

# Sobre el diseño de capiteles metálicos en forjados unidireccionales de edificación

## *On Steel Shear Head Design for One-Way Buildings Flat Slabs*

S. Rodríguez Morales <sup>\*,a</sup>

<sup>a</sup> *Máster en Ingeniería Sísmica, Máster en Estructuras de Edificación, Arquitecto Técnico, Doctorando ETSICCPM Jefe de Sección de Arquitectura y Estructuras de edificación. Técnicas Reunidas, Madrid (España).*

Recibido el 25 de diciembre de 2021; revisado el 7 de julio de 2023, aceptado el 8 de septiembre de 2023

### RESUMEN

El empleo de capiteles metálicos como sistemas de conexión en estructuras constituidas por pilares metálicos y forjados de hormigón es una práctica constructiva empleada desde comienzos del siglo XX. Si bien es cierto que el poco conocimiento y base experimental sobre la materia se centra sobre todo en el comportamiento del hormigón en soluciones de forjado con un comportamiento estructural bidireccional (losas macizas y forjados reticulares), son muy pocas las referencias, normativas o códigos de diseño que describen el fenómeno en sistemas estructurales tipo pórtico que soportan normalmente forjados unidireccionales. En el presente artículo, además de ser revisadas las pocas referencias sobre al asunto, se proponen desde un punto eminentemente práctico el diseño de capiteles metálicos en forjados unidireccional de edificación, considerándose también las implicaciones a nivel global de la estructura.

**PALABRAS CLAVE:** Capiteles metálicos, crucetas, estructuras mixtas, estructuras híbridas, forjados unidireccionales, edificación.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

### ABSTRACT

The use of steel structure shear heads to connect structural systems composed by steel columns and concrete flat slabs are a com-mon construction practice since beginning of last century. Although there is a little knowledge and experimental data about the fact, concentrated mostly in two-way structural systems (RC flat or ribbed slabs), there are no so many references, regulations or concrete design codes which describe the phenomena for resisting frame structures usually associated with one-way flat slabs. In this technical paper, not only little references available will be reviewed, but also from a practical point of view, shear heads design for one way building flat slabs shall be proposed, considering also implications from the global structure perspective.

**KEYWORDS:** Steel shear heads, composite structures, hybrid structures, building flat slabs, buildings.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

\* Persona de contacto / *Corresponding author*.  
Correo-e / e-mail: [r.morales@grupotr.es](mailto:r.morales@grupotr.es) (Sergio Rodríguez Morales)

Cómo citar este artículo: Rodríguez, S. (2023) Sobre el diseño de capiteles metálicos en forjados unidireccionales de edificación, *Hormigón y Acero*, 75(304):15-33, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2023.3072>

## 1. INTRODUCCIÓN

En proyectos de arquitectura la solución conocida erróneamente como “Estructura mixta” (a partir de ahora híbrida), formada por pilares metálicos y forjados de hormigón, goza de mucha aceptación no sólo en proyectos de edificación convencional si no también en construcciones de mayor importancia como lo son los edificios en altura o las obras civiles ejecutadas con soluciones tipo pila-pilote. En el ámbito de la arquitectura aquellos que requieren este tipo de solución buscan ventajas tales como el aumento de la superficie útil debida a las menores dimensiones de los soportes, o esconder con mayor facilidad la estructura tras particiones, consiguiendo paramentos planos sin mochetas. Por el contrario, sus detractores aluden dudas sobre la estabilidad global de la es-

tructura frente a acciones horizontales (viento y/o sismo) o sobre las dificultades que se generan durante la fase de construcción, donde la resolución del sistema de conexión entre el forjado de hormigón y los pilares, en última instancia, se garantiza a través de unos pocos centímetros de soldadura.

Mas allá de opiniones técnicas subjetivas, y asumiendo que el sistema constructivo es una realidad que se lleva diseñando y ejecutando desde hace años (primeras patentes a comienzos del siglo XX en USA), el autor del texto pretende compartir con el lector su experiencia profesional sobre el asunto, prestando especial atención a aquellas estructuras porticadas con forjados unidireccionales, haciendo también alguna reflexión sobre otros sistemas de placas tales como las losas macizas o los forjados reticulares.

En este documento además de lo indicado en el párrafo anterior, se hará una revisión a la poca normativa existente sobre el asunto y a las referencias técnicas disponibles. El sistema estructural será evaluado tanto desde una forma local como global a nivel de pórtico, se establecerán mínimos requisitos de diseño y a modo de recomendación, se presentarán propuestas justificadas que puedan servir de ayuda a otros proyectistas de estructuras a enfrentarse a este problema con mayor seguridad y conocimiento.

## 2. PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

### 2.1. Sistemas de conexión entre estructura horizontal y pilares.

De acuerdo con la bibliografía consultada existen dos tendencias claras en la resolución del problema en función del tipo de conexión que se pretenda diseñar. La forma en que se transfieren los esfuerzos entre los forjados de hormigón armado y los pilares metálicos condiciona en gran medida la resolución global de la estructura. Las vinculaciones entre los elementos en el modelo estructural, el tipo de soporte metálico o la configuración del armado del forjado en torno a los pilares, son aspectos claramente condicionados por tipo de conexión que se pretenda emplear.

**a) Sistemas de conexión de corta extensión.** La conexión se resuelve mediante elementos soldados a los pilares metálicos de reducidas dimensiones (collarines mediante ángulos al bias) o conjunto de “studs” o conectadores soldados a secciones metálicas. Estos sistemas solo permiten transferir carga vertical entre el forjado y los pilares (figuras 1 y 2). Estos dispositivos convierten el cortante generado por los elementos del forjado, en esfuerzo axial en los soportes metálicos. La capacidad de transmitir otro tipo de esfuerzos como por ejemplo esfuerzos de flexión, se intuye difícil de conseguir con esta tipología de conexión.

**b) Sistemas de conexión de larga extensión.** En este caso encontramos elementos metálicos de mayor longitud soldados a pilares, normalmente denominados capiteles o “crucetas”. Este sistema de conexión no solo es capaz de transferir carga vertical del forjado al pilar, sino que además modifica la sección resistente del forjado en las proximidades del apoyo. Es presumible que se genere una cierta restricción al giro en el nudo, lo que aporta hiperestatismo al conjunto de la estructura.



Figura 1. Conectores soldados a una columna metálica tubular. Solución de pila-pilote empleada en obras para de Metro de Madrid.

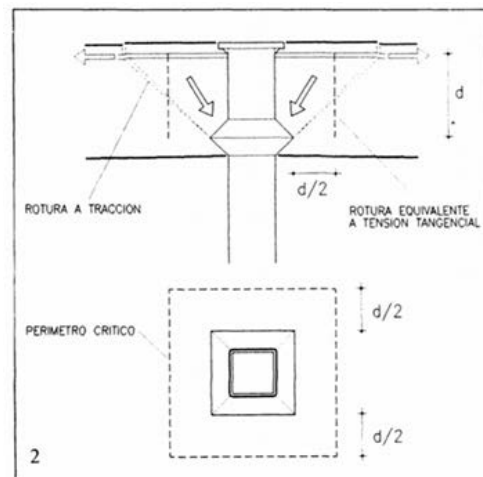


Figura 2. Esquema resistente propuesto por el Profesor De Miguel. El denominado collarín ETSAM.

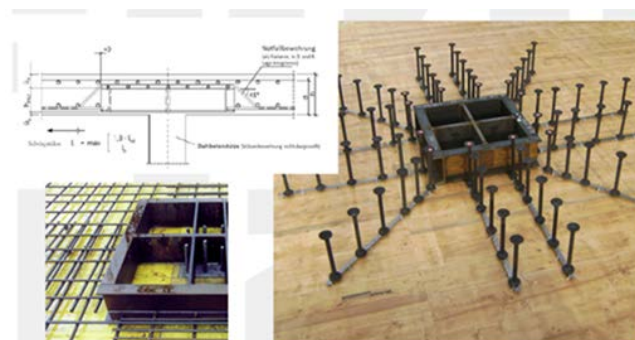


Figura 3. Cruceta tipo Europilz®, información facilitada por la gentileza de la firma alemana spannverbund.



Figura 4. Conectores del tipo cruceta, soldados a columna formada por 2 UPNs en cajón cerrado. Capitel empleado en la resolución de una losa maciza en edificación.



Figura 5. Conectores del tipo capitel o cruceta, soldados a columna formada por UPNs en cajón cerrado, para estructura de pórticos y forjado unidireccional

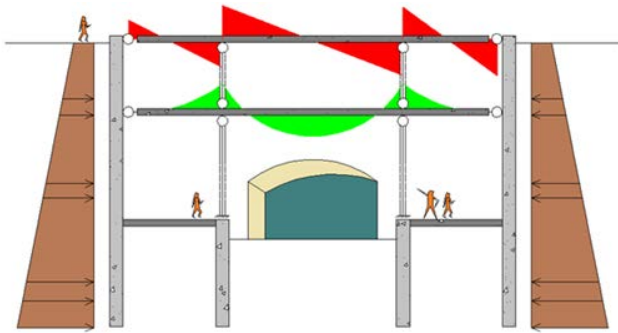


Figura 6. Estación de Metro. Empujes de tierra compensados a nivel de forjados.

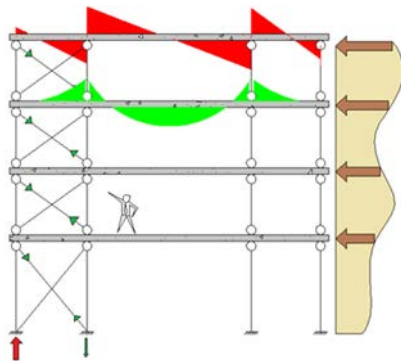


Figura 7. Estabilidad de la estructura garantizada por un sistema de arriostramiento o triangulación.

En el diseño de estos elementos, más allá del calibre de perfil metálico a disponer, cabe siempre preguntarse cuál es la longitud necesaria para poder transmitir con seguridad las cargas desde el forjado a los pilares, y cuál será el nivel de empotramiento que esta conexión es capaz de generar en la conexión.

Con respecto a este tipo de conexiones existen diferentes tipos de posibilidades, siendo interesante la solución comercial alemana denominada Europilz® de la firma spannverbund que aparece representada en la figura 3. En las figuras 4 y 5 encontramos ejemplos más usuales de capiteles metálicos empleados tanto en losas macizas como en forjados unidireccionales.

## 2.2. Sistema Estructural

El sistema de conexión condiciona el modelo global de la estructura, a través del vínculo que se crea entre los elementos horizontales y verticales. Si la conexión a emplear entre los elementos del forjado y los pilares es del tipo corta dimensión (solo transmisión de esfuerzo cortante) parece razonable asumir un comportamiento de viga continua para la estructura horizontal, sin contribución a la rigidez a flexión en los nudos por parte de los pilares. Los pilares, por lo tanto, solo estarán solicitados a axiles de compresión. El modelo estructural se representa conceptualmente en la figura 6, donde los pilares pueden asumirse articulados por encima y por debajo del forjado y donde la compensación de empujes horizontales provocados por el terreno no induce flexión alguna a los elementos verticales.

La imposibilidad de generar un nudo rígido en estos sistemas de conexión impide la materialización de un sistema re-

sistente tipo pórtico frente a las acciones horizontales usuales (viento, acción sísmica o el empuje descompensado de tierras). Es por lo tanto obligado el empleo de sistemas de arriostramiento o elementos de gran rigidez como pantallas o núcleos, que sean capaces de garantizar la estabilidad de la construcción. A modo de ejemplo ilustrativo de lo indicado en este párrafo, en la figura 7 se muestra un modelo estructural estable frente a acciones horizontales gracias al empleo de un sistema de triangulaciones.

Cabe por lo tanto preguntarse si el sistema de conexión de larga extensión (capiteles, crucetas o en el mundo anglosajón “shear heads”) es capaz de movilizar la rigidez a flexión del pilar y, por lo tanto, favorecer un comportamiento de pórtico estable lateralmente.

## 2.3. Comportamiento seccional en las proximidades de los pilares

En las proximidades de los pilares la presencia de sistemas de conexión de larga extensión embebidos dentro del forjado añade capacidad portante adicional tanto frente a esfuerzos de cortante como de flexión. Es en estas secciones del forjado donde realmente encontramos el comportamiento de sección mixta diferente al citado en el comienzo del documento.

El aumento de la capacidad resistente a nivel de la sección está asociado con un incremento de rigidez del forjado en la porción en la que encontramos estos elementos metálicos embebidos. Es de esperar que el comportamiento en dinteles y forjados en aquellas secciones con elementos metálicos embebidos vea modificada su rigidez y, por lo tanto, la obtención de esfuerzos tras su análisis estructural. Surge entonces el concepto de inercia homogeneizada no solo definida por hormigón y acero de refuerzo, sino también por la presencia de los perfiles metálicos (ver figura 8).

