

Estudio experimental de uniones soporte-cimentación en elementos prefabricados de hormigón.

**Agustín Romero
García¹**

**José Luis Bonet
Senach²**

**José R. Martí-
Vargas³**

Rui Faria⁴

RESUMEN

La ductilidad es una característica necesaria que garantiza la seguridad estructural frente a acciones imprevistas y/o inversiones de carga. Se ha constatado que las estructuras prefabricadas pueden comportarse satisfactoriamente frente a la acción sísmica. El comportamiento de estas estructuras depende fundamentalmente de las conexiones. Sin embargo, son escasos los modelos analíticos y las recomendaciones de diseño, debido principalmente a la existencia de un número muy limitado de ensayos experimentales, lo que supone un encarecimiento de este tipo de estructuras en zonas sísmicas y una pérdida de competitividad.

En este trabajo se presentan los resultados experimentales de 15 soportes sometidos una carga lateral cíclica y a un esfuerzo axial constante. Se analiza el comportamiento de la conexión soporte prefabricado – cimentación. Los ensayos permiten comparar la respuesta de la unión in-situ, unión cáliz con paredes lisas y rugosas, mediante tornillos y vainas.

Palabras-clave: conexión mecánica, vainas, cáliz, prefabricado, carga cíclica.

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras prefabricadas se han comportado satisfactoriamente frente a la acción sísmica, tal y como se ha reflejado en numerosos terremotos y en resultados de laboratorio. El comportamiento de estas estructuras depende fundamentalmente de las conexiones que vinculan los diferentes elementos prefabricados.

Actualmente, existe un número muy limitado de investigaciones referentes al estudio del comportamiento de las conexiones de los elementos prefabricados, lo que supone un vacío experimental, una inexistencia de modelos analíticos adecuados y un vacío normativo (EHE-2008 Anejo 10º [12], EC-8(2005) [4], y FEMA-356(00) [5]). Este vacío supone un encarecimiento y una disminución de la competitividad de las estructuras prefabricadas frente a otros tipos de soluciones estructurales.

En general, en las estructuras prefabricadas (naves industriales, edificios comerciales o aparcamientos) se ejecutan con uniones articuladas y pilares empotrados en su base. Las pilas prefabricadas para puentes se diseñan de forma que la rótula aparezca en este elemento debiendo estar empotrado o articulado con el tablero. Y en pilares de la primera planta de edificios prefabricados se diseñan de tal

¹ Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Valencia, España. agrogar@upv.es

² Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Valencia, España. jlbonet@cst.upv.es

³ Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Valencia, España. jrmarti@cst.upv.es

⁴ Universidad de Oporto, Facultad de Ingeniería, Oporto, Portugal. rfaria@fe.up.fi

forma que se produzca una rótula plástica en el empotramiento. Por consiguiente, es necesario que este tipo de columnas sean capaces de proporcionar una respuesta inelástica sin pérdida de capacidad. La capacidad de deformación de estas columnas depende del comportamiento conjunto del soporte y de la unión soporte – cimentación.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se han construido y ensayado quince soportes de sección cuadrada de 260x260 mm y longitud 2000 mm en posición horizontal, ver “Fig. 1”. La esbeltez a cortante λ_V de todos los soportes es igual a 7.69 ($\lambda_V = L_s/h = M/(V \cdot h)$, donde h es el canto de la sección transversal, M y V son los esfuerzos flector y cortante aplicados). Cada soporte ha sido empotrado en un elemento de cimentación de tamaño 830x760x660 mm. Dicho elemento de cimentación se conecta al pórtico de ensayo mediante un elemento metálico de longitud 470 mm. Todo el conjunto se encuentra biarticulado, siendo la longitud total de la probeta de 3300 mm. Se han analizado los siguientes tipos de conexión entre el soporte prefabricado y el elemento de cimentación: cáliz liso (CL), cáliz rugoso (CR), Vainas (V) y Tornillos (T). También ha sido ejecutada la unión in-situ (I) como conexión de referencia.

