



## Primera parte

# Comportamiento de las uniones en estructuras metálicas en edificación

**MANUEL JIMÉNEZ DOMÍNGUEZ**

UNIDAD TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE LA UNIVERSIDAD DE GRANADA

**L**a estabilidad global de una estructura, especialmente cuando se somete a esfuerzos horizontales, tales como viento o sismo, la seguridad a rotura de sus barras y su deformabilidad, están fuertemente condicionadas, entre otras cosas, por la tipología de sus nudos, pues según sea cada uno de ellos, aportarán una determinada cantidad de coacciones, que sumadas, deberán tributar la cantidad total necesaria de coacciones para poder garantizar la estabilidad de la estructura. Esto se consigue siempre en hormigón armado y no siempre en cons-

trucciones metálicas, donde lograr las máximas coacciones por nudo, es decir, construir uniones rígidas, cuesta dinero. En hormigón armado ocurre lo contrario, hacer uniones rígidas es lo más barato, y lo más caro, es hacer uniones flexibles (menos número de coacciones).

Recordemos que un Empotramiento entre barras, aporta tres coacciones, es decir:

1. Impide desplazamientos verticales.
2. Impide desplazamientos horizontales.
3. Impide el giro.

Lo anterior lo reflejamos de la siguiente

manera:  $E = 3c$  (cada impedimento es una coacción)

Recordemos también que una articulación entre barras, aporta dos coacciones:

1. Impide desplazamientos verticales.
2. Impide desplazamientos horizontales.
3. No impide el giro.

Lo anterior lo reflejamos de la siguiente manera:  $A = 2c$

Recordemos que un apoyo libre o sencillo entre barras, debe aportar una coacción:

1. Impide el desplazamiento vertical.
2. No impide el desplazamiento horizontal
3. No impide el giro.

Lo anterior lo reflejamos de la siguiente manera:  $a = 1 c$

Recordemos también que una estructura plana ( pórtico plano ) necesita para ser estable un número de coacciones mínimo igual al número de barras que contiene, multiplicado por tres, siendo tres, el número de coacciones que una sola barra necesita para ser estable, es decir:

$$C_n = n \times 3$$

Por tanto:

$C_n$  = Coacciones mínimas necesarias para lograr estabilidad.

$N$  = Número de barras de la estructura

Grado hiperestático de una estructura, es el resultado de restar al número de coacciones que necesita la estructura para ser mínimamente estable, el número de coacciones que realmente dicha estructura posee.

$^{\circ}H$  = Coacciones disponibles - Coacciones necesarias

Siendo  $^{\circ}H$  = Grado hiperestático

Si  $n = 0$  La estructura es isostática

Si  $n < 0$  La estructura no es estable

Si  $n > 0$  La estructura es hiperestática (le sobran coacciones)

Por último recordaremos una regla sencilla:

Si en un nudo concurren "n" barras, el número de coacciones que aporta el nudo será igual al número de coacciones que aporta el tipo de nudo (articulado, empotrado o apoyo móvil) multiplicado por (n - 1)

Supongamos, a título de ejemplo, y solo para cagas gravitatorias, una viga que ha sido estudiada a nivel de Proyecto como biempotrada, con una determinada luz (L), sometida a carga gravitatoria. El diagrama de momentos flectores sería el que se indica en la figura 1, correspondiente a una viga biempotrada.

Para construirla, por error, se han resuelto sus apoyos como biarticulados, tanto el izquierdo como el derecho, con lo cual, el diagrama de flectores no es ahora el mismo, se descuelga y pasa a ser el que se indica en la figura 2, que es el correspondiente a una viga biapoyada.

¿Qué le ocurre a la viga, al construir mal sus apoyos? Habrá cambiado en ella:

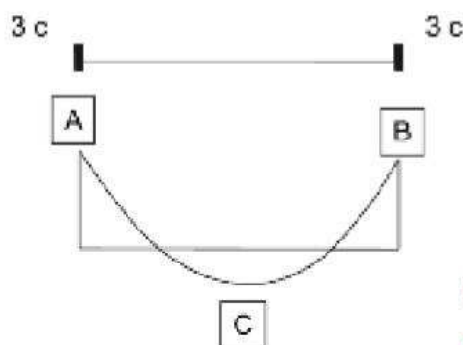
#### a/ Su nivel de estabilidad o Grado Hiperestático ( $^{\circ}H$ )