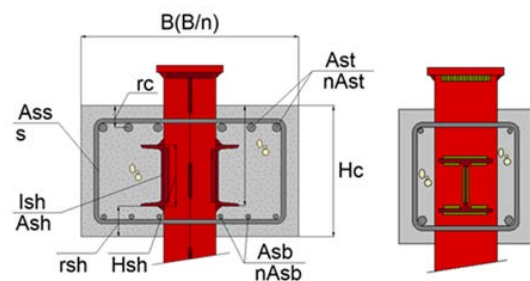


Figura 8. Secciones transversales de viga. Detalle de crucetas con las dimensiones características necesarias para obtener las propiedades mecánicas y resistentes de la sección mixta en las proximidades del pilar.

## 3.

### REVISIÓN A LA NORMATIVA APLICABLE. REFERENCIAS TÉCNICAS RELACIONADAS

Son pocas las normativas que desarrollan o especifican cómo debe de realizarse el dimensionado o comprobación de este tipo de conexiones, y por lo tanto tampoco existen referencias

de las implicaciones que este tipo de uniones puedan implicar en el análisis global de la estructura. Las estructuras híbridas como son conocidas en el mundo anglosajón están a caballo entre los códigos de diseño de hormigón, metálica y estructura mixta, sin encontrar de forma definitiva un espacio normativo adecuado hasta el momento.

En esta sección del artículo se hace un breve repaso de la bibliografía estudiada por el autor, recogiendo los aspectos más relevantes de la misma.

### 3.1. Normativa Española. Normas Tecnológicas de la Edificación

Aunque antiguas, pero siempre sorprendentes e interesantes, en las “Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE)” encontramos una de las pocas referencias en nuestro país sobre el sistema de conexión entre pilares metálicos y forjados, en este caso forjados reticulares. La solución estructural descrita consiste en soldar dos crucetas directamente a un perfil en cajón cerrado o tubular, y soldar otras dos crucetas embrochadas a las anteriores, facilitando la continuidad de los elementos mediante platabandas (Ver figuras 9a y 9b).



Figura 9a. NTE-EHR Forjados Reticulares, 1973. Tabla con calibres UPN propuestos para diferentes cantos de forjado reticular.

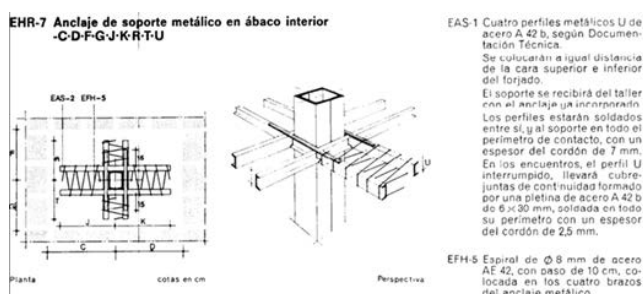


Figura 9b. NTE-EHR Forjados Reticulares, 1973. Detalle de cruceta de capitel para soporte central.

La referencia se encuentra en concreto en la “NTE-Estructuras-EHR”. En dicha propuesta, resaltamos los puntos de mayor interés:

- La longitud de la cruceta medida desde el eje del soporte será de 1/9 de la luz de los vanos contiguos.
- La NTE propone una tabla (ver figura 9a) con los calibres de los UPN a emplear como capiteles, en funci3n del canto total del forjado reticular.

Como en muchas ocasiones ocurría con esta normativa, la falta de límites en su aplicabilidad (cargas, geometría de la es-

tructura, relación de luces entre vanos) y la falta de respaldo técnico en la solución presentada, convierten a la propuesta en un detalle típico orientativo, más que en un detalle constructivo de aplicaci3n en un proyecto de ejecuci3n. Por lo tanto, al menos el concepto de longitud de capitel debería tratarse con cautela.

### 3.2. Norma de Construcci3n Sismorresistente: Parte general y Edificaci3n (NCSE-02)

Llama la atenci3n que la otra única referencia en nuestro pa3s para estructuras híbridas aparezca reflejada en la normativa Sísmica. Es el “capítulo IV” de la Norma y más concretamente en la “secci3n 4.5.2.2” Condiciones particulares de la armadura superior, encontramos referenciados en el texto conexiones que presentan gran semejanza con los collarines tipo ETSAM (figura 2). En dichos detalles se reconoce el sistema de bielas y tirantes característico en conexiones de corta extensi3n, donde la biela de compresi3n oblicua se apoya en el casquillo soldado a la parte inferior del pilar metálico.

Los detalles mostrados (figura 10) representan una conexi3n de forjado y pilar de borde o de esquina, donde además se intuye una cierta capacidad a flexi3n de la uni3n, básicamente favorecida por la presencia de una armadura superior anclada de acuerdo con tres posibles mecanismos (armadura ortogonal, perfil de engarce y armadura en lazo).

Si el soporte es metálico, con fuste pasante a trav3s del forjado (Figura 4.9), debe comprobarse además que el elemento de engarce de las armaduras, o, en caso de lazo, el propio fuste, permite equilibrar el momento entre ambas piezas. En cualquier caso, debe excluirse la posibilidad de confiar dicho equilibrio a torsiones en el hormig3n.

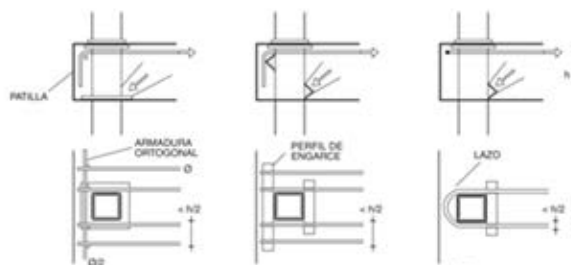


Figura 4.9. Armaduras superiores en nudo extremo con soporte metálico

Figura 10. NCSE-02, figura 4.9 sobre armadura superior en nudo extremo.

Si bien el autor del presente artículo siempre ha reconocida la necesidad de plasmar en la normativa de obligado cumplimiento cualquier tipo de recomendaci3n al respecto sobre esta tipología estructural, también cabe reflexionar sobre la conveniencia de haberlo hecho en la norma sismorresistente. De forma indirecta se está autorizando el empleo de este tipo de conexiones, tal vez en un ámbito normativa no muy conveniente. El autor desconoce si estas soluciones cuentan con el suficiente respaldo técnico para ser consideradas eficientes y válidas tanto desde un punto de vista resistente como de su capacidad de deformaci3n frente al evento sísmico. La crítica ante el postulado de recoger estos detalles en la normativa sísmica se basa en las siguientes razones:

- No se cumple con las recomendaciones del tipo columna fuerte viga débil.
- No se conocen evidencias experimentales o reales del comportamiento de este tipo de conexiones en el rango inelástico o plástico. Los datos experimentales se centran en la capacidad a punzonamiento de la conexión, más allá de su comportamiento inelástico o histerético.
- Ausencia de modelos o información acerca del comportamiento global de las estructuras híbridas con respecto a la presencia de acciones horizontales de gran relevancia. Verificación de la validez del mecanismo de pórtico frente a la presencia de acciones horizontales.
- Los detalles presentados (Collarín inferior) no parecen resolver el problema de la inversión de momentos flectores que puede ocurrir en los nudos de la estructura (figura 11). No se hace mención a la inevitable interferencia que se produce entre la armadura inferior de los elementos resistentes horizontales y sistema de conexión soldado al pilar.

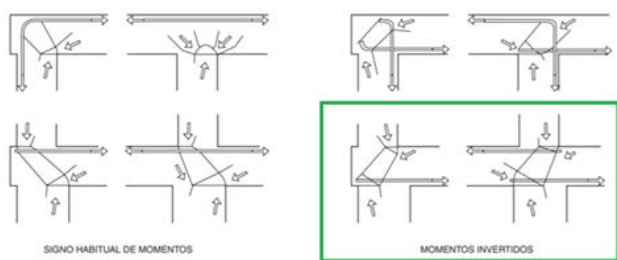


Figura 4.14. Inversión de momentos

Figura 11. La inversión de momentos en estructuras de hormigón armado pasa por un correcto anclado de la armadura inferior en las proximidades de los nudos. Este aspecto no es factible con el sistema de collarín inferior propuesto en la NCSE-02.

### 3.3. Normativa Europea. Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón EN 1992-1-1

En el Ec-2 del 2004 no existen reglas específicas sobre la metodología a seguir en el diseño de este tipo de estructuras ni de cómo realizar el dimensionado de los sistemas de conexión.

En el caso del último borrador disponible sobre la nueva versión del Ec-2, se menciona en la sección correspondiente al dimensionado del estado límite de punzonamiento, que la metodología de cálculo debe ser válida también para el dimensionado de crucetas metálicas o “Shear heads”, sin que de nuevo se especifiquen reglas concretas sobre el asunto. Tampoco se ha encontrado ninguna referencia en los documentos de respaldo de la normativa escritos por los autores responsables del texto.

Tal vez sea reseñable la definición del canto efectivo ( $d_v$ ) en aquellos sistemas de losa macizas suspendidas mediante tirantes y sistemas de reacción metálicos. La definición del canto efectivo es perfectamente válida para los sistemas de conexión tratados en este documento (ver figura 12).

El concepto de canto efectivo es de esencial importancia en la resolución del problema. La geometría de las crucetas y la presencia de armadura inferior obliga a elevar los sistemas de

conexión respecto al plano inferior del forjado, y por lo tanto reducir la sección resistente a cortante.

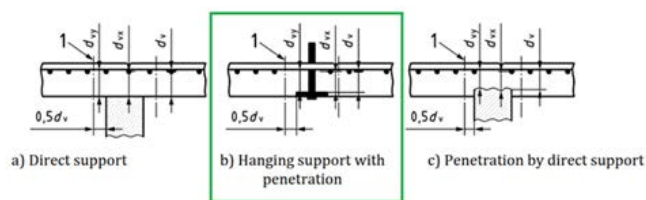


Figura 12. Definición del concepto de canto efectivo en función del tipo de soporte donde se realiza el apoyo del forjado.

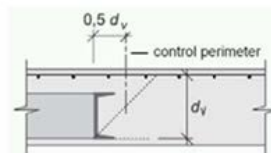


Figure 7.3-33: Shear-resisting effective depth and control perimeter accounting for shearhead penetration

Figura 13. Definición de canto efectivo y perímetro crítico a partir del cual se debe verificar la resistencia a punzonamiento de la losa. Código Modelo 2010.

### 3.4. Model Code. Bulletin 66, FIB, CEB-FIP

En el Código Modelo en su capítulo destinado a punzonamiento y más concretamente en la sección 7.3.5.5., encontramos una pequeña reseña para el diseño de las crucetas metálicas.

El Código Modelo establece que la resistencia a punzonamiento de una losa debe ser verificada de acuerdo con la sección 7.3.5.3. “Resistencia a punzonamiento fuera de las zonas con armaduras a cortante o capiteles metálicos”.

Según lo indicado en esta publicación es necesario que la capacidad resistente a cortante debe ser comprobada a una distancia igual a la mitad del canto efectivo, medido desde la parte inferior de la cruceta (ver figura 13). El Código Modelo asume un comportamiento rígido de los elementos de conexión metálica y remite para el cálculo de la resistencia a punzonamiento del hormigón a la sección 7.3.5.3., donde de forma aditiva se tiene encuentra la contribución del hormigón y de la armadura transversal.

De nuevo, aunque la mención al sistema estructural es clara, se echa en falta una definición de la aportación a cortante de los elementos metálicos, o la necesidad de disponer o no armadura trasversal espaciada en torno a los capiteles de acero. Tampoco hay mención alguna a los requisitos que los capiteles tienen que cumplir con respecto a la rigidez a flexión, de cara a considerar a estos como rígidos.

### 3.5. Normativa Americana ACI-318

La prestigiosa normativa americana es sin duda el código de diseño en el que se definen con mayor detalle el sistema de conexión objeto de este artículo. En el caso de la versión de 2014, es en la sección 22.6.9 llamada “Requisitos para el diseño de capiteles metálicos (shear heads) en elementos bidireccionales”, donde se especifican los siguientes aspectos a tener en cuenta en fase de diseño:

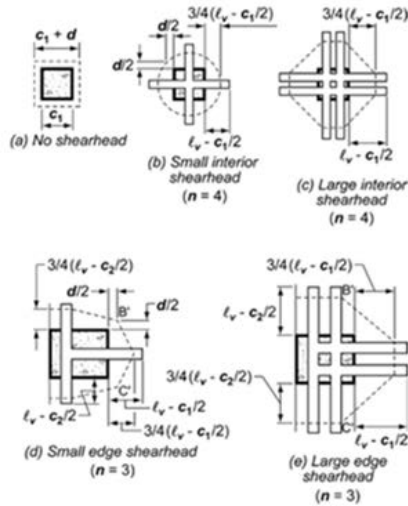


Fig. R22.6.9.8—Location of critical section defined in 22.6.9.8.