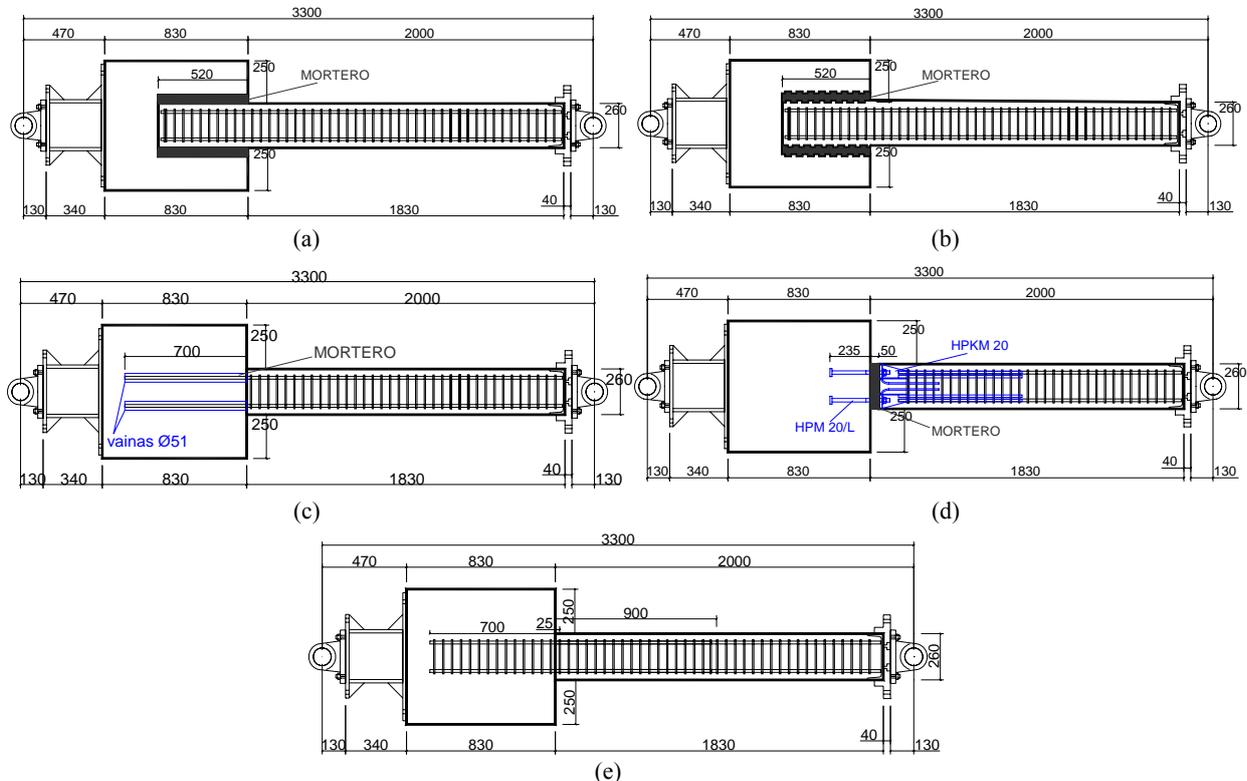


Figura 1. Dimensiones de las probetas ensayadas (unid: mm): (a) Cáliz Liso (b) Cáliz Rugoso (c) Vainas (d) Tornillos (e) In Situ

La armadura longitudinal se extiende constante a lo largo de la longitud de la probeta y es igual a $4\phi 16$ “Fig. 2”, siendo la cuantía de armadura longitudinal ρ_l igual a 1.19% ($\rho_l = A_s/A_g$, siendo A_s el área total de armadura longitudinal y A_g el área de la sección bruta de hormigón). Para todas las probetas el recubrimiento mecánico (distancia del borde al centro de gravedad de la armadura traccionada) es de 50 mm. La armadura transversal está compuesta por un único cerco de diámetro (ϕ_t) de 8 mm cada 50 mm, lo que corresponde a una cuantía geométrica de armadura transversal ρ_s de 2.19%. En todas las probetas se ha dispuesto una longitud de anclaje de la armadura transversal de 80 mm ($10 \cdot \phi_t$) con un gancho inclinado 135° hacia el interior de la sección de hormigón. Esta longitud cumple con lo indicado en el EC-2 [3] ($5 \cdot \phi_t > 50$ mm) y en el ACI-318-11 [1] ($6 \cdot \phi_t > 76$ mm, para carga sísmica). Se ha considerado una resistencia nominal del hormigón (f_c) de 30 MPa.

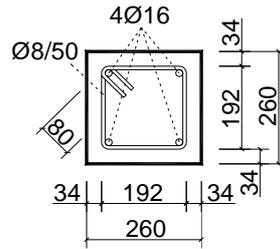


Figura 2. Detalle de la sección transversal (unid: mm)

Se han estudiado la influencia de dos parámetros: 1) diferentes conexiones soporte-cimentación; y 2) nivel de carga axial aplicado correspondiente a valores porcentuales de 10%, 30%, y 45% de la capacidad axial del soporte ($A_g \cdot f_c$).

En la “Tabla 1” se presentan los detalles de las 15 probetas incluidas en el programa experimental. La designación de las probetas es la siguiente: Tipo-Lx-Ny-Sz-Fk, donde “Tipo” indica el tipo de conexión (CL (Cáliz Liso); CR (Cáliz Rugoso); V (Vainas); T (Tornillo); I (In situ)), “x” es la esbeltez a cortante (L08 para $\lambda_v=7.69$), “y” es el axil nominal reducido (N1 para $v=0.10$, N3 para $v=0.30$ y N5 para $v=0.45$), “z” tipo de sección transversal (S1, ver “Fig. 2”) y “k” indica el contenido de fibras de la probeta (00 kg/m^3).

