN} \approx 5440 \text{ kp}$), los deslizamientos de la unión (diferencias de abscisas de las dos curvas grafiadas) son prácticamente nulos (del orden de $\frac{1}{4}$ de mm), mostrando pues un excelente comportamiento en este aspecto, incluso bajo condiciones tan desfavorables como las deliberadamente

provocadas en el ensayo por la interfase de teflón (PTFE). Para la carga última nominal ($2V_{Rd} = 81,8 \text{ kN} \approx 8160 \text{ kp}$), los deslizamientos son inferiores a medio milímetro. Para alcanzar un deslizamiento de 1 mm ha sido preciso aplicar una carga del orden de 1,5 veces la anterior. La carga última experimental supera 2,5 veces V_{Rd} , lo cual constituye un resultado tan favorable que incluso dificulta la interpretación del ensayo. Al llegar a la carga última experimental, los deslizamientos son del orden de 4 mm, y crecen aproximadamente hasta 7 veces dicho valor en el instante de la rotura (figura 12), manifestando pues un acusado escalón de cedencia, durante la mayor parte del cual la respuesta de la unión no cae más de un 15 % respecto de la carga de pico. En suma, desde el punto de vista estático la unión se ha comportado mucho más favorablemente que las expectativas más optimistas; y desde el punto de vista cinemático, la práctica ausencia de deslizamientos para las cargas de servicio nominales no le ha impedido manifestar en rotura un comportamiento claramente dúctil; de manera que la unión ensayada aporta unas excelentes prestaciones tanto estáticas como cinemáticas. Es claro que por el tipo de rotura alcanzada (rotura en la unión, con viga deliberadamente sobre-armada con esa finalidad), la misma no ha "avisado" de la manera habitual, con formación de fisuras y rotaciones plásticas muy aparentes, sencillamente porque no ha llegado a formarse el habitual mecanismo de colapso por flexión de la viga, sino mediante deslizamientos relativos entre la viga y el perfil metálico menos llamativos, aunque perfectamente "dúctiles", según lo ya comentado.

Según se aprecia en la segunda figura, la rotura de la segunda viga se produjo por flexión a pesar de las precauciones indicadas en el texto. Resultado valioso pues muestra la reserva de seguridad que supone el rozamiento aunque en ningún caso pueda contarse con él en el análisis de estos nudos, salvo especificaciones constructivas tendentes a garantizar un determinado valor mínimo del coeficiente de rozamiento, lo que desvirtuaría la sencillez constructiva que este tipo de nudo aporta. Sin embargo, la incidencia favorable del rozamiento ha resultado tan espectacular, que deja la puerta abierta a reconsiderar tal vez lo anteriormente dicho en futuras investigaciones.

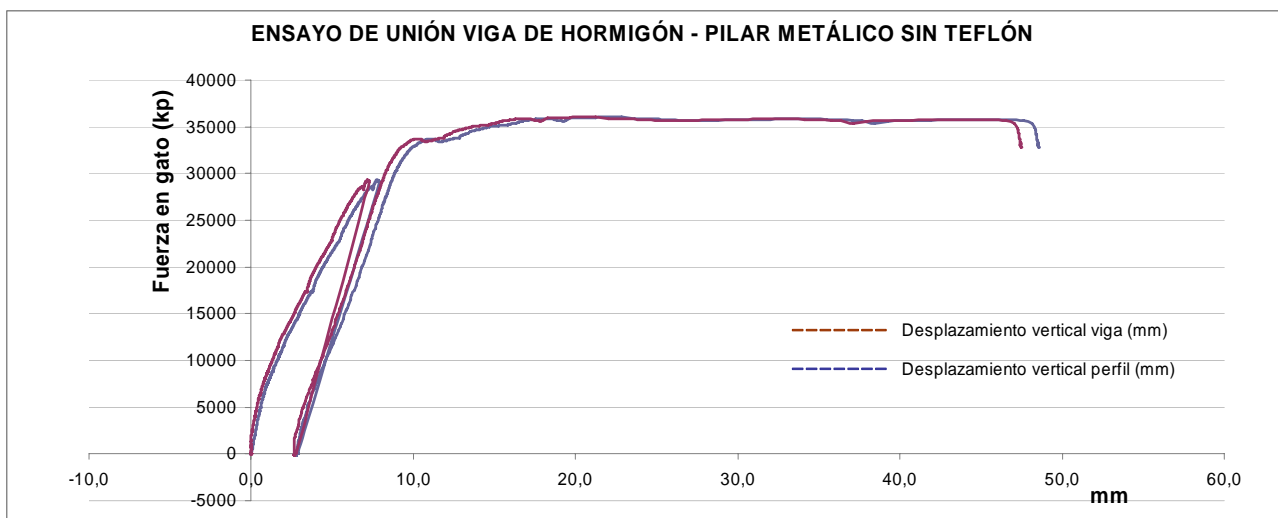
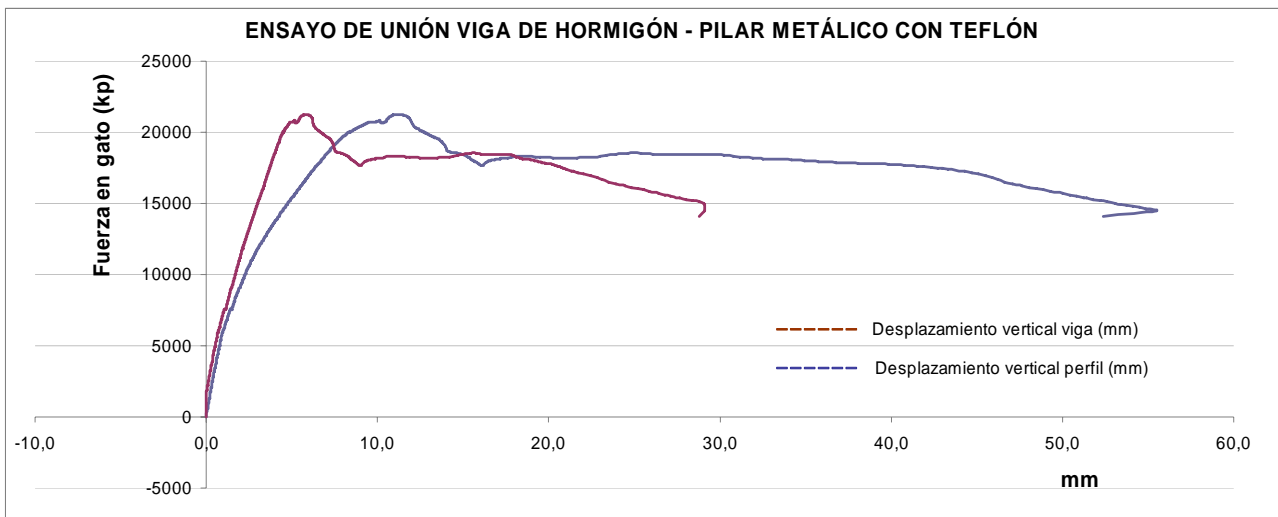