Figura 14. Localización del perímetro crítico de comprobación para pilares de esquina y centrales. Con crucetas de gran rigidez (dos brazos) y pequeña rigidez (un solo brazo).

- Las soldaduras entre los diferentes perfiles que forman la cruceta deben ser a penetración completa, lo que implica preparación de bordes en los elementos metálicos.
- Las crucetas no deben tener un canto superior a 70 veces el espesor del alma.
- Los extremos de las crucetas pueden ser cortadas con ángulos de al menos 30 grados con la horizontal, siempre y cuando el momento plástico resultante sea adecuado para resistir el esfuerzo cortante de cálculo asociado.
- El ala de los perfiles solicitada a compresión debe estar situada dentro de una profundidad de 0.3d medida desde la superficie de la losa solicitada a compresión, habitualmente la cara inferior del forjado.
- La relación  $\alpha_v$  entre la rigidez a flexión de cada brazo de la cruceta y el hormigón que lo rodea supuesto este fisurado y con ancho (c2+d), debe ser al menos 0.15.
- Las crucetas deben aportar suficiente resistencia a flexión de tal forma que se garantice que la rotura a cortante de la losa de hormigón ocurra antes que el agotamiento de los dispositivos metálicos. Las crucetas deben tener un momento resistente plástico igual a la ecuación (22.6.9.6):

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n} \left[ d_v + \alpha_v \left( l_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (1)$$

- La normativa ACI permite la contribución de los capiteles metálicos a la capacidad resistente total a flexión de la losa maciza, mediante el empleo de la ecuación (22.6.9.7):

$$M_p \leq \frac{\phi \alpha_u V_u}{2n} \left[ l_v - \frac{c_1}{2} \right] \quad (2)$$

Sabiendo que la contribución de los capiteles está limitada al 30% de la capacidad a flexión total del elemento de hormigón.

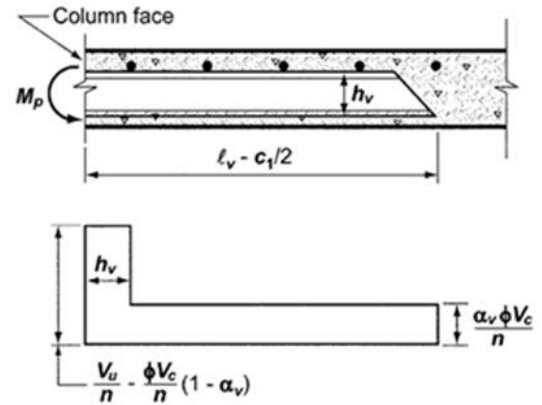


Fig. R22.6.9.6—Idealized shear acting on shearhead.

Figura 15. Distribución idealizada de cortante actuando sobre los brazos de la cruceta o “shear heads” de acuerdo con ACI-318.

- A efectos de resistencia a punzonamiento, la losa debe ser verificada en una sección perpendicular al plano del forjado a una distancia igual 0.75 veces la longitud de la cruceta medida desde la cara del soporte (ver figura 14).

$$\left( \frac{3}{4} \right) \left[ l_v - \frac{c_1}{2} \right] \quad (3)$$

- La tensión a cortante en el hormigón debido a las cargas verticales de diseño, en el perímetro crítico, no superará el valor de:

$$\phi 0.33 \sqrt{f'_c} \quad (4)$$

Y en la cara del soporte de hormigón el valor de:

$$\phi 0.58 \sqrt{f'_c} \quad (5)$$

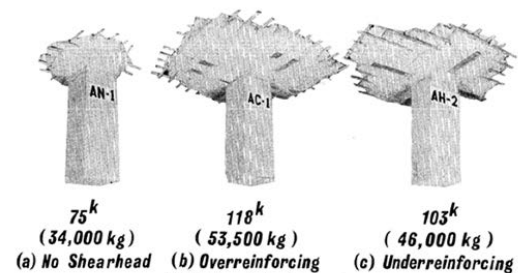


Figura 16. Cargas de rotura frente a punzonamiento de tres configuraciones de ensayo distintas, solo el pilar de hormigón, pilar con capitel de gran rigidez y pilar con capitel de pequeña rigidez.

La formulación y los requisitos especificados en la normativa ACI-318 están basadas en las investigaciones y campañas de ensayos realizados por Corley y Hawkins entre los años 1968 y 1974, auspiciadas por el Portland Cement Association (ver figuras 16 y 17).

No cabe duda y así la experimentación lo demuestra, que la presencia de crucetas aumenta significativamente la resistencia a punzonamiento del forjado de hormigón. La presencia de capiteles permite alejar de las caras del soporte, el perímetro crítico y por lo tanto aumentar la sección de hormigón resistente a tal esfuerzo. Este comportamiento estructural se conseguirá, siempre y cuando la resistencia a flexión de los perfiles sea tal que su fallo no se produzca después de la rotura a cortante del hormigón.

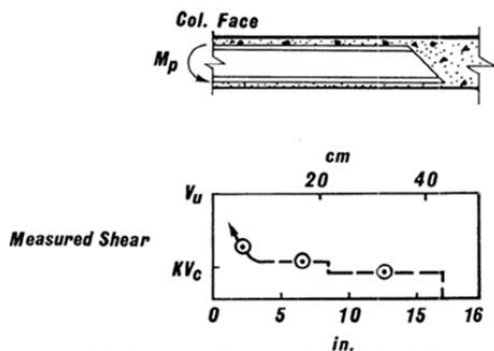


Fig. 9—Shear calculated from measured strains in shearhead reinforcement for Specimen BH-1.

Figura 17. Gráfica con el valor de cortante de acuerdo deformaciones medidas en el capitel correspondiente al espécimen BH-1.

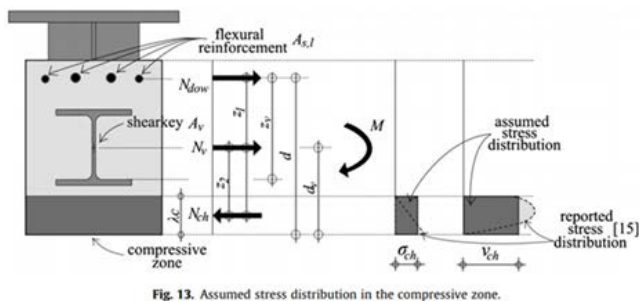


Fig. 13. Assumed stress distribution in the compressive zone.

Figura 18. Esquema resistente a nivel de sección de la contribución conjunta de una sección mixta.

De nuevo nos encontramos con una metodología de cálculo que, aunque puede ser aplicable al caso de este estudio, se basa en la presencia de un pilar de hormigón armado que recoge parte de la carga vertical transferida desde la losa. Es decir, se resuelve un problema de punzonamiento en una losa trabajando de forma bidireccional.

### 3.6. Artículos técnicos relevantes

Entre las pocas referencias bibliográficas que existen sobre el asunto, cabe destacar el trabajo del profesor Dan Bompa en el Imperial College de Londres. Este interesante trabajo describe el mecanismo de rotura de capiteles metálicos embebidos tanto en losas macizas de hormigón como en elementos tipo viga, además de proponer una formulación para la comprobación del estado tensional del hormigón en torno a estos elementos. Lamentablemente, en este amplio trabajo de investigación no se hace referencia de nuevo al dimensionado de los capiteles. Se muestran en las figuras 18 y 19 una pequeña muestra del citado trabajo.

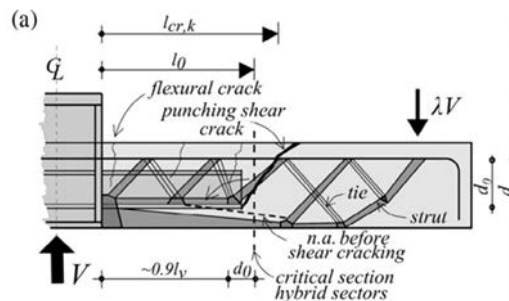


Figura 19. Modelos de bielas y tirantes para crucetas metálicas en especímenes de ensayos simulando losas de hormigón.

## 4. ESTUDIO DE SISTEMAS DE CONEXIÓN DE LARGA EXTENSIÓN EN EDIFICIOS CON ESTRUCTURA PORTICADA

### 4.1. Implicaciones del aumento de rigidez en los extremos de las vigas de pórtico en el análisis elástico y lineal

Una de las cuestiones que este artículo pretende resolver es si el incremento de inercia debido a la presencia de crucetas en la sección de hormigón y la longitud de estas es capaz de alterar significativamente la obtención de esfuerzos a flexión y cortante, bajo las premisas de un análisis elástico y lineal.

Para comprobar tal hecho se ha procedido a estudiar un pórtico típico de edificación, formado por vigas de hormigón armado de cantos 30 y 40 cm, pilares en disposición de cajón cerrado de calibre UPN-160, y a modo de capiteles dos UPN-140 (Caso A), dos UPN-160 (Caso B), y una única cruceta HEB-140 (Caso C) soldados a los pilares antes descritos. Se han evaluado las varias combinaciones de secciones que muestran diferentes relaciones de rigidez entre la sección homogenizado con crucetas embebidas y la sección bruta de hormigón, con crucetas de longitudes: 500, 750, 1000, 1250 y 1500 mm. En la tabla 1 encontramos las rigideces a flexión en aquellas secciones con elemento metálico embebido (sección homogenizada) y sección simplemente armada (sección bruta). En el estudio de rigideces no se ha tenido en cuenta ninguna armadura de refuerzo (ver 20).

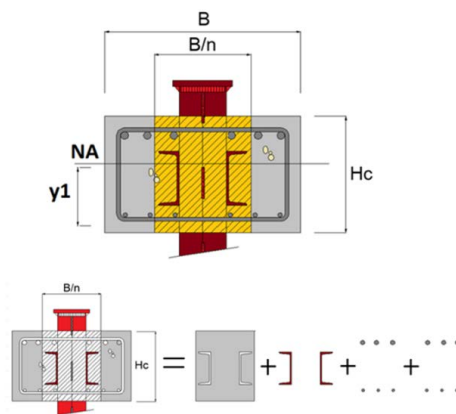


Figura 20. Representación gráfica del cálculo de la sección homogenizada incluyendo no solo los perfiles metálicos sino también el armado longitudinal inferior y superior.

TABLA 1.

Tabla resumen con las propiedades mecánicas consideradas en los modelos de cálculo analizados.

	Geometría vigas HA BxH (cm x cm)	Capiteles Metálicos Definición	Rigidez a Flexión Es*Ix_Hom [KN*m <sup>2</sup> ]	Rigidez a Flexión Ec*Ibruta [KN*m <sup>2</sup> ]	Ratio Rigidez Es*Ix_hom/Ec*Ibruta	Ancho equiv. H= 300m Sección Homogenizada. Bo [cm]
Caso A	40x40	2 UPN-140	69942.45	65006.03	1.08	6.56
Caso B	50x30	2 UPN-160	38076.52	34280.52	1.11	8.46
Caso C	30x30	1 HEB-140	23651.78	20568	1.15	5.26

TABLA 2.

Caso A. Esfuerzos ELU Flexión y cortante en extremos de vigas.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]
A1	9.86	30.66	9.8	30.53	9.75	30.50	9.71	30.47	9.65	30.45	9.59	30.45
B1	41.89	41.337	42.56	41.46	42.76	41.50	42.88	41.53	42.93	41.54	42.91	41.55
C1	39.68	36	40.34	36	40.49	36.00	40.61	36	40.66	36	40.66	36.00
D1	39.68	36	40.34	36	40.49	36.00	40.61	36	40.66	36	40.66	36.00
E1	41.89	41.337	42.56	41.46	42.76	41.50	42.88	41.53	42.93	41.54	42.91	41.55
F1	9.86	30.66	9.8	30.53	9.75	30.50	9.71	30.47	9.65	30.45	9.59	30.45
A2	6.36	30.09	6.31	29.97	6.26	29.94	6.25	29.91	6.21	29.89	6.17	29.89
B2	41.81	41.91	42.47	42.07	42.67	42.06	42.88	41.53	42.82	42.1	42.79	42.10
C2	40.375	36	41	36	41.19	36.00	41.31	36	41.35	36	41.34	36.00
D2	40.375	36	41	36	41.19	36.00	41.31	36	41.35	36	41.34	36.00
E2	41.81	41.91	42.47	42.07	42.67	42.06	42.88	41.53	42.82	42.1	42.79	42.10
F2	6.36	30.09	6.31	29.97	6.26	29.94	6.25	29.91	6.21	29.89	6.17	29.89

TABLA 3.