Tabla 1. Detalles de las probetas

Id	Probeta	h (m)	b (m)	λ_v	N (kN)	$\frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$	Lote Armado Longitudinal	Soporte		Cimentación		Mortero	
								f_c [MPa]	f_c [MPa]	Edad (días)	f_c [MPa]	Edad (días)	
S01	CL-L08-N1-S1-F00	0.26	0.26	7.69	192.28	0.10	2	28.40	61.60	30	65.95	8	
S02	CR-L08-N1-S1-F00	0.26	0.26	7.69	181.49	0.10	2	26.90	61.00	29	58.94	9	
S03	V-L08-N1-S1-F00	0.26	0.26	7.69	205.03	0.10	2	30.30	52.70	32	67.57	7	
S04	T-L08-N1-S1-F00	0.26	0.26	7.69	200.12	0.10	2	29.60	52.70	35	64.15	8	
S05	I-L08-N1-S1-F00	0.26	0.26	7.69	215.82	0.10	2	31.90	63.80	30	-	-	
S06	CL-L08-N3-S1-F00	0.26	0.26	7.69	665.12	0.30	1	32.80	45.75	29	55.54	7	
S07	CR-L08-N3-S1-F00	0.26	0.26	7.69	703.67	0.30	2	34.70	53.20	35	48.97	7	
S08	V-L08-N3-S1-F00	0.26	0.26	7.69	698.47	0.30	1	34.48	52.80	30	51.79	9	
S09	T-L08-N3-S1-F00	0.26	0.26	7.69	691.61	0.30	1	34.10	48.95	32	51.79	7	
S10	I-L08-N3-S1-F00	0.26	0.26	7.69	753.41	0.30	1	37.15	59.60	33	-	-	
S11	CL-L08-N5-S1-F00	0.26	0.26	7.69	797.75	0.45	2	26.23	59.10	35	67.84	8	
S12	CR-L08-N5-S1-F00	0.26	0.26	7.69	806.38	0.45	2	26.50	55.50	42	55.65	8	
S13	V-L08-N5-S1-F00	0.26	0.26	7.69	1011.4	0.45	3	33.25	29.10	38	68.75	7	
S14	T-L08-N5-S1-F00	0.26	0.26	7.69	971.19	0.45	2	32.00	54.40	33	50.44	8	
S15	I-L08-N5-S1-F00	0.26	0.26	7.69	956.88	0.44	2	32.45	70.40	30	-	-	

Para la caracterización y control de los materiales empleados se fabricaron cuatro probetas cilíndricas (150x300mm) para los soportes y dos para los elementos de cimentación, además de cuatro probetas cúbicas (100x100x100) para el caso del mortero. El mismo día del ensayo, se obtenían la resistencia a compresión simple (f_c) tanto de las probetas cilíndricas según establece la norma UNE-EN 12390 [9], así como de las cúbicas según UNE-EN 1504 [11].

2.1 Propiedades de los materiales

Hormigón: Se empleó cemento tipo Portland CEM I 52,5R (UNE-EN 197-1) [10]. Los áridos utilizados fueron arena rodada lavada y grava caliza machacada con tamaños desde 4 a 7 mm. La “Tabla 2” muestra la dosificación empleada.

Table 2 Dosificaciones de hormigón empleadas (kg/m³)

Tipo de Hormigón	Cemento	Agua	Arena	Grava
HA-30	335	220	1065	666

Acero: Se ha empleado acero corrugado tipo B 500 SD según EHE-08 [12] y clase C según EC-2 [3]. La “Fig. 3” muestra los resultados de los ensayos de caracterización según (UNE EN-10002-1) [8]. Para determinar los valores medios de las propiedades mecánicas de acero se ensayaron dos barras para cada diámetro nominal. La “Tabla 1” muestra para cada probeta que lote de acero se ha utilizado en la armadura longitudinal.

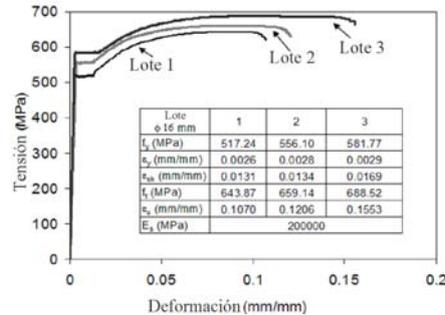


Figura 3. Comportamiento del acero tensión - deformación. Armado longitudinal

2.2 Protocolo de ensayo

Los ensayos se han realizado en un pórtico de acero autoequilibrado y flexible frente a cargas horizontales y verticales respectivamente, tal y como se muestra en la “Fig. 4.a”. El sistema de carga horizontal esta formado por un gato hidráulico de 2500 kN “Figura 4.b”, que forma parte de un bastidor compuesto por cuatro barras longitudinales ancladas a dos placas en los extremos. El sistema de carga lateral está fijado a un bastidor auxiliar que transmite las cargas laterales a la losa de ensayo “Fig. 4.c”. La carga lateral se aplica a la probeta por un gato hidráulico de doble efecto de 500 kN. Las fuerzas aplicadas por ambos gatos hidráulicos son controlados por dos células de carga: una célula de 2000 kN, unido a una de las placas que conforma en el sistema de carga horizontal, y una célula de 500 kN, entre la probeta y el gato hidráulico del sistema de carga lateral.



Figura 4. Pórtico de ensayo y probeta ensayada.

2.3 Instrumentación

Se han dispuesto 3 inclinómetros y 24 captadores de desplazamiento. Los inclinómetros se han dispuesto en los dos extremos de la probeta, en los elementos metálicos, y en la sección de empotramiento del soporte con la cimentación. Los captadores 1 a 8 tienen la finalidad de registrar los movimientos verticales de la probeta “Fig. 5.a”. Los captadores 9 y 10, y el inclinómetro 2 tienen como finalidad determinar la deriva o drift (en adelante drift) en el extremo de la probeta “Fig. 5.b”. El captador 11 registra el posible desplazamiento transversal de la probeta debido a posibles imperfecciones geométricas o a la inestabilidad lateral de la misma “Fig. 5.a”. Los captadores 12 a 23 tienen la finalidad de registrar indirectamente la curvatura media de la sección “Fig. 6.a”. Y finalmente los captadores 24 y 25 “Fig.6.b”. tienen como finalidad registrar el posible movimiento detectado en la junta entre el soporte y la cimentación.