Fig. 10 Desplazamientos verticales del pilar y la viga para las dos vigas ensayadas

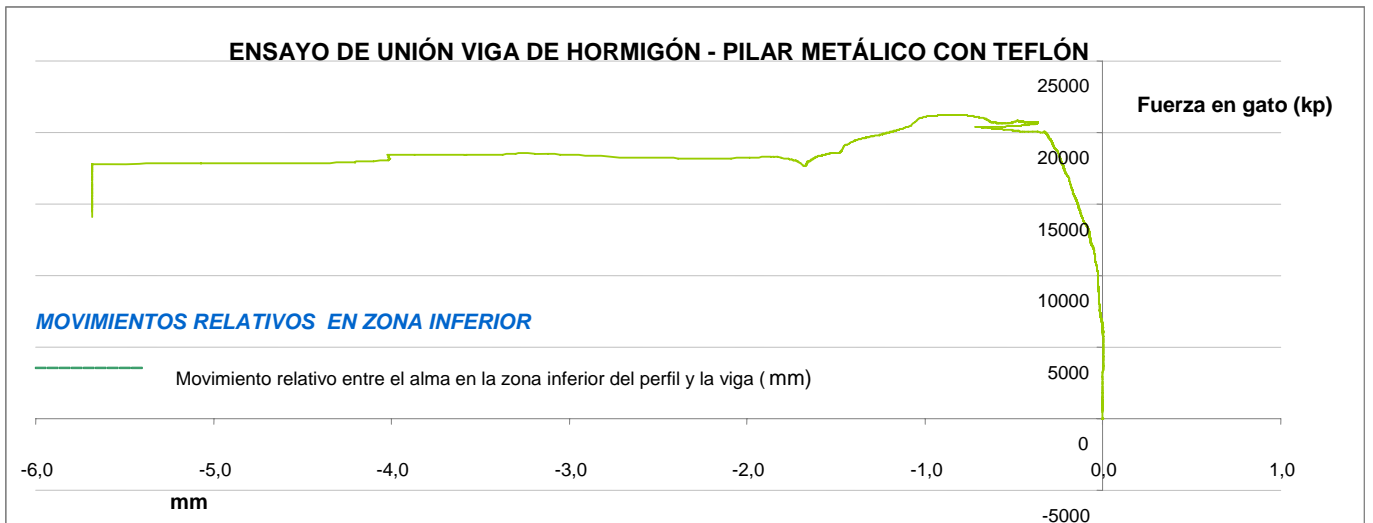


Fig.11 Desplazamientos verticales relativos de la viga y el pilar con teflón



Fig.12 Fotografías de la rotura del pilar con teflón

2.5 Referencias

- [1] “EN 1994 -1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”, *CEN European Committee for Standardization*, 2004.
- [2] “EN 1992 -1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”, *CEN European Committee for Standardization*, 2004.
- [3] “EHE Instrucción de Hormigón Estructural”, Ministerio de Fomento, 2000.