

CODE 3.6.43**REFORMA Y REFUERZO EN LOS FORJADOS DEL HOSTAL-PARADOR NACIONAL SAN MARCOS, EN LEÓN (ESPAÑA)****Alonso Monje, Julián¹ *; Basterra, Luis-Alfonso¹**

1: Departamento de Construcciones Arquitectónicas IT MMC-TE.
Universidad de Valladolid (Spain).
e-mail: jamonje@telefonica.net

2: Departamento de Construcciones Arquitectónicas IT MMC-TE.
Universidad de Valladolid (Spain).

PALABRAS CLAVE: Patrimonio, tecnología constructiva, refuerzo de estructuras, estructuras metálicas.

RESUMEN

Desde su construcción original en el s. XII como hospital de peregrinos, el Hostal-Parador “San Marcos” de la ciudad de León (Figura 1) ha sido objeto de multitud de ampliaciones y reformas parciales hasta que, en 2010 y 2011, se acometió una propuesta de restauración integral del conjunto y sus ampliaciones sucesivas.

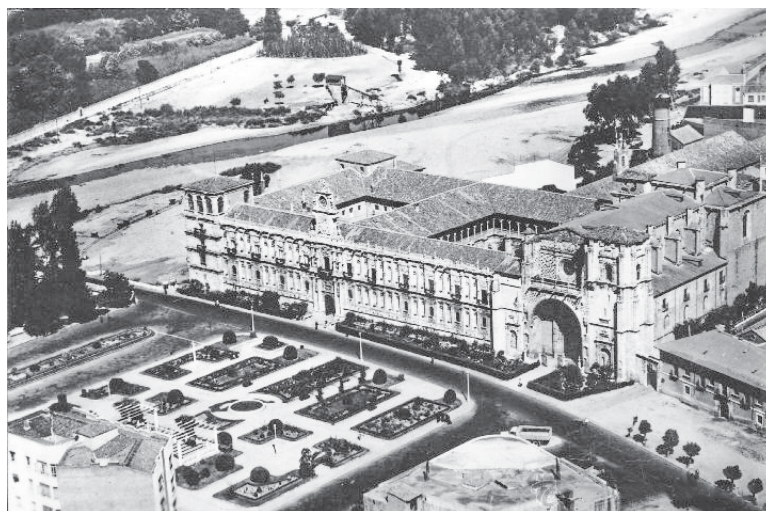


Figura 1. Postal del Hotel-Parador San Marcos, hacia 1961.

La estructura horizontal dispuesta en una importante ampliación llevada a cabo en la segunda mitad del siglo XX (1964) consistió en la realización de forjados con viguetas metálicas y un material muy pobre de relleno, a base de cenizas y placas de aislamiento ligero. En la última propuesta de reforma (2009) se pretendió conseguir, entre otras cosas, una mayor capacidad portante de tales forjados, añadiendo y conectando debidamente una losa superior de hormigón ligeramente armado. Solución simple y económica, frente a otras alternativas de refuerzo más costosas.

Ante la ausencia de normativa para estructuras mixtas de forjado en España, esta ponencia expone el planteamiento empleado para resolver el problema, con las escasas indicaciones de EHE y un criterio clásico de resistencia de materiales. Se presta especial atención a la definición empleada para las tensiones tangenciales a resistir por el hormigón y el engarce con las viguetas metálicas existentes.

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de reforma integral del Hotel-Parador San Marcos data de la segunda mitad del año 2009, y fue redactado por el equipo de arquitectos madrileños Maroto e Ibáñez Arquitectos S.L. Nuestro encargo fue la adaptación estructural de las actuaciones contempladas en el proyecto de ejecución. La reforma pretendía un gran cambio en cuanto a distribuciones y alzados, así como la creación de nuevos edificios anexos situados desde la cota de patio actual hasta 2 sótanos por debajo. En esta ponencia nos ceñiremos exclusivamente al planteamiento general del refuerzo de los forjados dispuestos en la ampliación del edificio histórico, proyectada y construida en el año 1964, según planos elaborados por el departamento de construcción de la empresa AUXINI, y que puede contemplarse en las fotografías de la Figura 2.



Figura 2. El Hotel-Parador San Marcos, hacia 1965.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y FORJADOS

La estructura existente es de acero laminado con una tipología muy habitual en la época de su ejecución (1964) y en el país, de forma que es un ejemplo perfecto de la manera de construir este tipo de estructuras por aquellos años.