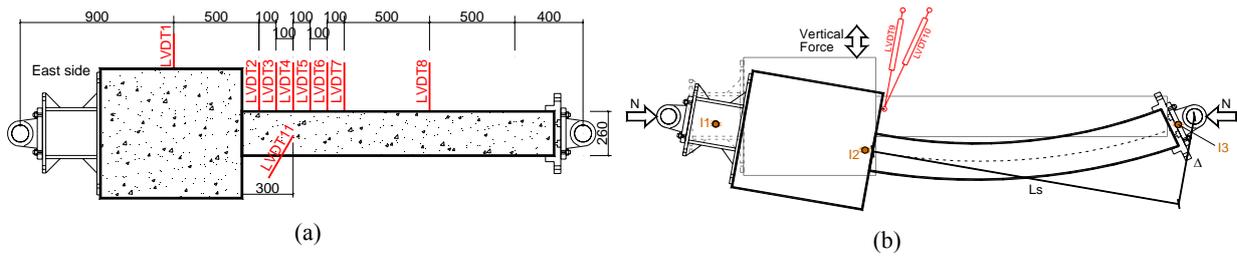


Figura 5. (a) Medida de desplazamientos laterales (unid. mm), (b) Idealización de la probeta

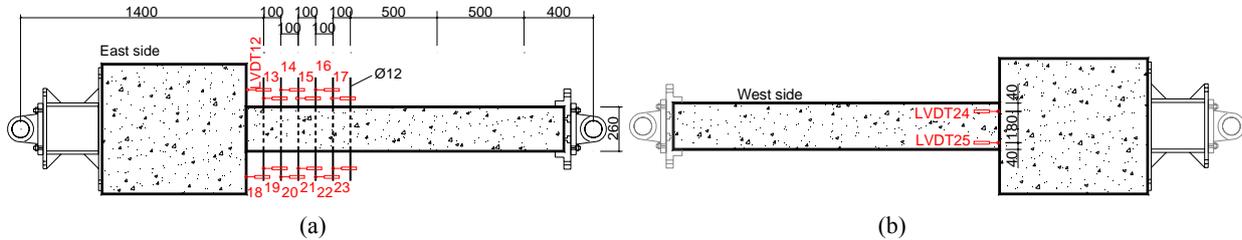


Figura 6. Medida de desplazamientos horizontales (unid. mm)

Además, se han dispuesto 20 bandas extensométricas, dispuestas en 5 secciones desde la sección de empotramiento tal y como muestra la “Fig. 7.a”. En cada sección se disponen 4 bandas, dos en la armadura superior y dos en la armadura inferior “Fig. 7”.

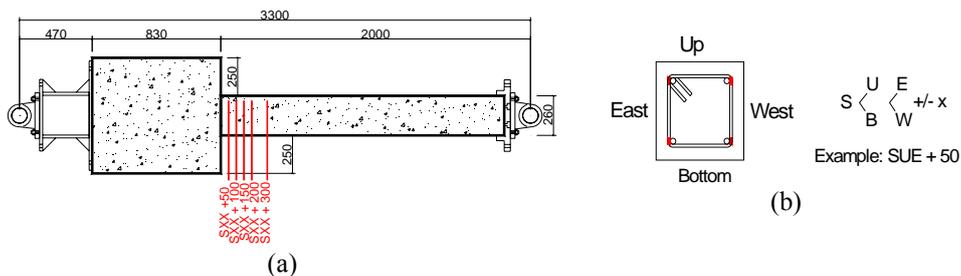


Figura 7. Vista de la disposición de bandas extensométricas (unid. mm)

2.3 Procedimiento de ensayo

A los 28 días de haberse fabricado la probeta se realiza el ensayo. En primer lugar, se aplica una carga horizontal, la cual se mantiene constante a lo largo de todo el ensayo, y cuyo valor corresponde al nivel de axil reducido deseado. Posteriormente se aplica la carga lateral cíclica necesaria para imponer el control por desplazamiento, en adelante protocolo de ensayo, ver “Fig. 8”. Dicho protocolo se define como ciclos de desplazamiento controlados y expresados en términos de relación de drift (Δ/L_s), ver “Fig. 8”. Para cada valor de drift se aplicaron tres ciclos completos, tal y como se define en el ACI 374.1 (2005) [2], FEMA-356 (2000) [5] y en el FEMA-P-750 (2009) [6].

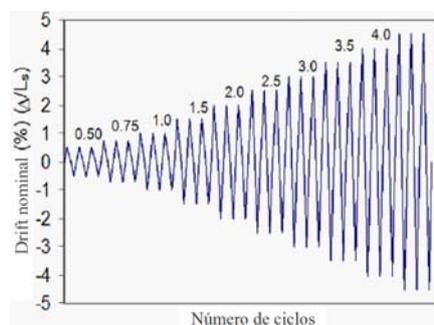


Figura 8. Protocolo de ensayo. Control por desplazamiento

Se fijó para todos los ensayos un criterio de rotura convencional, suponiendo una pérdida del 20% de la capacidad de fuerza en términos de carga lateral (FEMA-P-750 (2009) [6]).