Caso A. Comparativa de esfuerzos con respecto al caso base.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Incr. Md	Incr. Vd	Incr. Md	Incr. Vd	Incr. Md	Incr. Vd	Incr. Md	Incr. Vd	Incr. Md	Incr. Vd
A1	9.86	30.66	-0.61%	-0.43%	-1.13%	-0.53%	-1.54%	-0.62%	-2.18%	-0.69%	-2.82%	-0.69%
B1	41.89	41.337	1.57%	0.30%	2.03%	0.39%	2.31%	0.46%	2.42%	0.49%	2.38%	0.51%
C1	39.68	36	1.64%	0.00%	2.00%	0.00%	2.29%	0.00%	2.41%	0.00%	2.41%	0.00%
D1	39.68	36	1.64%	0.00%	2.00%	0.00%	2.29%	0.00%	2.41%	0.00%	2.41%	0.00%
E1	41.89	41.337	1.57%	0.30%	2.03%	0.39%	2.31%	0.46%	2.42%	0.49%	2.38%	0.51%
F1	9.86	30.66	-0.61%	-0.43%	-1.13%	-0.53%	-1.54%	-0.62%	-2.18%	-0.69%	-2.82%	-0.69%
A2	6.36	30.09	-0.79%	-0.40%	-1.60%	-0.50%	-1.76%	-0.60%	-2.42%	-0.67%	-3.08%	-0.67%
B2	41.81	41.91	1.55%	0.38%	2.02%	0.36%	2.50%	-0.92%	2.36%	0.45%	2.29%	0.45%
C2	40.375	36	1.52%	0.00%	1.98%	0.00%	2.26%	0.00%	2.36%	0.00%	2.33%	0.00%
D2	40.375	36	1.52%	0.00%	1.98%	0.00%	2.26%	0.00%	2.36%	0.00%	2.33%	0.00%
E2	41.81	41.91	1.55%	0.38%	2.02%	0.36%	2.50%	-0.92%	2.36%	0.45%	2.29%	0.45%
F2	6.36	30.09	-0.79%	-0.40%	-1.60%	-0.50%	-1.76%	-0.60%	-2.42%	-0.67%	-3.08%	-0.67%



TABLA 4.

Caso B. Esfuerzos ELU Flexión y cortante en extremos de vigas.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]
A1	14.72	31.49	14.65	31.323	14.58	31.27	14.5	31.27	14.42	31.2	14.32	31.19
B1	41.81	40.515	42.71	40.68	42.98	40.73	43.15	40.78	43.22	40.8	43.21	40.81
C1	38.65	36	39.42	36	39.66	36.00	39.82	36	39.87	36	39.90	36.00
D1	38.65	36	39.42	36	39.66	36.00	39.82	36	39.87	36	39.90	36.00
E1	41.81	40.515	42.71	40.68	42.98	40.73	43.15	40.78	43.22	40.8	43.21	40.81
F1	14.72	31.49	14.65	31.323	14.58	31.27	14.5	31.27	14.42	31.2	14.32	31.19
A2	9.85	30.63	9.78	30.47	9.72	30.42	9.66	30.38	9.6	30.36	9.53	30.35
B2	42.09	41.37	42.96	41.53	42.98	40.73	43.39	41.62	43.45	41.64	43.43	41.65
C2	39.56	35.91	40.62	36	40.87	36.00	41.02	36	41.1	36	41.10	36.00
D2	39.56	35.91	40.62	36	40.87	36.00	41.02	36	41.1	36	41.10	36.00
E2	42.09	41.37	42.96	41.53	42.98	40.73	43.39	41.62	43.45	41.64	43.43	41.65
F2	9.85	30.63	9.78	30.47	9.72	30.42	9.66	30.38	9.6	30.36	9.53	30.35

TABLA 5.

Caso B. Comparativa de esfuerzos con respecto al caso base.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd
A1	14.72	31.49	-0.48%	-0.53%	-0.96%	-0.70%	-1.52%	-0.70%	-2.08%	-0.93%	-2.79%	-0.96%
B1	41.81	40.515	2.11%	0.41%	2.72%	0.54%	3.11%	0.65%	3.26%	0.70%	3.24%	0.72%
C1	38.65	36	1.95%	0.00%	2.55%	0.00%	2.94%	0.00%	3.06%	0.00%	3.13%	0.00%
D1	38.65	36	1.95%	0.00%	2.55%	0.00%	2.94%	0.00%	3.06%	0.00%	3.13%	0.00%
E1	41.81	40.515	2.11%	0.41%	2.72%	0.54%	3.11%	0.65%	3.26%	0.70%	3.24%	0.72%
F1	14.72	31.49	-0.48%	-0.53%	-0.96%	-0.70%	-1.52%	-0.70%	-2.08%	-0.93%	-2.79%	-0.96%
A2	9.85	30.63	-0.72%	-0.53%	-1.34%	-0.69%	-1.97%	-0.82%	-2.60%	-0.89%	-3.36%	-0.92%
B2	42.09	41.37	2.03%	0.39%	2.07%	-1.57%	3.00%	0.60%	3.13%	0.65%	3.09%	0.67%
C2	39.56	35.91	2.61%	0.25%	3.21%	0.25%	3.56%	0.25%	3.75%	0.25%	3.75%	0.25%
D2	39.56	35.91	2.61%	0.25%	3.21%	0.25%	3.56%	0.25%	3.75%	0.25%	3.75%	0.25%
E2	42.09	41.37	2.03%	0.39%	2.07%	-1.57%	3.00%	0.60%	3.13%	0.65%	3.09%	0.67%
F2	9.85	30.63	-0.72%	-0.53%	-1.34%	-0.69%	-1.97%	-0.82%	-2.60%	-0.89%	-3.36%	-0.92%

TABLA 6.

Caso C. Esfuerzos ELU Flexión y cortante en extremos de vigas.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]
A1	19.15	32.3	19.11	32.11	19.03	32.04	18.94	31.98	19.5	32.11	18.69	31.92
B1	41.35	39.7	42.47	39.9	42.82	39.97	43.05	40.02	42.83	39.89	43.15	40.08
C1	37.71	36	38.62	36	38.91	36	39.1	36	39.33	36	39.21	36
D1	37.71	36	38.62	36	38.91	36	39.1	36	39.33	36	39.21	36
E1	41.35	39.7	42.47	39.9	42.82	39.97	43.05	40.02	42.83	39.89	43.15	40.08
F1	19.15	32.3	19.11	32.11	19.03	32.04	18.94	31.98	19.5	32.11	18.69	31.92
A2	13.38	31.24	13.29	31.04	13.21	30.96	13.14	30.92	12.82	30.83	12.93	30.87
B2	41.97	40.77	43.07	40.96	43.41	41.03	43.62	41.08	43.79	41.16	43.71	41.13
C2	39.07	36	40.04	36	40.34	36	40.54	36	40.49	35.92	40.64	36
D2	39.07	36	40.04	36	40.34	36	40.54	36	40.49	35.92	40.64	36
E2	41.97	40.77	43.07	40.96	43.41	41.03	43.62	41.08	43.79	41.16	43.71	41.13
F2	13.38	31.24	13.29	31.04	13.21	30.96	13.14	30.92	12.82	30.83	12.93	30.87

TABLA 7.

Caso C. Comparativa de esfuerzos con respecto al caso base.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd
A1	19.15	32.3	-0.21%	-0.59%	-0.63%	-0.81%	-1.11%	-1.00%	1.79%	-0.59%	-2.46%	-1.19%
B1	41.35	39.7	2.64%	0.50%	3.43%	0.68%	3.95%	0.80%	3.46%	0.48%	4.17%	0.95%
C1	37.71	36	2.36%	0.00%	3.08%	0.00%	3.55%	0.00%	4.12%	0.00%	3.83%	0.00%
D1	37.71	36	2.36%	0.00%	3.08%	0.00%	3.55%	0.00%	4.12%	0.00%	3.83%	0.00%
E1	41.35	39.7	2.64%	0.50%	3.43%	0.68%	3.95%	0.80%	3.46%	0.48%	4.17%	0.95%
F1	19.15	32.3	-0.21%	-0.59%	-0.63%	-0.81%	-1.11%	-1.00%	1.79%	-0.59%	-2.46%	-1.19%
A2	13.38	31.24	-0.68%	-0.64%	-1.29%	-0.90%	-1.83%	-1.03%	-4.37%	-1.33%	-3.48%	-1.20%
B2	41.97	40.77	2.55%	0.46%	3.32%	0.63%	3.78%	0.75%	4.16%	0.95%	3.98%	0.88%
C2	39.07	36	2.42%	0.00%	3.15%	0.00%	3.63%	0.00%	3.51%	-0.22%	3.86%	0.00%
D2	39.07	36	2.42%	0.00%	3.15%	0.00%	3.63%	0.00%	3.51%	-0.22%	3.86%	0.00%
E2	41.97	40.77	2.55%	0.46%	3.32%	0.63%	3.78%	0.75%	4.16%	0.95%	3.98%	0.88%
F2	13.38	31.24	-0.68%	-0.64%	-1.29%	-0.90%	-1.83%	-1.03%	-4.37%	-1.33%	-3.48%	-1.20%

TABLA 8.

Carga crítica de pandeo para los dos sistemas estructurales estudiados.

	Descripción soportes del portico	Axil de en compresión soportes [KN]	Valor $\lambda$ Análisis Lineal Pandeo	Axil Crítico Ncr= $\lambda N$ [KN]
Caso B	Hormigón 25x25 cm <sup>2</sup>	1	3664.1	3664.1
Caso B	Acero 2 UPN-160	1	22858.33	22858.33

En la figura 21 se reproduce la geometría del pórtico típico de edificación y las secciones de los elementos que lo constituyen, concretamente el denominado Caso A. En el pórtico se numeran los extremos de las vigas para poder comprobar posteriormente los esfuerzos obtenidos en cada cálculo para cada longitud de cruceta.

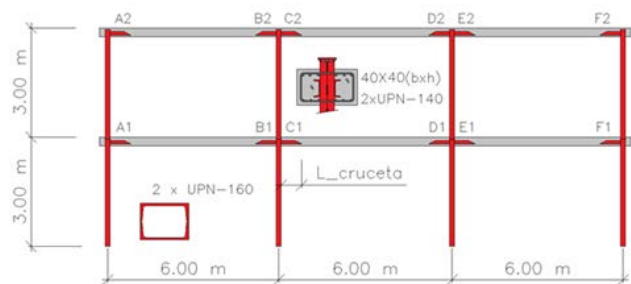


Figura 21. Definición del pórtico de edificación típico correspondiente al Caso A.

Se muestran en las tablas números del 2 al 7 los esfuerzos de flexión y cortante para cada uno de los tres casos estudiados, junto a su comparativa que expresa la variación de esfuerzos con respecto al caso base (sección constante de hormigón sin presencia de embebida en su interior).

A la vista de los resultados obtenidos en la simulación se puede observar que no existen diferencias substanciales en la obtención de esfuerzos en modelos estructurales donde se in-

cluya a efectos de rigidez la presencia de capiteles. Tampoco la longitud de estos elementos de conexión parece ser un factor significativo que modifique sustancialmente los resultados aportados por cálculos en primer orden.

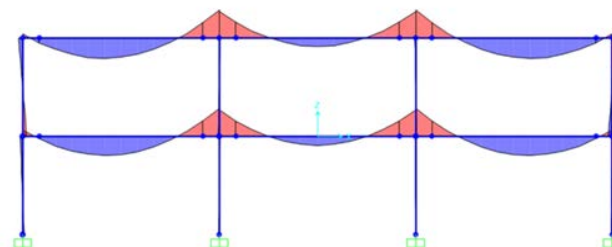


Figura 22. Ley de flectores debida a una carga lineal de 12 KN/m aplicada en los tres casos de estudio para cada longitud de cruceta.

#### 4.2. Implicaciones a efectos de estabilidad global del pórtico con respecto a soluciones equivalentes con pilares de hormigón armado

Otro de los aspectos que entendemos necesario estudiar es la reducción de capacidad portante de estas estructuras frente al fenómeno de inestabilidad o pandeo por flexión en los pilares, frente a soluciones equivalentes de mínimos con pilares de hormigón armado. Desde el punto de vista del diseño arquitectónico el empleo de pilares metálicos en contraposición con soluciones de hormigón, donde las dimensiones mínimas del pilar no deben ser inferiores a 25x25 cm<sup>2</sup>, son preferidas en términos de generación de superficie útil.