Sigue en lo posible una malla regular con pilares formados por dos UPN *empesillados*, y tamaños comprendidos entre 2UPN.140 en pilares centrales hasta 2UPN.220 en aquellos dispuestos en el borde exterior. Las vigas discurren libremente entre los pilares, formando vigas continuas múltiplemente apoyadas. No se ha detectado unión entre los distintos tramos de viga, pero es de suponer que al menos serán continuas durante dos o tres vanos con el mismo perfil, llegando a una longitud total de pieza de 12,40m, formada con tramos pequeños en torno a 4,00m de luz libre. Las vigas se diseñan en perfil IPN, con distintos tamaños, desde IPN.120 hasta IPN.260, incluyendo perfiles reforzados IPN.200+pletinas 16·140 soldadas a las alas. Las viguetas de forjado también se diseñan en perfil IPN.120 o IPN.160, según el caso, con longitudes en torno a 7,50m, en tramos *bi-apoyados* (luz 5,60m) con voladizo o bajo modelo de viga continua (Figura 3 y Figura 4).

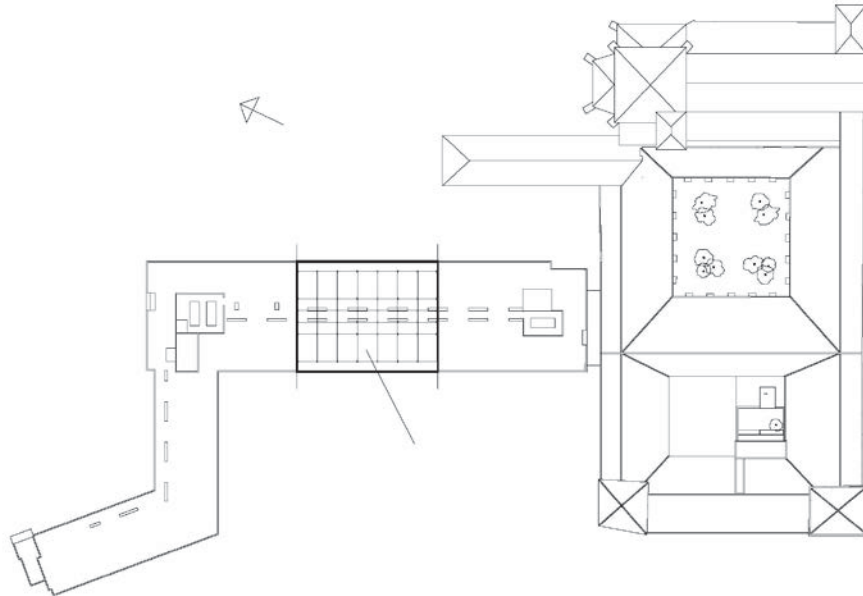


Figura 3. Planta general. Zona objeto de estudio.

El problema de este tipo de estructuras es siempre la estabilidad ante acciones horizontales, viento y sismo, pues los nudos formados no tienen carácter de rígidos. Los pilares unidos por cada planta responden, a un modelo de pieza continua empotrada en el cimiento y con el desplazamiento fijado en cada nivel de forjado. En la Figura 4, se detalla el esquema de pilares dispuesto así como el diseño de nudos.