3. RESULTADOS Y OBSERVACIONES

3.1 Comportamiento general

Con objeto de analizar el comportamiento de las probetas ensayadas se realizan las siguientes observaciones:

1.- En las probetas con **axil reducido de 0.10** se han realizado las siguientes observaciones una vez la carga máxima del soporte disminuye más de un 20%: en las probetas cuya conexión es tipo cáliz rugoso o liso, se produjo la rotura de una de las armaduras longitudinales por tracción; en la unión tipo in-situ, la armadura comprimida pandea, a pesar de cumplir las especificaciones del EC-2 (2004) [3] y del ACI-318-11 [1]; y en la unión tipo “tornillos”, las cartelas de la conexión mecánica abollaron por compresión y se produjo la rotura por tracción de una de las cartelas, y el hormigón en la parte superior e inferior quedó totalmente deteriorado. En todos los casos, a excepción de la unión tipo “tornillos”, la zona de daño se concentró en la junta entre el soporte y el elemento de cimentación y las fisuras son perpendiculares al eje del soporte. Sin embargo, en la unión tipo “tornillos” se produjo un ligero salto del mortero existente en la zona de unión y la zona de daño se concentra exclusivamente en la zona de la conexión mecánica.

Las figuras 9 y 10 muestran, a modo de ejemplo, una vista de la unión una vez finalizado el ensayo.

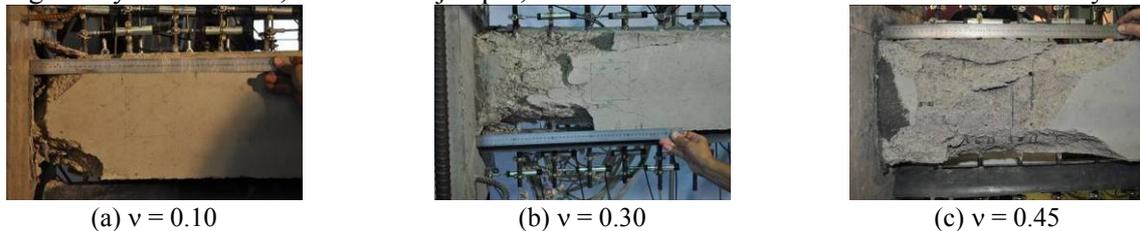


Figura 9. Comportamiento último de la probeta. Unión tipo Vainas

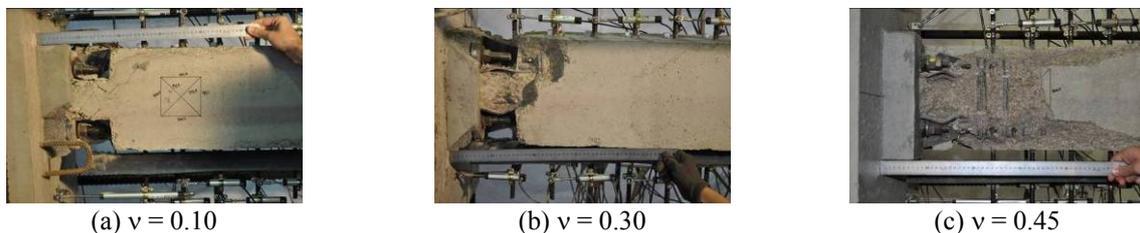


Figure 10. Comportamiento último de la probeta. Unión tipo Tornillos

2.- En las probetas con **axil reducido de 0.30**, el fallo del soporte se produjo por compresión del hormigón, y no se detectó que la armadura comprimida pandeara. Se ha observado que en la unión tipo cáliz y vainas la sección de empotramiento entre el soporte y la cimentación no está dañada a pesar de ser la sección con mayor momento flector. Este hecho es atribuido por otros autores (Khoury and Sheikh) al efecto de confinamiento que provoca la mayor rigidez del elemento de cimentación en las secciones cercanas al mismo, dando lugar a un incremento del momento de agotamiento de dichas secciones. A este fenómeno se denomina “**efecto stub**”. La zona de daño en estos casos se desplaza entre 20 y 50 mm, $(0.10 \cdot h - 0.23 \cdot h)$. En todos los casos, a excepción de la unión tipo “tornillos”, la sección más dañada se sitúa a una distancia del empotramiento entre 60 y 180 mm $(0.25 \cdot h - 0.70 \cdot h)$ según el tipo de unión. En la unión tipo “tornillos”, las fisuras iniciales son diagonales, aunque finalmente en el comportamiento último de la pieza las fisuras que se observan son preferentemente por flexión, perpendiculares al eje del soporte. De nuevo la zona de daño en la unión tipo “tornillos” se concentra exclusivamente en la zona de la conexión mecánica. En este caso, también se produjo la abolladura de la conexión metálica.

3.- En los soportes con **axil reducido de 0.45**, el fallo del soporte se produjo por compresión del soporte y no se ha detectado que la armadura comprimida haya pandeado. Se ha observado el “**efecto stub**” en las probetas tipo cáliz liso, in situ y vainas; la zona de daño se desplaza aproximadamente 40

mm (0.15·h). En todos los casos la sección más dañada se sitúa a una distancia de la sección de empotramiento entre 100 y 150 mm (0.40·h – 0.60·h). A excepción de la unión tipo “tornillos”, las fisuras iniciales son diagonales, aunque finalmente en la situación última las fisuras fueron preferentemente de flexión, perpendiculares al eje del soporte. En la unión tipo “tornillos”, el daño se concentró en la zona de la conexión mecánica, aunque en este caso si se produjo una fisuración diagonal más allá de la conexión lo que produjo el salto del recubrimiento lateral del hormigón. En este caso, también se produjo la abolladura de la conexión metálica.

4.- En la unión tipo “tornillos” se vio la necesidad de colocar una **doble tuerca y una arandela anti-bloqueo**, situada entre dos arandelas, para evitar que se aflojara la conexión mecánica. En el ensayo de la probeta de la serie 1 “tornillos” con axil reducido de 0.30 se observó que era insuficiente la disposición de una única tuerca y arandela. La modificación de esta disposición ha sido verificada en las probetas de la unión “tornillos”, correspondientes a un axil reducido de 0.10 y 0.45.