Aprovechando las simulaciones correspondientes al caso B, se procederá a realizar una análisis elástico y lineal de pandeo, con el fin de determinar la carga crítica del pórtico previamente estudiado (con pilares en cajón cerrado UPN-160), y esta se comprobará contra la carga crítica de un pórtico similar, pero con pilares de hormigón armado de dimensiones 25x25 cm<sup>2</sup> (las mínimas dimensiones permitidas para un soporte de hormigón). Ver figura 23.

Un análisis de pandeo lineal es un problema clásico de autovalores, donde estos representan los modos de pandeo de la estructura y los autovalores la carga crítica asociada a dichos modos. Para el análisis elástico y lineal de pandeo es necesario definir no solo la matriz de rigidez de la estructura, sino también la matriz de rigidez geométrica asociada, la cual en cada uno de sus términos tiene incluido un valor de axil de compresión o tracción (N), normalmente de valor la unidad. El concepto detrás de este análisis es determinar el valor de la constante lambda ( $\lambda$ ) que multiplica a la matriz de rigidez geométrica, y que hace cero la rigidez total de la estructura, provocando por lo tanto su inestabilidad. El análisis de pandeo comúnmente se expresa con la siguiente ecuación:

$$[K - \lambda K_G] = 0 \quad (6)$$

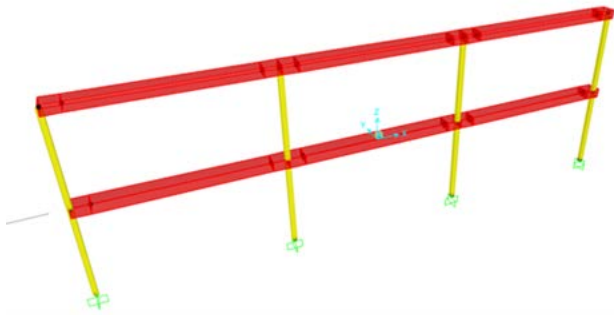


Figura 23. Representación de los pórticos estudiados. En todos los casos las vigas son planos de dimensiones 50x30 cm<sup>2</sup>, pilares de hormigón armado de 25x25 cm<sup>2</sup> y pilares 2 UPN-160 en cajón cerrado.

Siendo la carga crítica de la estructura definida por la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \lambda N \quad (5)$$

Mediante un software comercial de cálculo de estructuras (Sap2000), se ha determinado la constante de proporcionalidad delta asumiendo que los soportes de la estructura han sido sometidos a un axil de valor 1 KN.

En el caso de la estructura de hormigón de cara a tener un valor de carga crítica más ajustado, se deberá tener en cuenta el fenómeno de la fluencia, determinada mediante los requerimientos recogidos en el último borrador de la nueva versión del Eurocódigo 2.

De acuerdo con la sección 5.14 del EC-2 (ecuaciones 5.1 y 7.27) el módulo de Elasticidad se define de la siguiente manera:

$$E_{cm} = K_E (f_{cm})^{1/3} \quad (6)$$

$$E_{cm} = K_E (f_{cm})^{1/3} = 10(f_{ck} + 8)^{1/3} = 32075\_MPa$$

$$E_{CD} = \frac{E_{CM}}{\gamma_{CE}} = \frac{32075}{1.20} = 26730\_MPa \quad (7)$$

El coeficiente efectivo de fluencia queda definido en la sección 7.4.2, ecuaciones 7.26 en base a los valores obtenidos de la tabla 5.2 “Coeficientes de fluencia en hormigón en masa tras 50 años de carga sostenida”.

$$\begin{aligned} \varphi_{ef,b} &= \varphi(\infty, t_o) \frac{M_{0Eap}}{M_{0Ed}} \\ \varphi_{ef,b} &= \varphi(\infty, t_o) \frac{M_{0Eap}}{M_{0Ed}} = \left(\frac{35}{f_{ck}}\right)^A \varphi(\infty, t_o) \frac{Q_{0Eap}}{Q_{0Ed}} \\ \varphi_{ef,b} &= \left(\frac{35}{25}\right)^{0.81} 2.3 \cdot 0.65 = 1.96 \end{aligned} \quad (8)$$

Una vez conocida la fluencia y asumiendo la pérdida de rigidez a flexión de las secciones resistentes por entender estas fisuradas ( $k_c=0.4$ ), el módulo de elasticidad del hormigón cabe ser modificado mediante el siguiente factor:

$$F = \frac{k_c}{1 + \varphi_{ef,s}} \quad (9)$$

Por lo que, a efectos del comportamiento global de la estructura frente a efectos de segundo orden, el módulo de elasticidad del hormigón a emplear en el análisis elástico y lineal de pandeo tiene el siguiente valor:

$$E_{CD}^* = \frac{k_c}{1 + \varphi_{ef,s}} E_{CD} = \frac{0.4}{1 + 1.96} 26730 = 3612\_MPa \quad (10)$$

En el caso de las estructuras con pilares metálicos, el módulo de elasticidad se reducirá en un 20%, para simular el aumento de deformaciones en etapas próximas a la fase final de colapso.

$$E_s^* = 0.8 \cdot E_s = 0.8 \cdot 2 \cdot 10^5 = 160000\_MPa \quad (11)$$

En la siguiente tabla 8 se muestran los resultados obtenidos para ambos pórticos.

Como se puede observar la carga crítica de la solución integral de hormigón es del orden de dos veces mayor que la solución híbrida. El fenómeno de la fluencia y la reducción de la inercia bruta en las secciones de hormigón asumiendo su posible fisuración, hace que dicha relación no sea mayor. Cabe señalar que en el caso de emplear sistemas de arriostramiento adicionales (tipo “Chevron” o Cruz de San Andrés) se alcanzan valores de carga crítica próximos a los  $N_{cr} = 32000$  KN superiores a los de la solución con pilares de hormigón armado (Ver figura 25).

Conocidos las cargas críticas de la estructura se pueden determinar la capacidad resistente axil para cada tipo de soporte:

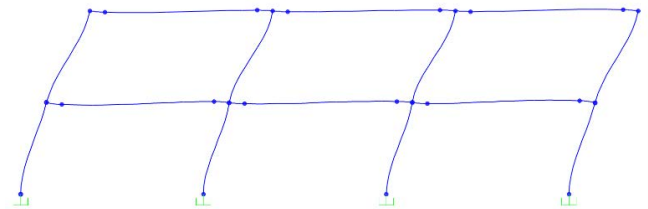


Figura 24. Primer modo de pandeo para pórtico pilares metálicos.

#### Capacidad resistente Axil, para 2 UPN-160.

De acuerdo con el Ec-3 capítulo 6.3:

$$N_{brd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (12)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (13)$$

Y asumiendo una Curva "C" de pandeo y un acero grado S-275-JR según EN-10005, la capacidad axil última es de:

$$\lambda = 0.751 \quad \text{Esbeltez adimensional, 6.3.1.2.}$$

$$\chi = 0.693 \quad \text{coeficiente de pandeo s/ Figura 6.4}$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 871.20\_KN$$

Capacidad Axil, para pilar HA de sección 25x25 cm<sup>2</sup> y 4Ø16.

En la determinación del axil último de la sección se ha considerado un hormigón con resistencia característica  $f_{ck}=25$  MPa y acero de armar B-500-S.

De acuerdo con los códigos de diseño de hormigón, la presencia de efectos de segundo orden para el dimensionado de pilares se tiene en cuenta en el incremento de excentricidades lo que genera momentos flectores de diseño mayores a los obtenidos en el cálculo en primer orden. En el caso de la capacidad última axil de la sección, esta no se ve reducida por los efectos de la inestabilidad, alcanzándose el siguiente valor:

$$N_{Rd} = f_{CD} \cdot A_c + A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd} = \frac{25}{1.5} (250^2 - 4 \cdot 201) + 4 \cdot 201 \cdot 400 = 1350\_KN \quad (14)$$

A la vista de los resultados, el valor último de axil es mayor en el caso del hormigón que el caso de un cajón cerrado metálico. El análisis a nivel resistente debería completarse teniendo en cuenta los efectos de la flexión, que en el caso del hormigón pueden ser más limitantes que los mostrados en este apartado, al no haberse incluido en el comparativo el incremento a flexión debido a los efectos de segundo orden.

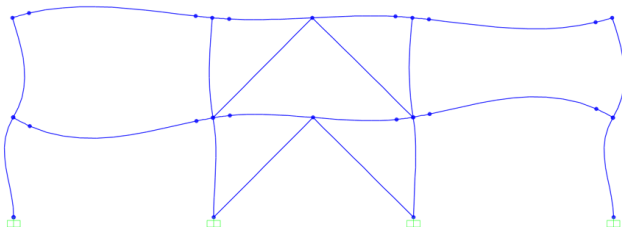


Figura 25. Primer modo de pandeo asociada al pórtico con pilares metálicos y un sistema de arriostramiento lateral constituido por angulares del calibre 100x10.

## 5. DIMENSIONADO DE CRUCETAS DE LARGA EXTENSIÓN EN ESTRUCTURAS PORTICADAS DE EDIFICACIÓN

A la vista de la información mostrada en secciones anteriores, si bien se tienen experiencias sobre el comportamiento del hormigón en torno al perímetro crítico, no es fácil de encontrar referencias con respecto al diseño de estos elementos de conexión. Como ya se ha visto solo la normativa americana establece un criterio de dimensionamiento, el cual solo es de aplicación en forjados bidireccionales con pilares de hormigón que contribuyen también a la resolución del problema de punzonamiento.

Por el contrario, son escasas las referencias en relación con el empleo de este tipo de dispositivos en estructuras porticadas con un comportamiento unidireccional. En esta sección se pretende desarrollar mediante la aplicación de un ejemplo práctico, la metodología de diseño a seguir en el caso del empleo de crucetas de larga dimensión.

### 5.1. Ejemplo de aplicación para el dimensionado de elementos de conexión de larga longitud

Dada la conexión definida en la figura 26 se dimensionarán los siguientes aspectos:

- Calibre y longitud de las crucetas asumiendo un perfil tipo UPN.
- Soldaduras verticales y horizontales entre las crucetas y el pilar en cajón cerrado de calibre 2xUPN-140 (canto  $c_1=140$  mm)

Las crucetas y sus soldaduras serán dimensionadas para los siguientes esfuerzos de diseño:  $M_{ed}= 320$  mkN,  $V_{ed}= 192$  KN debidos a una carga mayorada de  $p_d= 100$  KN/m.

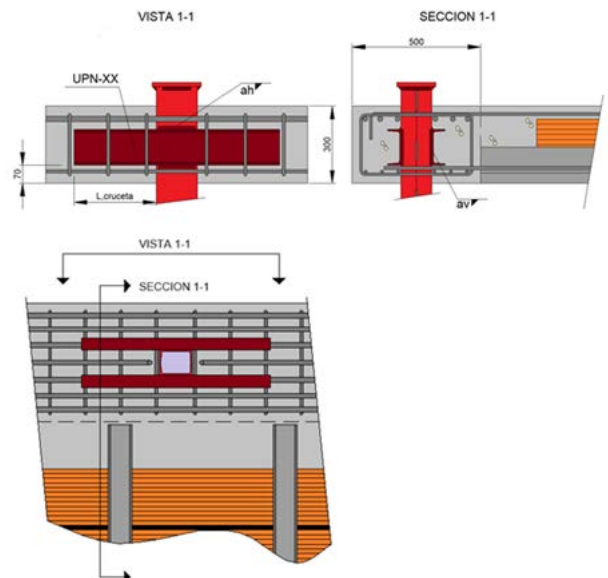


Figura 26. Ejercicio 1. Definición geométrica del problema.

#### a) Determinación de la longitud de la cruceta

La longitud de la cruceta quedará determinada de tal forma que la tensión del hormigón a una distancia mitad del canto eficaz ( $d_v$ ) no supere los siguientes valores:

*Normativa Americana.*

Para un hormigón de resistencia características  $f_{ck}=25$  MPa, de acuerdo con la normativa ACI-318, la tensión a una distancia de  $0.5d_v$ , no debe superar el siguiente valor:

$$f_{vcv} = \phi \cdot 0.33 \sqrt{f_{ck}}$$

$$f_{vcv} = \phi \cdot 0.33 \sqrt{f_{ck}} = 0.75 \cdot 0.33 \cdot \sqrt{25} = 1.25 \text{ MPa} \quad (15)$$

Siendo  $\phi$ , el factor de resistencia asociado a cortante.