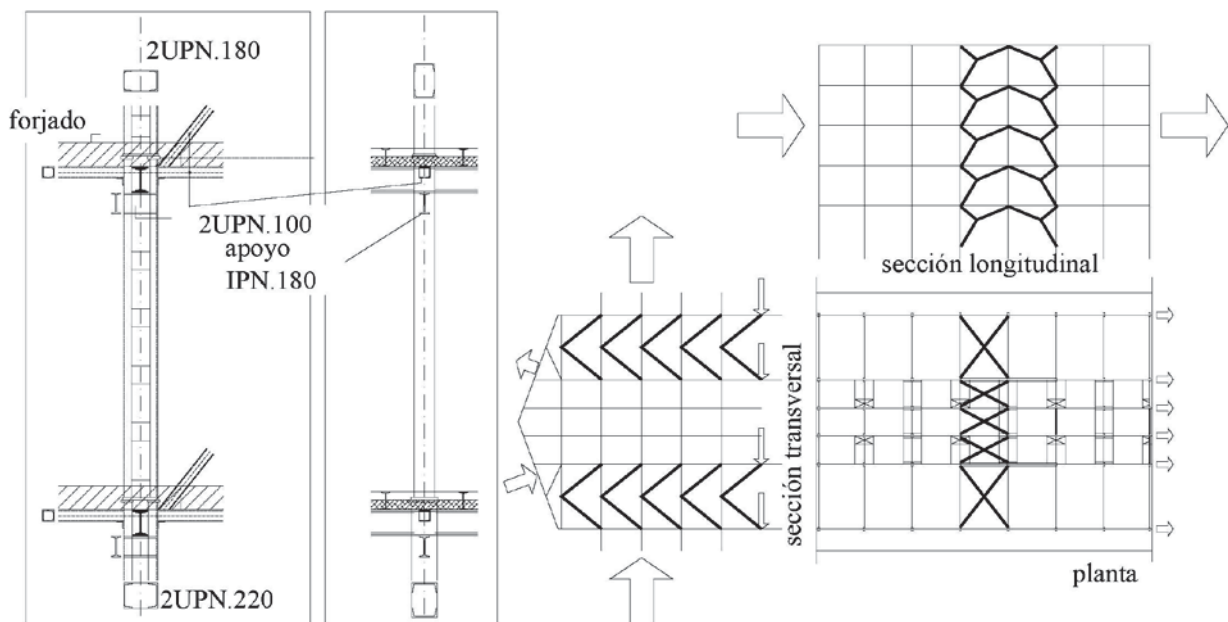


Figura 4. Detalles redibujados de pilares y vigas. Esquemas estructurales.

En los esquemas dispuestos en la Figura 4, se muestra, igualmente de forma esquemática, el diseño adoptado para resistir las acciones horizontales y dar estabilidad al conjunto. Los arriostramientos en sección transversal deben, según diseño general, disponerse en todas las crujeas. Del mismo modo en sentido longitudinal, si bien se disponen desde cimentación hasta cubierta; el sistema funciona siempre y cuando se considere el plano de forjado indeformable, y para ello se confía en una disposición por planta de cruces de San Andrés horizontales formadas por doble angular.

Los forjados¹ están constituidos, como se ha mencionado, por viguetas de acero laminado (en los cálculos se supone A42). Entre ellas existía un panel de material aislante de un tipo hoy día desconocido, con un espesor próximo a 8cm. Sobre este panel se dispone un relleno de escoria o cenizas hasta enrasar con la cara superior de las viguetas. Algunas zonas tenían bovedilla de rasilla a modo de entrevigado y un relleno de los senos igualmente de escorias o cenizas. El pavimento sobre mortero remata el conjunto.²

En total puede estimarse una carga vertical:³

P, propio forjado	1,30... 1,70 kN/m ²
Pavimentos.....	1,50 kN/m ²
Tabiquería.....	1,00... 0,50 kN/m ²
Uso (hotel).....	2,00... 3,00 kN/m ²
Total.....	5,80... 6,70 kN/m ²

3. DECISIÓN DE REFUERZO. ANÁLISIS

El equipo redactor del proyecto de reforma, en el año 2009, decide suprimir el pavimento de todas las zonas y disponer una capa de compresión de hormigón sobre las viguetas. Este tema se somete a examen por nuestra parte. Existen siempre problemas para adoptar este tipo de medidas, un inconveniente claro: el considerable aumento del peso propio del forjado⁴. Si bien, a la vez, su disposición tiene grandes ventajas: poder conseguir un buen efecto de diafragma rígido en el plano de los forjados, pudiendo de este modo suprimir alguna de las triangulaciones de arriostramiento. Estas ciertamente incomodan en gran medida la redistribución de la tabiquería de separación de habitaciones, pues se adoptan módulos distintos en algunas zonas. Esta última razón se convierte en exigencia.

La primera decisión a adoptar, en consecuencia, es el espesor óptimo de esta capa de compresión en base a su eficacia. Inicialmente se intuye que si se conecta adecuadamente con las viguetas de acero, sus características mecánicas, en particular la inercia resultante, crecerán más deprisa que la repercusión del peso propio; dentro de unos espesores moderados.

3.1 Resistencia de la estructura horizontal dispuesta. Análisis

En el análisis (Figura 5) se intentó detectar el posible exceso de seguridad que posee la estructura actual⁵, pero siempre con reservas en los resultados. Lo que sí está claro es que después de 50 años la estructura era claramente segura, pues lo ha demostrado. Las causas de los siniestros suelen ser siempre problemas de corrosión, u otros que alteran la geometría original, pero estos defectos no son detectables mediante el cálculo estructural.

¹ Existe alguna variabilidad en su composición pues se aprecian en el edificio diversas maneras de acometer el problema del entrevigado. Aunque en general no se dispone nunca una capa de compresión por encima de las viguetas de acero. Se percibe que en aquellos años el entrevigado no era algo que se incluyera en planos de proyecto; el constructor, la costumbre local o la disponibilidad de materiales eran los factores que determinaban la disposición definitiva.