Figura 11: Vista de detalle de la doble tuerca en la unión “Tornillo”

5.- La **longitud de región crítica** de cada probeta en el soporte se ha evaluado por el método de la observación física propuesto por Pam y Ho (2009) [13]. La relación L_{cr} / h (longitud región crítica (L_{cr}) y el canto total de la sección (h)) aumenta con la fuerza axial aplicada y depende del tipo de unión tal y como refleja la (Tabla). En el caso de la unión “tornillos”, para un axil reducido v de 0.1, $l_{cr} = 0.76 \cdot h$; para $v=0.30$, $l_{cr} = 1.04 \cdot h$ y para $v=0.45$, $l_{cr} = 2.30 \cdot h$. En el caso del resto de las uniones para $v=0.10$, $l_{cr} = 0.30 \cdot h - 0.80 \cdot h$; para $v=0.30$, $l_{cr} = 1.50 \cdot h - 2.20 \cdot h$; y para $v=0.45$, $l_{cr} = 1.90 \cdot h - 2.50 \cdot h$. En general la unión con mayor longitud de daño es la cáliz rugoso y la de menor el cáliz liso, excepto para $v=0.10$ que es la unión in-situ.

Tabla 3: Comportamiento de las probetas: Efecto Stub y longitud de la región crítica

Probeta	Efecto Stub	Región crítica (l_{cr}/h)	Efecto Stub	Región crítica (l_{cr}/h)	Efecto Stub	Región crítica (l_{cr}/h)
Nivel Axil reducido		0.1	0.3		0.45	
CÁLIZ LISO	-	0.57	Sí	1.50	Sí	1.92
CÁLIZ RUGOSO	-	0.80	Sí	2.20	-	2.50
VAINAS	-	0.57	Sí	2.00	Sí	2.11
TORNILLOS	-	0.76	-	1.04	-	2.30
IN SITU	-	0.30	-	1.53	Sí	2.11

3.2 Ductilidad

La figura 12 muestra, a modo de ejemplo, las gráficas cortante – drift ($V-\Delta/L_s$) correspondientes a la unión tipo cáliz liso (CL) para los tres niveles de axil establecidos. Para el cálculo del esfuerzo cortante (V) en la sección de empotramiento entre el soporte y el elemento de cimentación se ha tenido en cuenta el peso propio de la probeta. Además estas figuras muestran también las curvas “backbone”, cuyo objeto es permitir calcular la ductilidad en desplazamientos tal y como se explica en el apartado siguiente. Se han obtenido tal y como establece el FEMA-356 (2000) (Section 2.8.3.) [5], el cual establece; “*la curva backbone se define como una curva multisegmento donde cada punto se obtiene a través de la intersección de la curva del primer ciclo para el escalón de deformación (i) con la curva del segundo ciclo para el escalón de deformación (i-1)*”. Se han obtenido la curvas “backbone” positiva (drift positivo) y negativa (drift negativo) y la curva “backbone” promedio como la media entre las dos anteriores.

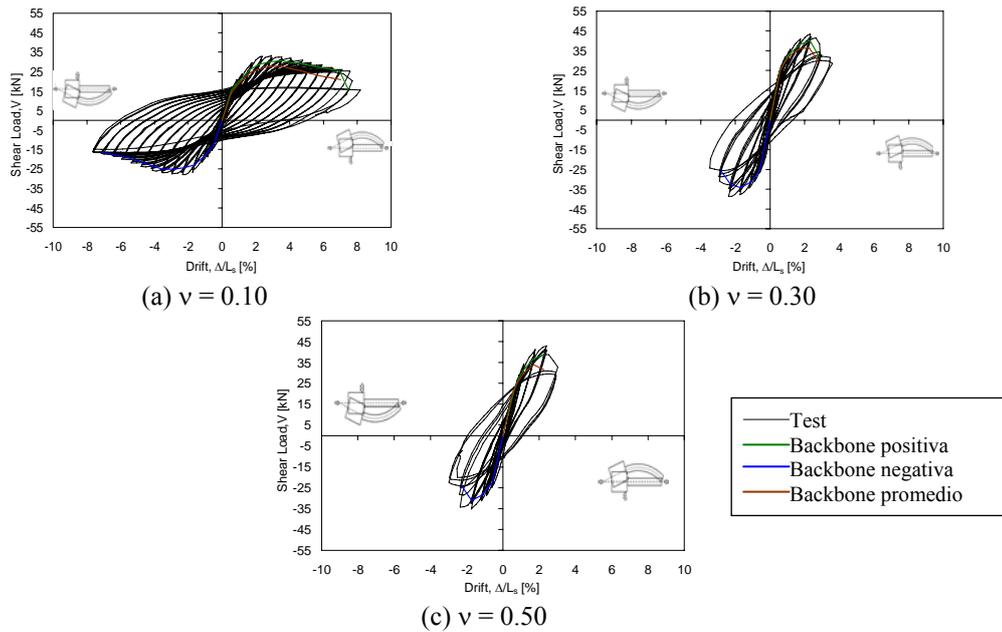


Figura 12. Gráficas cortante – drift ($V-\Delta/L_s$) y curvas backbone. Cáliz Liso