Determinada la tensión máxima que es capaz de resistir el hormigón, se establece el equilibrio de fuerzas verticales te-

niendo en cuenta el cortante en el eje del pilar y la carga de diseño asociada. En la **figura 27** se representan los parámetros más relevantes en esta comprobación.

Cortante de diseño a distancia  $0.5d_v$ :

$$V_{cd} = V_{Ed} - p_d \quad [16]$$

Se debe cumplir que:

$$V_{cu} > V_{cd} \quad [17]$$

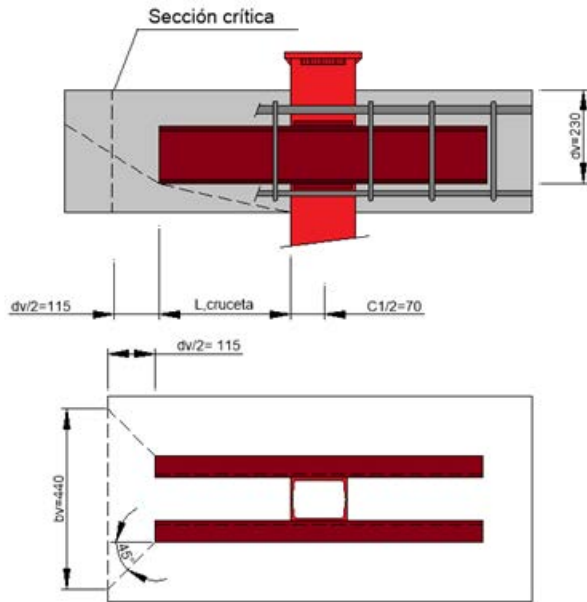


Figura 27. Ejercicio 1. Definición geométrica del problema.

O bien:

$$f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v > V_{Ed} - p_d \cdot x \quad [18]$$

Donde  $b_v$  y  $d_v$  se definen como ancho y canto eficaz.  $b_v$  pretenden limitar la colaboración de toda la sección de hormigón en los extremos de ambas crucetas.  $P_d$  representa la carga lineal de diseño actuante sobre la viga.

Por lo tanto:

$$x = \frac{V_{Ed} - f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v}{P_d} \quad (19)$$

Por lo que la longitud de la cruceta medida desde la cara del pilar debe tener el siguiente valor:

$$l_{cruceta, Ame} = \frac{V_{Ed} - f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v}{P_d} - \frac{C_1}{2} - \frac{d_v}{2} \quad (20)$$

Por lo que la longitud de la cruceta medida desde la cara del pilar debe tener el siguiente valor:

$$l_{cruceta, Ame} = \frac{V_{Ed} - f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v}{P_d} - \frac{0.07}{2} - \frac{0.23}{2} = 0.505 \text{ m}$$

**Normativa Europea.**

El caso práctico será resuelto ahora asumiendo como resistencia a cortante del hormigón, el valor especificado en el nuevo borrador del Ec-2. En este caso se supone el hormigón fisurado

y de forma conservadora no se ha tenido en cuenta la colaboración de la posible presencia de armadura transversal.

De acuerdo con la ecuación 8.16 del nuevo Eurocódigo, la tensión a cortante del hormigón, sin presencia de armadura transversal, no debe superar el siguiente valor:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \left( 100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (21)$$

Donde:

- $\gamma_V$ , Coeficiente parcial de seguridad del material en función del tipo de esfuerzo y la situación diseño. Tabla 4.1. En nuestro caso se adoptará el valor de 1.4.
- $d_{dg}$ , Parámetro de tamaño que relaciona el tamaño del árido con el efecto de engranamiento a través de la fisura de cortante.

$$d_{dg} = 16 \text{ mm} + D_{lower} \leq 40 \text{ mm} \quad (22)$$

Ec.18

Desde un punto de vista conservador se adoptará como valor de  $D_{lower}$  igual 5 mm.

- $\rho_l$ , Cuantía geométrica de la armadura longitudinal a tracción existente en la sección de control. En este caso la cuantía quedará definida por la siguiente expresión:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_v \cdot d_v} \quad (23)$$

- $\tau_{Rd,c,min}$ , es la mínima resistencia cortante del hormigón, con la siguiente expresión:

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{\gamma_V} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (24)$$

Por lo tanto, la tensión cortante de diseño del hormigón en el caso del empleo de la nueva versión del Eurocódigo 2, no superará en ningún caso los siguientes valores:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \left( 100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rd,c,min}$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \left( 100 \frac{6 \cdot 4.91}{23 \cdot 44} \cdot 25 \frac{21}{230} \right)^{1/3} = 0.89 \text{ MPa} \quad (25)$$

Valor nunca menor que:

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{1.4} \cdot \sqrt{\frac{25}{435} \cdot \frac{21}{230}} = 0.57 \text{ MPa} \quad (26)$$

Por lo tanto, en el caso del empleo de la normativa europea la longitud de la cruceta se incrementará hasta la siguiente dimensión:

$$l_{cruceta, EU} = \frac{192 - 890 \cdot 0.23 \cdot 0.44}{100} - \frac{0.07}{2} - \frac{0.23}{2} = 0.85 \text{ m}$$

**b) Determinación del calibre de las crucetas del tipo UPN**

No se puede dudar del comportamiento conjunto a nivel de sección del trabajo simultáneo de los perfiles metálicos junto con la sección de hormigón. Pero tampoco es menos cierto,

que los capiteles están obligados a resistir todo el cortante, ya que son el único elemento eficazmente unido al pilar metálico mediante soldadura. A diferencia de las experiencias de Corley y Hawkins, en donde el soporte de hormigón es capaz de recoger parte de la carga vertical transmitida por el forjado, en este caso y lógicamente prescindiendo de cualquier mecanismo de fricción entre el hormigón y el pilar (difícil de cuantificar), son las crucetas las que tiene que resistir todo el esfuerzo cortante.

De acuerdo con el Eurocódigo 3, la resistencia a cortante de una sección de acero queda definida por la ecuación (6.18):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (27)$$

Donde el área de cortante queda definida gracias a la siguiente ecuación:

$$A_v = h_w \cdot t_w \quad (28)$$

En la [tabla 9](#) se muestran tabuladas las capacidades resistentes a cortantes para diferentes calibres de la serie UPN para una calidad del acero S-275-JR:

A la vista de los resultados con dos crucetas del calibre UPN-100, es posible transmitir con seguridad el siguiente esfuerzo cortante de diseño a los pilares.

$$\Sigma V_{pl,Rd} \geq V_{Ed} \quad (29)$$

$$\Sigma V_{pl,Rd} = 2 \cdot 105.60 = 211.1 \text{ KN} \geq V_{Ed} = 192 \text{ KN} \quad (30)$$

La estimación a cortante de la sección de acero estructural ha sido obtenida exclusivamente mediante la contribución del área correspondiente a las alas de los UPN. Esto permite emplear el área de las alas para poder generar capacidad resistente a flexión. En la [tabla 10](#) se muestra la capacidad resistente plástica individual para diferentes calibres de UPN.

TABLA 9.  
Capacidad a cortante para perfiles individuales del calibre UPN y calidad de acero S-275-JR.

	d(mm)	tw(mm)	Av (mm <sup>2</sup> )	Vpl,rd(KN)
UPN-80	6.00	47.00	282.00	77.55
UPN-100	6.00	64.00	384.00	105.60
UPN-120	7.00	82.00	574.00	157.85
UPN-140	7.00	98.00	686.00	188.65
UPN-160	7.50	115.00	862.50	237.19
UPN-180	8.00	133.00	1064.00	292.60
UPN-200	8.50	151.00	1283.50	352.96
UPN-220	9.00	167.00	1503.00	413.33
UPN-240	9.50	184.00	1748.00	480.70
UPN-260	10.00	200.00	2000.00	550.00

Siguiendo los requisitos de la ACI-318 basados en los estudios de Corley y Hawkins, cabría exigir a la sección metálica de la conexión, una cierta capacidad resistente a flexión, para garantizar que la rotura del elemento se produzca antes por esfuerzo cortante. A este respecto el Código americano establece que el perfil que forma la cruceta debe cumplir la siguiente condición:

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n} \left[ d_v + \alpha_v \left( l_v - \frac{C_1}{2} \right) \right] \quad (30)$$

Donde:

- $n$ , representa el número de brazos de un capitel embebido en losas con comportamiento bidireccional (pilar central 4 brazos, pilar de fachada 3 y pilar de esquina dos). En este artículo se seguirá el mismo criterio adoptado por la normativa americana, por lo que el valor de  $n$  será 1.
- $\alpha_v$ , es el ratio entre la rigidez a flexión de cada brazo de la cruceta y la sección de hormigón fisurada circundante de ancho  $(C_2+d)$ . En nuestro caso se considerará el ancho total de la viga. De acuerdo con la normativa americana la relación tiene que ser al menos igual o superior a 0.15

#### Rigidez a flexión de las crucetas UPN-100

$$E_s I_X = 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 206 \text{ kp} \cdot \text{cm}^2 = 824 \cdot \text{KN} \cdot \text{m}^2$$

#### Rigidez a flexión de la sección fisurada de 50x30 cm2

$$I_{fis} = 0.0012 \text{ m}^4$$

$$E_{cm} I_{fis} = 35576 \cdot \text{KN} \cdot \text{m}^2$$

La relación  $\alpha_v$ , alcanza por lo tanto el siguiente valor:

$$\alpha_v = \frac{E_s I_X}{E_{cm} I_{fis}} = 0.023 \ll 0.15 \quad \text{No cumple}$$

Es por lo tanto necesario incrementar el calibre de los capiteles para intentar cumplir la relación exigida por la normativa ACI-318.

Después de varios tanteos, el ratio entre rigideces a flexión solo es mayor cuando se emplean UPN-180.

$$\alpha_v = \frac{E_s I_X}{E_{cm} I_{fis}} = 0.1518 > 0.15 \quad \text{Ok}$$

Conocido, por lo tanto, el parámetro  $\alpha_v$ , se puede entonces determinar el valor mínimo de momento resistente plástico que las crucetas deben aportar, asumiendo que  $L_{cruceta} = L_v - C_1/2$  (ver [figuras 14 y 15](#)):

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n} \left[ d_v + \alpha_v l_{cruceta,EU} \right] =$$

$$M_p = \frac{192}{2 \cdot 0.9 \cdot 1} [0.230 + 0.15 \cdot 0.85] = 38.13 \text{ KNm}$$

Según el criterio europeo

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n} \left[ d_v + \alpha_v l_{cruceta,Ame} \right] =$$

$$M_p = \frac{192}{2 \cdot 0.9 \cdot 1} [0.230 + 0.15 \cdot 0.505] = 32.61 \text{ KNm}$$

Según el criterio americano

En cualquiera de los dos casos la capacidad resistente a flexión de dos UPN-180 (ver [tabla 9](#)), es mayor que cualquiera de los valores obtenidos arriba tanto por el procedimiento europeo como por el americano.

TABLA 10.

Capacidad resistente plástica de perfiles tipo UPN, considerando exclusivamente la colaboración de las alas, para un acero S-275-JR.

	H (mm)	bf(mm)	tf(mm)	Af(mm <sup>2</sup> )	Z=H-tf (mm)	Trd (KN)	Mrd=Trd*Z (KNm)
UPN-80	80	45	8	360	72	99.00	7.13
UPN-100	100	50	8.5	425	91.5	116.88	10.69
UPN-120	120	55	9	495	111	136.13	15.11
UPN-140	140	60	10	600	130	165.00	21.45
UPN-160	160	65	10.5	682.5	149.5	187.69	28.06
UPN-180	180	70	11	770	169	211.75	35.79
UPN-200	200	75	11.5	862.5	188.5	237.19	44.71
UPN-220	220	80	12.5	1000	207.5	275.00	57.06
UPN-240	240	85	13	1105	227	303.88	68.98
UPN-260	260	90	14	1260	246	346.50	85.24

En referencia a la consideración de hacer trabajar los elementos metálicos de forma conjunta con la armadura de refuerzo, para aumentar así la capacidad resistente a flexión de la sección próxima al pilar, tras las comprobaciones realizadas, se demuestra que la posición del ala inferior del elemento metálico usualmente sobre el bloque comprimido, y al del ala superior todavía retirada de la armadura de refuerzo; NO aporta una mejora sustancial en términos de capacidad.

Como se verá en la siguiente sección la posición de la cruceta debe ser tal que permita la mejor ejecución y montaje de la armadura sobre todo en el plano inferior del forjado, lo que imposibilita que una posición adecuada a la cruceta que le permita ser más eficaz a la hora de su contribución a la resistencia a flexión de la sección.