² Hay zonas con multitud de reformas y pavimentos dispuestos sobre otros más antiguos. El conjunto de soluciones existentes en la edificación es algo inmanejable.

³ No consta en ningún documento encontrado las cargas de cálculo consideradas en proyecto. Se adopta el criterio de la Norma MV 101-1962, que suponemos conocida por el proyectista en el año 1964.

⁴ Basta una capa de compresión entre 5 y 10cm, para duplicar el peso propio del forjado.

⁵ No estamos de acuerdo en que el cálculo de una estructura ya construida sea determinante para estimar su seguridad, y menos en régimen elástico pues las imperfecciones en su disposición, planeidad, entrada en carga real, asientos en cimentación, etc. hacen imposible conocer el estado real de las tensiones en las piezas. Se debe proceder en régimen plástico para establecer la carga de rotura que es un valor único y que no está influido por las pequeñas imperfecciones (éstas pueden ser imperceptibles a la vista, pero en una estructura hiperestática ocasionan enormes desviaciones en los resultados del cálculo en régimen elástico o lineal).

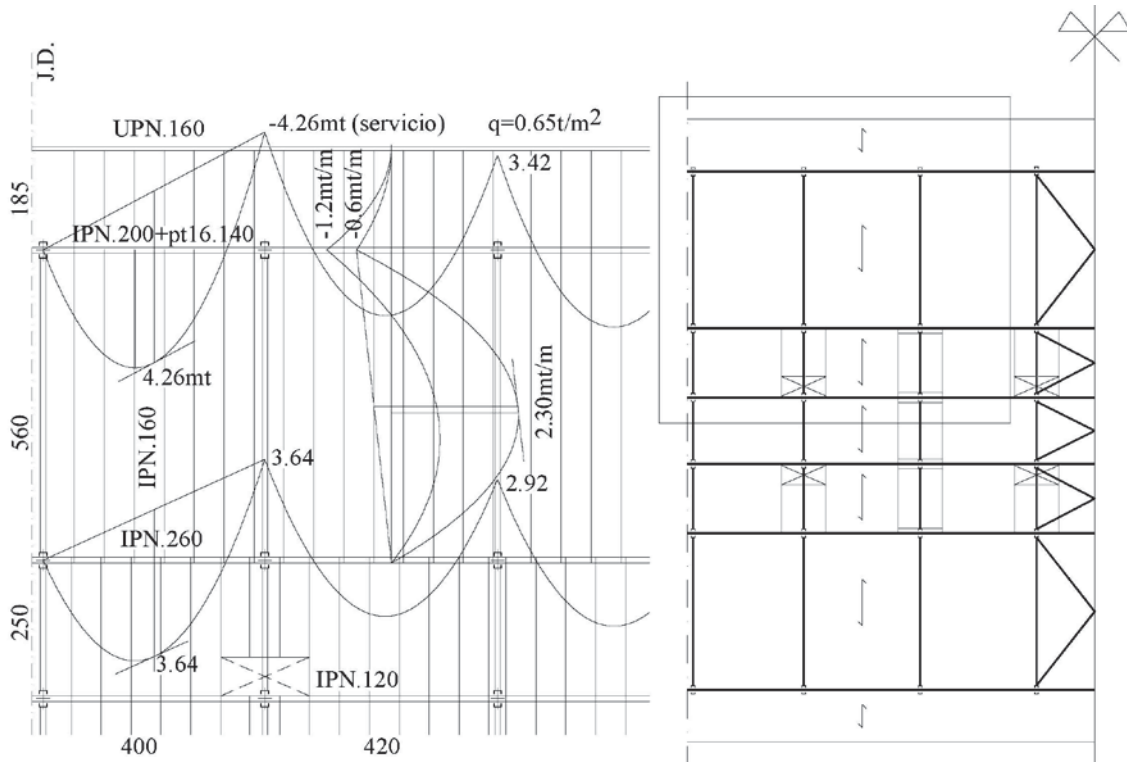


Figura 5. Esfuerzos básicos en la estructura horizontal actual.