La ductilidad en desplazamiento (μ_Δ) se ha obtenido a partir de la curva backbone promedio idealizada como un diagrama bilineal constituida por una rama elástica y una rama plástica inclinada (Fig. 13). La rama elástica comienza en el origen y cruza a la backbone promedio ($V-\Delta$) en el punto correspondiente al 75% de V_{max} , y termina en V_{max} . Así, la abscisa correspondiente al drift ideal (Δ_{yl}/L_s) puede ser determinada. El drift final (Δ_u/L_s) en la backbone promedio corresponde a la situación de fallo convencional (20% de pérdida de capacidad), o drift máximo si no hay tal pérdida. La rama plástica empieza en $(\Delta_{yl}/L_s, V_{max})$ y termina en $(\Delta_u/L_s, V_u)$. El esfuerzo cortante último V_u se obtiene mediante la imposición de un equilibrio energético entre el diagrama bilineal idealizado y la curva backbone promedio. La ductilidad en desplazamiento último se define como $\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_{yl}$.

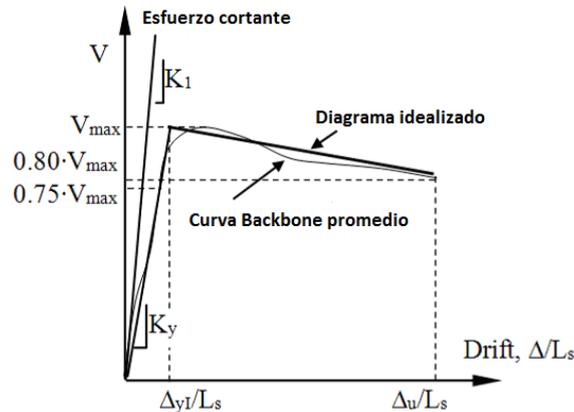


Figura 13: Diagrama bilineal. Obtención ductilidad en desplazamiento

En la tabla 3 se muestran los valores de ductilidad última en desplazamientos (μ_Δ) obtenido a partir de la curva backbone promedio “Fig. 13”. Además, se indica el nivel de ductilidad alcanzado según el criterio propuesto por Toniolo (2012) [7] : “ductilidad alta con un ratio de ductilidad en desplazamiento de al menos 4.5; ductilidad media con un ratio de al menos 3.0; ductilidad baja con un ratio de al menos 1.5; y conexión frágil con un ratio por debajo de 1.5”

Tabla 3 Comportamiento de las probetas: Ductilidad en desplazamiento

Probeta	$\frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$	V_y (kN)	V_{max} (kN)	Δ_{ly}/L_s (%)	Δ_u/L_s (%)	μ_Δ (Δ_u/Δ_{ly})	Ductilidad en desplazamiento
CÁLIZ LISO ($v=0.1$)	0.10	20.89	27.86	1.64	6.15	3.75	Media
CÁLIZ RUGOSO ($v=0.1$)	0.10	19.60	26.14	2.13	7.64	3.59	Media
VAINAS ($v=0.1$)	0.10	20.01	26.69	1.30	5.57	4.28	Media
Tornillos PEIKKO ($v=0.1$)	0.10	18.09	24.12	1.32	5.44	4.11	Media
IN SITU ($v=0.1$)	0.10	22.02	29.36	1.28	5.27	4.12	Media
CÁLIZ LISO ($v=0.3$)	0.30	27.26	36.35	0.96	2.82	2.94	Media
CÁLIZ RUGOSO ($v=0.3$)	0.30	22.58	30.11	0.69	2.96	4.32	Media
VAINAS ($v=0.3$)	0.30	27.09	36.11	0.83	2.56	3.09	Media
Tornillos PEIKKO ($v=0.3$)	0.30	21.48	28.63	0.96	2.88	3.01	Media
IN SITU ($v=0.3$)	0.30	30.79	41.05	1.01	3.61	3.58	Media
CÁLIZ LISO ($v=0.5$)	0.45	25.43	33.91	1.08	2.28	2.12	Baja
CÁLIZ RUGOSO ($v=0.5$)	0.45	25.52	34.02	0.71	1.71	2.40	Baja
VAINAS ($v=0.5$)	0.45	25.51	34.02	0.71	1.14	1.60	Baja
Tornillos PEIKKO ($v=0.5$)	0.45	22.78	30.37	0.69	2.15	3.13	Media
IN SITU ($v=0.5$)	0.44	28.44	37.92	0.71	1.73	2.42	Baja

En general, tal y como era de esperar, **la ductilidad disminuye con el nivel de axil**, ver “Fig. 14”

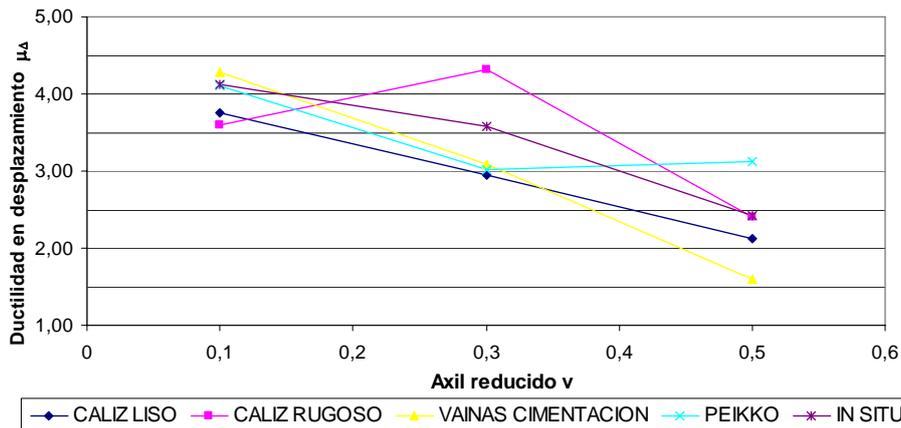


Figura 14: Variación de la ductilidad en desplazamiento en función del axil reducido

En los casos de **axil reducido igual a 0.10**, la ductilidad en desplazamientos se sitúa entre 3.59 y 4.28, registrando un nivel de ductilidad medio, las probetas que registran una mayor y menor ductilidad son la unión tipo vainas ($\mu_\Delta=4.28$) y la unión cáliz rugoso ($\mu_\Delta=3.59$). El valor medio de todas las probetas es de 4.