**c. Diseño de las soldaduras de la conexión entre capiteles y caras de pilar en cajón cerrado**

En la figura 28 se muestra el esquema resistente planteado para el diseño de las soldaduras del capitel, donde los esfuerzos de diseños serán equilibrados mediante la contribución de pares de cordones verticales y horizontales. Entre las distintas metodologías para el cálculo soldaduras emplearemos el método simplificado para el diseño de soldaduras en ángulo recogido en la sección 4.5.3.3. del Eurocódigo 3, parte 1-8, Diseño de uniones.

**Diseño de cordones verticales**

El criterio adoptado en este ejemplo es que los cordones verticales serán aquellos que tendrán que resistir en su totalidad el cortante de cálculo de la unión. El proceso de diseño puede ser abordado de varias formas, en nuestro caso se fijará la longitud máxima del cordón que no será otra que el canto de la cruceta, es decir, 180 mm, y se buscará la garganta de soldadura necesaria para equilibrar el cortante.

De acuerdo con las ecuaciones (4.2), (4.3) y (4.4).

La resistencia a cortante por unidad de longitud de una soldadura se define mediante la siguiente ecuación:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad \text{Ec. 22} \quad (31)$$

Asumiendo un cordón de soldadura de 4 mm de espesor, un factor de corrección  $\beta_w = 0.85$  y un acero S-275-JR, la

sistencia aportada por cada cordón de soldadura tiene como valor:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot L_{sol} \quad \text{Ec. 23}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot L_{sol} = \frac{410}{0.85 \cdot 1.25} \cdot 4180 = 160.41 \text{KN} \quad (32)$$

Por lo tanto, los dos cordones de soldadura son capaces de resistir con seguridad el cortante de diseño.

$$\sum F_{w,Rd} = 320.81 \text{KN} > V_{Ed} = 192 \text{KN} \quad \text{Ok}$$

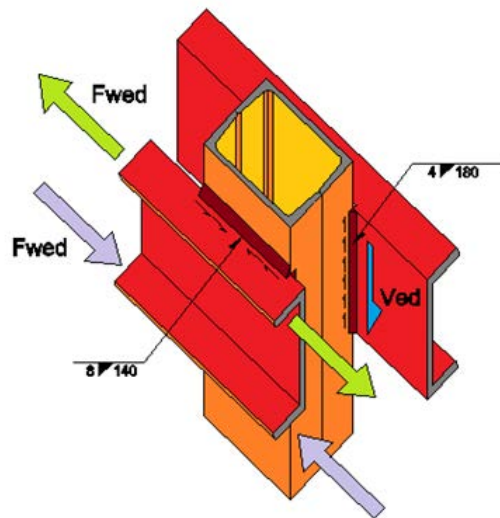


Figura 28. Esquema resistente planteado para la resolución de soldaduras.

**Diseño de cordones horizontales**

La condición de resistencia plástica a flexión mínima exige coherencia en el tratamiento de la unión, ya que los cordones horizontales que unen las alas de los UPN serán los encargados de generar un par de fuerzas igual o mayor que los momentos deducidos en la sección anterior del ejemplo. La comprobación será realizada de forma conservadora de acuerdo al Momento plástico obtenido mediante la aproximación europea. La soldadura tendrá una longitud de 70 mm y una garganta de 8 mm. La longitud de soldadura corresponde a la mitad del cajón cerrado, ya que la otra mitad debe equilibrar el par de fuerzas debido al momento del vano contiguo.

$$F_{w,Ed} = \frac{M_p}{H_{UPM}-t_f} \quad \text{Ec. 24} \quad (33)$$

En nuestro caso, el cortante de diseño debido al par alcanza el valor:

$$F_{w,Ed} = \frac{M_p}{H_{UPM}-t_f} = \frac{38.14}{0.180 - 0.011} = 225.68 \text{ KN}$$

De igual forma que el caso de la soldadura horizontal, la capacidad resistente a cortante del tramo horizontal alcanza el siguiente valor:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot L_{sol} = \frac{410}{\sqrt{3}} \cdot 0.85 \cdot 1.25 \cdot 8 \cdot 70 = 124.76 \text{ KN}$$

Por lo tanto, los dos cordones de soldadura son capaces de resistir con seguridad el cortante de diseño.

$$\sum F_{w,Rd} = 250 \text{ KN} > F_{w,Ed} = 225.68 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

## 6. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS MAS RELEVANTES EN LA EJECUCIÓN DE CAPITILES METÁLICOS

El diseño estructural nunca puede estar alejado de la práctica constructiva, ya que se corre el riesgo de que la solución no se puede ejecutar o que su puesta en obra sea deficiente, de tal forma que la seguridad del elemento quede afectada. El cuidado por el detalle debe estar presente desde el primer momento al iniciar el cálculo de este tipo de estructuras y, por lo tanto, promoviendo aspectos tales como el correcto hormigonado, la congestión de las armaduras en las proximidades de los elementos metálicos, el anclaje del refuerzo longitudinal y sin ninguno género de dudas la correcta ejecución de las soldaduras en los elementos metálicos.

### 6.1. Ejecución de las soldaduras

Los agentes técnicos intervinientes en el proceso de la estructura deben tener en cuenta la criticidad de las soldaduras, ya que por ellas se transmite la totalidad de la carga vertical tributaria en torno al pilar y su capitel. Bajo ninguna condición se deberían permitir actividades de soldadura en obra, siendo más que conveniente que todo el trabajo relacionado con la construcción metálica sea ejecutado en taller. Y es en el taller donde se deberían realizar los trabajos de inspección, validación o rechazo de las soldaduras que unen las crucetas a las caras de los perfiles.

Más allá de un estricto dimensionado de la estructura, prima una correcta ejecución de estas. Tal vez desde la fase de diseño cabe también emplear la regla que acota las gargantas de soldadura en función del espesor de las chapas a soldar ( $t$ ). Esta regla queda definida mediante la siguiente relación:

$$0.4t_{min} \leq a \leq 0.7t_{max} \quad (34)$$

Como se ha podido ver en el ejemplo práctico la longitud de los cordones de soldadura está limitado la intersección entre

elementos verticales y horizontales. Reducir las dimensiones de los elementos obliga a incrementar las gargantas de soldadura, lo que derivar en el incumplimiento de la relación expresada en la ecuación 34. Como es bien sabido se recomienda que las gargantas de soldadura no sean excesivas de cara reducir al máximo el aporte de calor material base.

En el caso de crucetas soldadas a los lados de pilares en cajón cerrado o tubo, no es conveniente la ejecución de soldaduras a penetración completa, generalmente ejecutadas sobre bordes preparados. Las dimensiones de los elementos metálicos desaconsejan realizar esa actividad de mecanizado que reducirá de forma importante la sección resistente. Por otro lado, en el caso de emplear capiteles en losas macizas o forjados reticulares, el empleo de estas soldaduras tiene más sentido, ya que no existe otra forma de garantizar la continuidad de esfuerzos en uniones embrochadas (ver figuras 7a y 7b). En todo caso los detalles planteados en la NTE son una adaptación de los detalles recogidos en la normativa americana. La diferencia entre ellos estriba en que el capitel en el caso americano está apoyado en una columna de hormigón, mientras que la adaptación española suelda el capitel a la columna. Esta última solución genera un detalle muy difícil de ejecutar, donde se dificulta el acceso a las soldaduras y se generan brochales complicando la transmisión de esfuerzos. Sin duda la solución equivalente reflejada en la figura 4, presenta más garantías durante la fase de ejecución.

A modo divulgativo se recuerda que en el entorno europeo el espesor de la garganta representa la altura máxima del triángulo isósceles teórico contenido en el cordón de soldadura. En el caso de la normativa americana la garganta representa el lado o pie de la soldadura, y por lo tanto raíz de dos veces mayor que el cordón europeo.

$$a_{america} = \sqrt{2} \cdot a_{europa}$$

### 6.2. Congestión de armadura. Posición de la cruceta con respecto al plano inferior del forjado

Otro de los aspectos cables en la correcta ejecución de este tipo de detalles en la generación del máximo espacio posible entre el plano inferior del forjado y la cara inferior de la cruceta. Es necesario conjugar los requerimientos de recubrimiento y espaciado de armadura, con la posición superior límite del elemento metálico. Por un lado, es necesario permitir la mejor colocación de la armadura longitudinal y transversal bajo los ele-

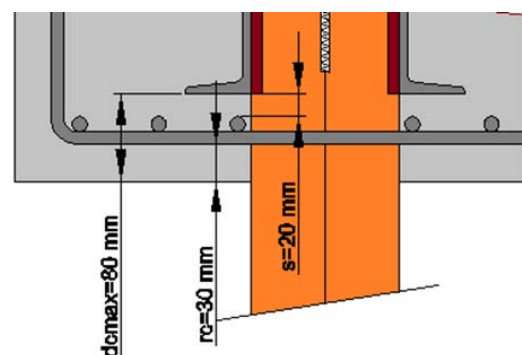


Figura 29. Sección transversal indicando dimensiones orientativas en la parte inferior de la viga en presencia de capiteles metálicos.



mentos metálicos, si reducir significativamente el canto eficaz del forjado, limitado por lo normativa ACI-318 a que el ala de compresión no se coloque por encima de una distancia de valor  $0.3d$ . En la *figura 29* se muestran los valores geométricos más representativos a tener en cuenta para una correcta localización de las crucetas, permitiendo cumplir los requisitos de distancia entre armadura y perfil metálico, además de los recubrimientos.

En el caso de forjados unidireccionales donde se realiza un apoyo indirecto con las vigas principales, tal vez sea necesario pensar en una armadura de enlace levantada a  $45^\circ$  en las proximidades de las crucetas con el fin de no generar congestión de armadura por debajo de los elementos metálicos. En la *figura 30* se muestra un detalle con esta propuesta.

### 6.3. El empleo de armadura transversal en torno a los capiteles metálicos

Si bien es cierto que el área de cortante de las crucetas metálicas es en el último extremo el encargado de resistir las cargas verticales del forjado al pilar, la presencia de la armadura transversal parece obligada tanto en las proximidades de las puntas de los dispositivos metálicos, ya que de acuerdo con las experiencias del profesor Dan Bompa, se genera una importante concentración de esfuerzos en el hormigón. A lo largo de la cruceta el empleo de armadura transversal parece tener una doble función, por un lado, cose la fractura inferior que transcurre desde las puntas de las crucetas hasta la intersección del pilar con el plano inferior del forjado, y también parece completar un trabajo en celosía llevando la compresión del hormigón mediante bielas a las caras inferiores de las crucetas metálicas. Estos dos conceptos aparecen representados en la *figura 31*.

Desde un punto de vista exclusivamente práctico y a la vez que conservador, el dimensionamiento de la armadura transversal se puede realizar de la forma habitual, separando el diseño de las vigas del dimensionamiento de los elementos de conexión, sin considerar en ningún caso la colaboración de la armadura transversal como se ha planteado en el ejemplo de la sección anterior.

No obstante, si bien es claro y reconocido la mejora del comportamiento de hormigón frente a tensiones tangenciales debido a la presencia de armadura transversal, no se han encontrados referencias técnicas suficientes que expliquen el comportamiento conjunto de cercos y crucetas, y por lo tanto reglas de dimensionamiento claras frente a este asunto.

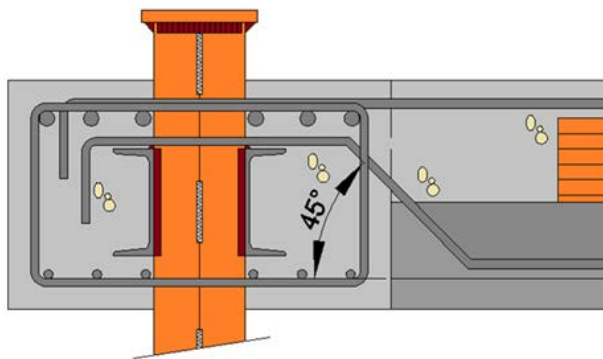


Figura 30. Empleo de armaduras de enlace o conexión levantadas en forjados unidireccionales con apoyos indirecto, para evitar congestión de armaduras bajo las crucetas.