La vigueta dispuesta, IPN.160/68cm, resiste con seguridad un momento flector de 27,5mkN/m, de forma que es superior al máximo estimado de 23 mkN/m, para una carga media total de 6,5 kN/m². Sabiendo que el valor de la carga puede ser ligeramente mayor en algunas zonas, podemos pensar que en origen el diseño fue, por supuesto, acertado y adecuado. Las vigas poseen algo más de seguridad, pues la IPN.260, resiste con seguridad un esfuerzo de 71mkN, que es muy superior al máximo detectado de 36,4mkN. En la viga de borde, algo más complicada en ejecución, diseñada en IPN.200 con refuerzos de pletinas en ambos lados de 16-140mm, resiste con seguridad un esfuerzo de 100mkN, que es un valor muy superior al requerido. En resumen, las vigas resisten con seguridad unos esfuerzos muy superiores a los necesarios, mientras que las viguetas que están muy ajustadas.⁶

3.2 Predimensionado de la capa de compresión

Para la sección mixta de hormigón y perfil de acero, pueden seguirse el criterio de agotamiento siguiente, inspirado en [1]: a momentos positivos se puede adoptar un modelo rectangular tanto para acero como para hormigón. Con este modelo la sección debe descomponerse en dos partes. El acero a uno y otro lado está sometido a una tensión igual a f_y ; el hormigón del lado comprimido tiene una tensión igual a $f_0 = 0,85 \cdot f_c$, según Instrucción de la época, si la línea neutra se encuentra francamente fuera de la cabeza comprimida, -si *interseca* la cabeza de hormigón solo el 80% superior tiene esa tensión-. La resultante de tracciones debe ser igual a la de las compresiones, y el momento resultante es, por tanto, el de agotamiento⁷. A momento negativo la resistencia se establece entre el acero de armar traccionado contra parte del alma que pasa de traccionada a comprimida, y el resto del perfil a momento flector.⁸

⁶ Este criterio es lógico, las viguetas representan siempre un coste muy apreciable en la estructura, por tanto es fundamental ajustar su diseño.

⁷ El procedimiento de calcular el momento último es sencillo: basta ir *llenando* de tensión las áreas inferiores de acero y las superiores de hormigón, igualándolas hasta que completen la sección; si se acaba en las inmediaciones del ala superior, ésta no cuenta y si se acaba en el hormigón el quinto inferior comprimido tampoco cuenta.

⁸ No parece aconsejable la compresión completa del alma de la IPN por problemas de abolladura, según CTE DB SE-A.

Con estas premisas se elaboran los esquemas siguientes (Figura 6):

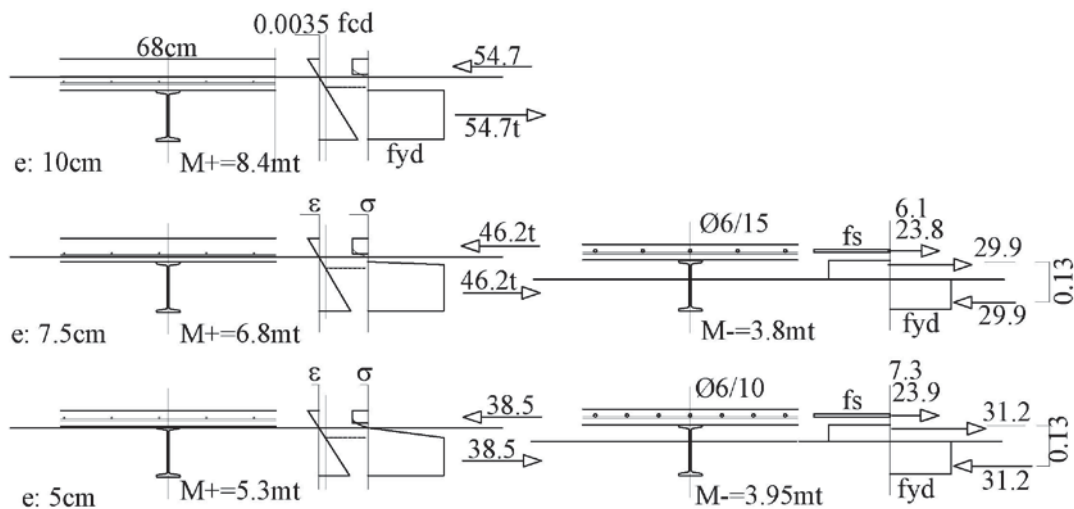


Figura 6. Sección mixta. Momento último

A la vista de los resultados obtenidos se comprueba, en primer lugar, algo conocido como es la eficacia menor en flexión negativa de las secciones mixtas, y su poca variación, en este caso, del momento último resistido en este signo. Para momentos positivos, existe variación significativa según el espesor de capa de compresión a disponer, pero con el inconveniente, ya señalado, de fuerte incremento del peso propio. Esta carga representa, en este caso y en origen, del orden de un 25% del total, pero el incremento desde un espesor mínimo de 5cm, hasta 10cm, representa un aumento en este porcentaje desde un 36% a un 45%, pero la resistencia aumenta en mayor proporción de manera que no existe un valor lo suficientemente claro que nos permita decantarnos por un espesor u otro, por ahora.⁹