En los casos de **axil reducido igual a 0.30**, la ductilidad en desplazamientos se sitúa entre 2.94 y 4.32, registrando un nivel de ductilidad de tipo medio, las probetas que registran una mayor y menor ductilidad son la unión tipo cáliz rugoso ($\mu_\Delta=4.32$) y la unión cáliz liso ($\mu_\Delta=2.94$). El valor medio de todas las probetas es de 3.4.

Y por último, en los casos de **axil reducido igual a 0.45**, la ductilidad en desplazamientos se sitúa entre 1.60 y 3.13, registrando un nivel de ductilidad bajo las probetas que registran una mayor y menor ductilidad son la unión tipo tornillos PEIKKO ($\mu_\Delta=3.13$) y la unión tipo vainas ($\mu_\Delta=1.60$). El valor medio de todas las probetas es de 2.3.

SINTESIS Y CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación, se han ensayado 15 probetas en las cuales se ha variado el tipo de unión soporte-cimentación (cáliz liso, cáliz rugoso, vainas, tornillos e *in situ*), y el valor de axil reducido ($v=N/(f_c \cdot A_c)$) con valores de 0.1, 0.3 y 0.45 respectivamente en cada tipo de unión. Se ha

proporcionado información acerca de la capacidad resistente y de deformación de la unión y se ha descrito el comportamiento en las situaciones de carga máxima y última de los soportes.

Finalmente, con los resultados obtenidos en el programa experimental presentado en este trabajo, se han obtenido las curvas “backbone” (cortante-drift) obteniéndose la ductilidad en desplazamiento (μ_{Δ}) para cada probeta así como el cortante máximo y de rotura.

Las principales conclusiones del estudio son:

1. Se ha observado un comportamiento distinto entre la unión tipo “tornillos” y el resto de las uniones sin determinarse cual es la unión más favorable, sino que depende del nivel de axil aplicado en el soporte.
2. En general, la ductilidad en desplazamientos disminuye con el nivel de axil reducido.
3. El análisis del tipo de unión y del nivel de carga axial en la ductilidad en desplazamientos requiere de un estudio más exhaustivo.
4. Por último, la unión entre el soporte prefabricado y la cimentación registra un comportamiento similar al de la unión in situ.

AGRADECIMENTOS

El contenido de este documento es parte de un proyecto de investigación que la Universidad Politécnica de Valencia y el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) está actualmente llevando a cabo en conjunto con PREVALESA, Peikko España SL, NOXIFER, SIKA España SA y la Asociación Nacional Española de Prefabricados (ANDECE). Los autores de este trabajo desean agradecer al Departamento de Investigación del Ministerio Español de Economía y Competitividad y el Plan E por la financiación del proyecto (BIA 2009-10207), así como a las empresas anteriormente mencionadas y los técnicos de ICITECH del laboratorio de la Universidad Politécnica Valencia por su cooperación, y al Sr. Fernando Galán, por su contribución a este trabajo.

REFERENCIAS

- [1] ACI 318-11. Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, pp 503
- [2] ACI 374,1 (2005) Acceptance criteria for moment frames based on structural testing (T1.1-01) and Commentary (T1.1R-01)" *American Concrete Institute*, 1-9
- [3] European Committee for Standardization (2004) Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1
- [4] European Committee for Standardization (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: EN 1998-1:2004, EN 1998-2:2005 and EN 1998-3:2005
- [5] Federal Emergency Management Agency (2000), FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington
- [6] Federal Emergency Management Agency (2009), FEMA-P-750 NEHRP Recommended provisions for new buildings and other structures, Washington
- [7] Toniolo G. (2012) Design rules for connections of precast structures *Report SAFECAST project, Performance of innovative mechanical connections in precast building structures under seismic conditions (Grant agreement no. 218417-2 Deliverable 6 1-76*
- [8] UNE-EN 10002-1 (2002) Materiales metálicos. Ensayos de tracción. Parte 1: Método de ensayo a temperatura ambiente. AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación, 2002.
- [9] UNE-EN 12390-3 (2000). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: determinación de la resistencia a compresión de probetas. AENOR, 2000.
- [10] UNE-EN 197-1 (2000) Cemento – Parte 1: Composición, especificación y criterio de conformidad para cementos comunes. Asociación Española de Normalización y Certificación; 2000.
- [11] UNE-EN 1504-6 (2007). Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 6: Anclaje de armaduras de acero. Asociación Española de Normalización y Certificación, 2007.
- [12] Comisión Permanente del Hormigón: "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", 2008
- [13] Pam HJ, Ho JCM. (2009). Length of critical region for confinement steel in limited ductility high-strength reinforced concrete columns. *Engineering Structures*; **31**: 2896-908.