### 6.4. Extremo Inclinado en capiteles

Resulta una práctica habitual el cortar el extremo libre de los elementos del capitel mediante con una inclinación de no menos de  $30^\circ$  (ver *figura 32*). No es claro el origen de tal recomendación, pero la reducción de fisuras plásticas durante las primeras edades del hormigón provocadas por el corte recto del perfil, parece ser la razón de esta práctica. Es de nuevo la ACI-318 quien permite esta posibilidad, siempre y cuando la sección reducida debida al corte cumpla con los esfuerzos cortantes de diseño. No obstante, de realizarse este corte parece lógico que la sección crítica de cálculo no coincida con esta porción, garantizando con ello la integridad de la sección a efectos de flexión y cortante en toda su longitud. De acuerdo con las referencias bibliográficas consultadas, el extremo inclinado de los capiteles no tiene grandes implicaciones a efectos resistentes, siempre y cuando la reducción no esté dentro del perímetro crítico

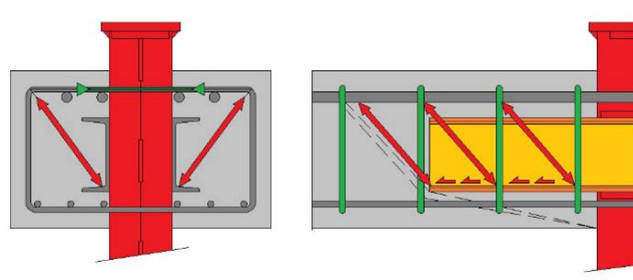


Figura 31. Esquema de bielas y tirantes que intenta explicar el complejo comportamiento del hormigón en el entorno del capitel.

## 7. CONCLUSIONES

De acuerdo con los aspectos tratados en las secciones anteriores, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Los sistemas híbridos son una realidad constructiva consolidada desde hace años tanto en edificaciones más comunes como en estructuras más complejas (*figura 33*). El sistema de conexión entre la estructura vertical metálicas y las diferentes tipologías de forjado, condiciona en gran medida el análisis estructural a llevar a cabo en el edificio.
- Son muy pocas las normativas o códigos de diseño que desarrollan en detalle el dimensionamiento de este tipo de dispositivos y las implicaciones de estos en el sistema estructural global. Seguramente la normativa que cuenta con mayor desarrollo en este tema es la norteamericana ACI-318, si bien el problema que trata se ciñe exclusivamente a la resolución de un problema de punzonamiento en placas trabajando bidireccionalmente apoyadas sobre pilares de hormigón armado.
- En el caso de la normativa europea, si bien el concepto de capitel o "Shear head" es mencionado en varios textos, no hay recomendaciones específicas con respecto a su diseño. El Código Modelo solo indica donde establecer el perímetro crítico para realizar la comprobación frente al ELU de punzonamiento.

- En nuestro país existen dos referencias oficiales sobre el asunto, la derogada NTE y el código Sismorresistente. La norma sismorresistente no parece el mejor texto para recoger recomendaciones sobre esta tipología estructural y el sistema de conexión entre pilares y forjados. Si bien el autor ha reclamado la presencia de este tipo de estructuras en normativa oficial, no parece que el sistema sea el más adecuado para resistir la acción sísmica. La falta de datos sobre la ductilidad de la unión o el no cumplimiento de reglas tales como columna-fuerte/ viga débil, ponen en duda la efectividad del sistema estructural frente a la acción sísmica.
- En el caso de estructuras porticadas que soportan forjados unidireccionales, y tras realizar varios modelos de cálculo lineales y elásticos, que incluían las propiedades mecánicas de los capiteles mediante el concepto de sección homogenizada, se ha podido observar que la variación de esfuerzos frente a los esfuerzos obtenidos en un cálculo con secciones brutas de hormigón, son despreciables incluso habiéndose tenido en cuenta varias longitudes de crucetas. Sin duda en las soluciones convencionales empleadas en edificación las crucetas metálicas habituales no suponen un incremento de rigidez considerable con respecto a la sección de hormigón que impliquen un aumento considerable de esfuerzos en los nudos.
- En estructuras equivalentes, no cabe duda de que la mayor sección de los pilares de hormigón armado con respecto a los pilares metálicos aporta mayor estabilidad al conjunto frente a efectos de segundo orden. En el caso de estructuras híbridas estas pueden incrementar sustancialmente su carga crítica si disponen de un sistema de arriostramiento o elementos de gran rigidez como pantallas o núcleos.
- En el caso de elementos de conexión de larga extensión, su longitud final debe quedar determinada de tal forma que la tensión del hormigón a una distancia  $0.5d_v$  medida desde el borde del capitel no supere un determinado valor último. En el texto se han evaluado dos tipos de tensiones la recogida en la ACI-318 y el valor de esfuerzo cortante sin contribución de la armadura transversal de acuerdo con el último Eurocódigo 2.
- La comprobación citada en el punto anterior asume un comportamiento rígido del capitel metálico. Parece razonable exigir algún tipo de relación de rigideces entre el elemento metálico y el conjunto de hormigón que le rodea. A este respecto solo la ACI-318 establece una limitación en este sentido.
- A efectos de resistencia y en el caso de estructuras híbridas tanto unidireccionales como bidireccionales, es necesario prestar especial atención a las soldaduras que unen capiteles con los pilares metálicos. Al final, la transferencia de cargas entre el forjado y la estructura principal se confía al diseño y buena ejecución de las soldaduras entre las almas de las crucetas y los pilares metálicos.
- En aquellas secciones donde trabajan de forma solidaria el hormigón armado y las crucetas, se desarrolla un comportamiento de sección mixta. La posición de los capiteles elevados sobre el plano inferior del forjado y los calibres de acero no especialmente grandes, implican que el incremento de capacidad resistente a flexión del conjunto no sea muy elevado con respecto a la solución exclusivamente de

hormigón armado. A efectos prácticos en soluciones convencionales desde un punto de vista conservador, parece razonable no tener en cuenta la capacidad resistente a flexión de los perfiles metálicos.

- El cuidado en el detalle es de gran importancia de cara a garantizar la buena ejecución de esta solución estructural más compleja que otras. Es necesario tener especial cuidado en el correcto hormigonado del volumen de hormigón situado bajo los capiteles, para ello es necesario disponer de suficiente espacio para albergar la armadura longitudinal, facilitar su anclaje y suspensión mediante la armadura transversal.
- La presencia de armadura transversal próxima a las puntas de los capiteles y a lo largo de su longitud hasta su conexión el pilar parece muy conveniente de cara a cerrar el presumible esquema de bielas y tirantes que se produce en el interior de las crucetas. Además, la armadura transversal parece también necesaria para coser el plano de fractura que las evidencias experimentales han detectado transcurre desde las puntas de los capiteles hasta la intersección del plano inferior del forjado con el pilar metálico.

## 8. RECOMENDACIONES

El sistema estructural híbrido formado por pilares metálicos y forjados de hormigón es una realidad constructiva altamente demandada en el ámbito de la arquitectura. Es necesario que las normativas específicas de diseño de estructuras dediquen secciones exclusivas a la resolución de este tipo de estructuras o al menos en los detalles de conexión asociados. Aspectos tales como la reducción del canto útil del forjado medido desde el ala inferior de la cruceta o la criticidad de las soldaduras deberían ser resaltados como aspectos normativos a cumplir por los técnicos relacionados tanto en fase de diseño como en la fase de ejecución.

Con respecto a la actual normativa sísmica vigente en el país parecería necesario que los detalles actualmente reflejados en ese texto sean revisados o al menos trasladados a otros documentos normativos donde sin duda puedan ser de más aplicación.

Nadie pone en duda que la presencia de capiteles o dispositivos metálicos soldados a pilares metálicos mejora sustancialmente el comportamiento del forjado frente al ELU de punzonamiento. Aunque no numerosa, existe base experimental del comportamiento del hormigón en torno a los dispositivos metálicos en elementos placa trabajando de forma bidireccionalmente. No obstante, las referencias del comportamiento de estructuras porticadas sobre este sistema no abundan al igual que la falta de conocimiento en el comportamiento de los elementos de conexión embebidos en el forjado.

## Referencias

- [1] Bompá, D.V., & Elghazouli, A.Y. (2015). Ultimate Shear Behaviour of Hybrid reinforced concrete beam-to-steel column assemblages. *Engineering Structures* Vol. 101, 318-336.

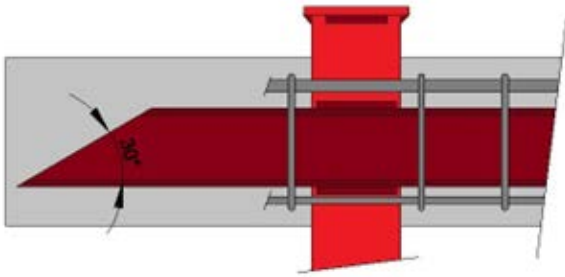


Figura 32. El corte inclinado en el extremo de la cruceta tiene su origen en la reducción de la fisuración plástica del hormigón en edades tempranas.

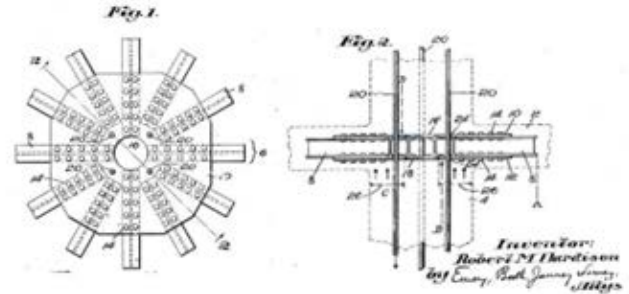


Figura 33. Oficina de patentes de US. Robert M. Hardison 1925.

- [2] Bompá, D.V., & Elghazouli, A.Y. (2016). Structural performance RC flat slabs connected to steel columns with shear heads. *Engineering Structures* Vol. 117, 161-183.
- [3] Moharram, M.I., Bompá, D.V., Xu, B., & Elghazouli, A.Y. (2022). Behaviour and design of hybrid RC beam-to-steel column connections. *Engineering Structures* Volume 250, 1 January 2022, 113502.
- [4] Eder, M.A., Vollum, R.L., & Elghazouli, A.Y. (2012) Performance of ductile RC flat slab to steel column connections under cyclic loading. *Engineering Structures* Volume 36, March 2012, Pages 239-257.
- [5] Yan, P.Y., & Wang, Y.C. (2016) Hybrid steel tubular column/flat slab construction — Development of a shearhead system to improve punching shear resistance. *Journal of Constructional Steel Research* Volume 119, March 2016, Pages 154-168
- [6] Gene Corley, W., & Hawkins, N.M. (1968) Shearhead Reinforcement for Slabs. *Journal of the American Concrete Institute*, October 1968, Proceedings Vol. 65, pp. 811-824.
- [7] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., & Simoes, J.T. (2018) The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed form design expressions. *Struct Concrete* 19(1):174-90.
- [8] Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. (2013) Post-Punching Behavior of Flat Slabs. *Aci Structural Journal* 110(5).
- [9] Guandalini, S., Burdet, O.L., & Muttoni, A. (2009) Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios. *Aci Structural Journal* 106(1).
- [10] Hawkins, N.M., & Gene Corley, W. (1974) Moment Transfer to Columns in slabs with Shear head reinforcement. SP-42, Vol. 2, American Concrete institute, Detroit Mich., 1974, pages 847-879.
- [11] Piel, W., & Hanswille, G. (2008) Composite Shear head systems for improved punching shear resistance of flat slabs. *Composite construction in steel and Concrete V*, ASCE.
- [12] Eurocode 2, 2004. Design of Concrete Structures— Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1. Brussels, Belgium: CEN European Committee for Standardization; 2004.
- [13] Eurocode 3, 2005. Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1993-1-1. CEN European Committee for Standardization; 2005.
- [14] Eurocode 4, 2004. Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General Rules for buildings, EN 1994-1.1. Brussels, Belgium: CEN European, Committee for Standardization; 2004
- [15] Norma de Construcción sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02). Ministerio de Fomento, Gobierno de España.
- [16] Normativa Española. Normas Tecnológicas de la Edificación. NTE-Estructuras-EHR. 1973.
- [17] Normativa Europea. Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón EN 1992-1-1.
- [18] Model Code. Bulletin 66, FIB, CEB-FIP.
- [19] ACI-318-14 "Building Code requirements for Structural.
- [20] ACI-421.1R-08 "Guide to Shear Reinforcement for Slabs", Reported by Joint ACI-ASCE Committee 421. Miguel, J.L. (1998) Collarín para soportes metálicos. *Informes de la construcción*, Vol. 50 n° 456-457.
- [22] Oficina de patentes de los Estados Unidos. Hardison RM, inventor. Kalman Steel Co, assignee. Flat slab construction, US Patent 1,550,317, August 18; 1925.
- [23] Velando Cabañas, C., Hernando García, J.I., Ortiz Herrera, J., Cervera Bravo, J., Aznar Lopez, A., & García Alonso, E. (2008) Conexión de forjados de hormigón a soportes metálicos. *Congreso Internacional de Estructuras: IV Congreso de ACHE, Valencia del 24 al 27 de noviembre de 2008*. ISBN: 978-84-89670-62-4.