3.3 Otras comprobaciones. Rasante

3.3.1 Conexión

El cálculo de la demanda total de conexión¹⁰, ya está cuantificado según la Figura 6, pero en general siempre sigue un patrón parecido, por ejemplo, para una viga doblemente apoyada, y por comodidad, con carga uniforme. La sección con el momento máximo tendrá las tensiones correspondientes al estado último, para su comprobación y diseño, lo que usualmente significa zonas con tensión constante. Cuando la línea neutra, que divide los bloques de tensiones de distinto signo, se sitúa dentro del hormigón (que es lo más usual), toda la compresión se produce en ese material, y su resultante tiene el valor $U = M_{max} / z_c = A_c \cdot f_c$, siendo el valor del brazo de palanca $z_c = h/2 + (c-x/2)$, (Figura 9). Como ancho comprimido puede tomarse $L/10$ o, en este caso, la distancia entre viguetas con valor de 68cm (≈ 70 cm). Si se considera ahora la sección sobre el apoyo, la resultante de tensiones en el hormigón es nula. Así que aislando la capa de hormigón, imponiendo equilibrio de fuerzas horizontales, resulta que el total de fuerza rasante de conexión en la superficie inferior de esa capa, es necesariamente igual a U por tanto, en general:

$$R_{total} = M_{max} / z_c \quad (1)$$

⁹ En cuanto al precio, sí está claro: la mejor solución siempre es la más barata, por tanto el espesor mínimo sería la decisión acertada.

¹⁰ Hay un principio sabio que dice que las uniones conviene calcularlas no para la solicitación que realmente haya, sino para la que podría haber, a tenor de la capacidad de las piezas implicadas.

La manera de repartir el rasante total R_{total} en cada elemento de superficie, que en alzado es tanto como decir en cada elemento de longitud de la viga, suele ser problemática. Si hubiera linealidad, y en las secciones intermedias, para momento mitad, las tensiones tuvieran el mismo diagrama con valor mitad, las fuerzas rasantes seguirían la forma del diagrama de esfuerzos cortantes, que en el caso supuesto, de carga uniforme, sería lineal. Y de ahí se deduce que si se disponen conectores con la misma capacidad resistente, debiera haber un número de conectores como la sucesión de números impares, 1, 3, 5, 7, etc. La Figura 9 muestra esta distribución. Si la pieza es continua, desde el punto de momento flector nulo hasta el sustentado, hay un tramo de momentos flectores que traccionan la fibra superior. La necesidad de conexión debe llegar a $U + U'$, en total, desde el punto de esfuerzo cortante nulo.

Lamentablemente la viga no suele respetar la linealidad de tensiones citada. Precisamente si la sección central se ha comprobado acudiendo a un diagrama en situación límite, se aprovecha toda la plasticidad posible, y esto significará que para un momento mitad, por ejemplo, no se producirá una situación con tensión mitad. Así que el procedimiento para saber cómo distribuir los n conectores que hay que disponer es el de repetir el proceso en puntos intermedios. A partir del momento flector en la sección elegida se puede determinar inequívocamente su régimen de tensiones. Aunque cerca del extremo será lineal, cerca del centro puede que tenga partes plastificadas. Del régimen de tensiones se puede obtener la resultante de la cabeza de hormigón y por comparación de las que haya entre dos secciones podrá obtenerse la necesidad de conexión entre ellas.

No parece haber ninguna posibilidad de disponer, plásticamente, una distribución uniforme del número de conectores estricto, opción que se encuentra en las antípodas de la conclusión anterior.¹¹

3.3.2 Capacidad de conexión

Se pretende adoptar una solución económica como premisa principal, y reconocemos que existen en la literatura y en el mercado soluciones sofisticadas y costosas. El aspecto de la sección es el de una "T", con el ala superior muy marcada, por tanto una primera comprobación debe remitirse al llamado *rasante (o desgarro) de ala*.

Según EHE-08 [2], en las piezas con sección en T podrá considerarse que el esfuerzo rasante entre nervio y alas se reparte de manera uniforme en la longitud de viga sometida a momentos y cortantes del mismo signo.

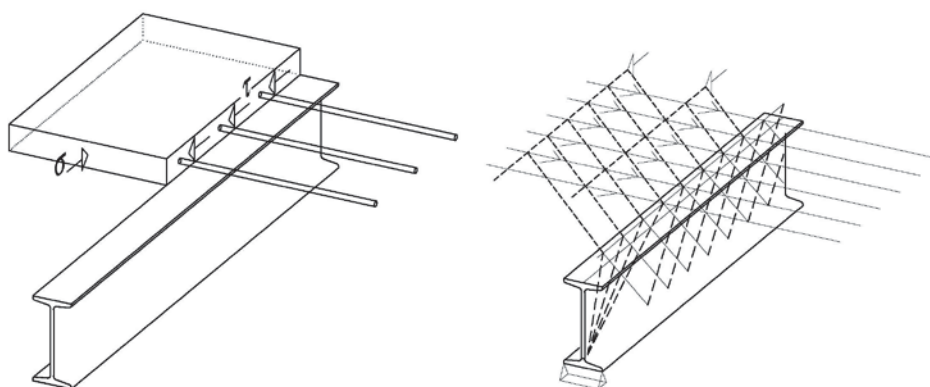


Figura 7. Desgarro del ala y armadura de cosido. Bielas y tirantes.

Si bien en general, debe utilizarse el método de Bielas y Tirantes (Figura 7). Este criterio conduce a la formulación expuesta contemplada en la actual Instrucción de Hormigón Estructural:

¹¹ Y sin embargo es muy frecuente encontrar esta opción en la literatura técnica. Sin demostración alguna

El esfuerzo rasante, r_d , por unidad de longitud de viga debe cumplir, con los significados expuestos en [2]:

$$\begin{array}{ll} \text{ala comprimida} & r_d < 0.30 \cdot f_{cd} \cdot t \\ \text{ala traccionada} & r_d < 0.20 \cdot f_{cd} \cdot t \\ \text{en cualquier caso} & r_d < A_r \cdot f_{yd}'' \end{array}$$

Según Leonhardt [3], el modelo sugerido puede ser el que refleja la Figura 8, donde se muestra con claridad que las bielas comprimidas del hormigón siguen idénticas trayectorias en diagonal, aunque cambie el signo de los esfuerzos. La tracción en la zona superior provocada por el momento negativo incrementa el rasante desde el punto de momento nulo, pero todo ello sin alterar la distribución según los números impares.

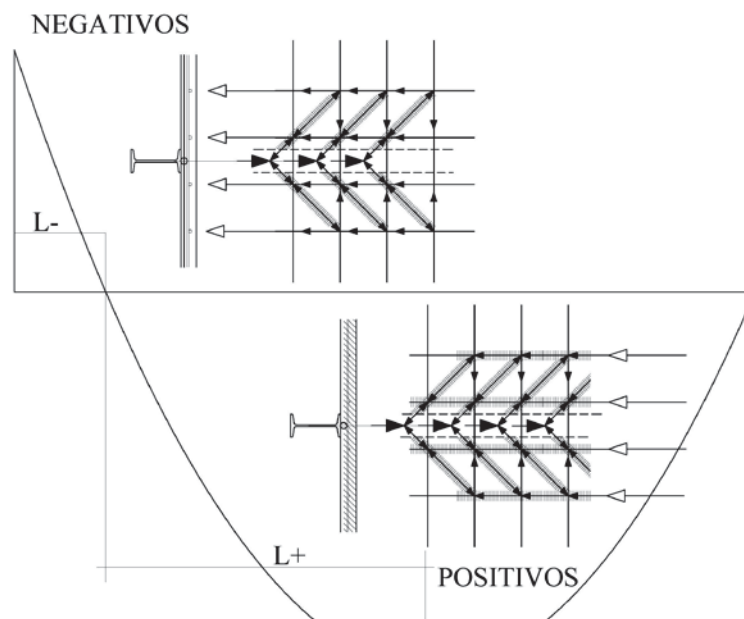


Figura 8. Comportamiento de bielas y tirantes en losa superior.

La capacidad según la primera condiciones será $0,30 \cdot 17 \text{N/mm}^2 \cdot 50 \text{mm} = 255 \text{N/mm}$, por lo tanto a lo largo la zona con cortantes del mismo signo resulta un valor total de $76t$, que es un valor muy superior al requerido. La segunda se cumple igualmente.

Cumplir la tercera condición implica el diseño necesario de la malla superior. En el tramo de momentos positivos la resultante de un lado de la sección, según Figura 6, oscila entre $38,5/2$, $46,2/2$, $54,7/2$; por tanto, la tracción en dirección transversal, según modelo expuesto en Figura 9, debe ser coincidente con estos valores. Es una tracción fuerte que resuelta en redondos $\phi 6$ necesita una cantidad no inferior a 16 barras para el valor mínimo o 22 barras para el máximo, pero distribuidos según relación de números impares, que siempre resulta complicado constructivamente, pues lo lógico es acudir a una *malla* comercial. El incremento por el momento negativo es del orden de $7/2$, por tanto hay que añadir $3\phi 6$.

No queda otro remedio que proceder según Figura 9. La distribución uniforme a lo largo de la viga entre el punto de cortante nulo y el extremo, proporciona una distancia de 15,6 cm, por tanto bastaría una *malla* #6/15 cm, para el momento de 5,3 mt con capa de compresión de 5 cm. Para capa de compresión de 10cm, con momento máximo posible de 8,4 mt, bastaría *malla* de #6/10 cm pero si deben agruparse las barras siguiendo la serie 1, 3, 5... esta última disposición es casi inviable, salvo cambiar a malla de $\phi 8$. Por tanto lo lógico es asumir la capa de compresión más pequeña (y más barata).

La malla #6/10 cm proporciona incluso la densidad suficiente en las zonas de apoyo o máximo cortante quedando muy holgada en el resto. La conexión con la vigueta metálica puede ser aportada por un $\phi 25$, soldado, que sirve de *separador* y aporta el perímetro suficiente para que las bielas comprimidas en diagonal del hormigón estén ancladas.¹²

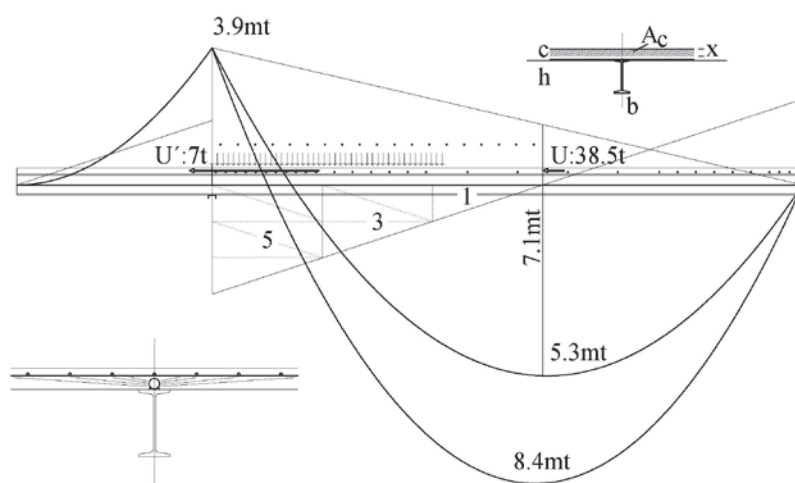


Figura 9. Variables mecánicas para la conexión. Distribución de barras del mallazo.

4. CONCLUSIONES

La disposición de una capa de compresión sin conectar a la estructura metálica podrá ser una buena manera de regularizar niveles o acabado superficial, pero el incremento de peso propio que supone es un serio inconveniente que lo hace, en general, inviable.

No encontramos justificación teórica para una disposición regular de conectores a lo largo de la vigueta mixta, aunque sea el criterio mantenido en EHE, (artículo 44.2.3.5) y, con alguna condición, en Eurocódigo 4 (artículo 6.1.3). Pero en tanto sea posible, nuestra recomendación sería la de mantener, porque ya es algo arriesgada, la regla de conexión proporcional al esfuerzo cortante, aunque puede aceptarse alguna ligera desviación.

En general no existe ningún gráfico o esquema en esta última normativa donde se contemple el problema de la conexión en alzado longitudinal de la pieza, presentando siempre el problema en sección transversal y por tanto no resulta posible detectar el modelo de cálculo utilizado para su formulación.

5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Eurocódigo 4. ENV 1994-1-1. *Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero*. AENOR (1995).
- [2] EHE-08 *Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento, Madrid (2010).
- [3] Leonhardt, Fritz. *Estructuras de Hormigón Armado*. Tomo III. El Ateneo, Buenos Aires (1977).

¹² La tensión tangencial que resiste el hormigón tiene un valor básico de 3N/mm^2 , el perímetro del redondo según disposición no es inferior a 50mm. La adherencia directa con el ala del perfil no parece fiable, salvo que se suelde algún casquillo o redondo para su mejora.