1. Con la viga biempotrada, a nivel de Proyecto, se tiene:

$^{\circ}H$  = Coacciones disponibles - Coacciones necesarias =  $6 - 3 = 3$

#### ESQUEMA ESTRUCTURAL DE VIGA BIEMPOTRADA

Carga gravitatoria uniformemente distribuida "p".



$$M_a = M_b = p \times L^2 / 12$$

$$M_c = p \times L^2 / 24$$

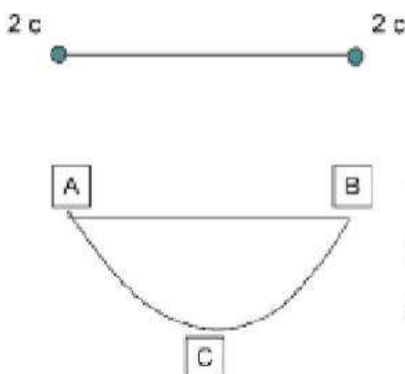
$$^{\circ}H = 6 - 3 = 3$$

La viga se ha dimensionado para un Momento :  $M_a = M_b$

Figura 1

#### ESQUEMA ESTRUCTURAL DE VIGA BIARTICULADA

Carga gravitatoria uniformemente distribuida "p".



$$M_a = M_b = 0$$

$$M_c = p \times L^2 / 8$$

$$^{\circ}H = 4 - 3 = 1$$

La viga se ha dimensionado para un Momento :  $M_a = M_b = P L^2 / 12$

La viga se ve obligada a soportar

Un Momento =  $M_c = p \times L^2 / 8$

Figura 2

2. Con la viga construida, es decir, con el error constructivo, tenemos:

$^{\circ}H$  = Coacciones disponibles - Coacciones necesarias =  $4 - 3 = 1$

Si bien, en este caso, la pérdida de grado hiperestático no afecta a la estabilidad global, sino solo a su "seguridad a la estabilidad" ya que  $^{\circ}H > 0$ . En verdad, salvo en estructuras sencillas (pórticos simples), la pérdida de coacciones en una unión mal ejecutada, no suele afectar al hundimiento de la estructura n por falta de estabilidad. El hundimiento se da especialmente en naves industriales, donde se proyectan con un grado hiperestático que suele ser muy bajo, e incluso isostático en

muchos casos, y lógicamente, la pérdida de coacciones por errores en la ejecución de uniones, es tremendamente influyente para la pérdida de estabilidad.

#### b/Su nivel de resistencia o Coeficiente de seguridad a rotura:

1. Con la viga biempotrada, a nivel de Proyecto, se ha estudiado para un Momento en apoyo igual a " $p \times L^2 / 12$ "

2. Con la viga construida, es decir, en la realidad, nos encontramos que ahora tiene que soportar un momento mucho mas fuerte " $p \times L^2 / 8$ "

3. Que como puede observarse se ha producido una pérdida importante de su



Ejecución de una unión  
atornillada. Verificación  
de la posición de los  
agujeros antes de  
atornillar. Unión  
Pretensada.



Base de soporte  
incapaz de absorber  
Momentos flectores y  
Cortantes. Unión  
apoyo simple. Una sola  
coacción. La placa no  
tiene anclaje ade-  
cuado a la cimenta-  
ción. El anclaje se ha  
realizado con tornillos  
de expansión inadecuados. Se produjo  
hundimiento parcial.



Unión sin continuidad.  
Estaba prevista la  
continuidad (Vigas  
empotradas). Solo se  
han soldado en alas  
inferiores. Vigas  
gravemente  
perturbadas por flecha  
y esfuerzos normales  
por flexión.



capacidad resistente a flexión, a todas  
luces, no aceptable.

**c/Su capacidad de deformación:**

1. La viga biempotrada, a nivel de Proyecto, aportaría una flecha determinada y controlada en condiciones de viga biempotrada.

2. Con la viga construida, es decir, en la realidad :

La flecha ahora, en condiciones de biarticulación, estará en torno a los 3'26 cm, con lo que su capacidad de deformación ha aumentado de forma escandalosa, y las consecuencias, pueden ser graves, ya que la deformabilidad de los elementos a los que sustenta, al no ser compatible a buen seguro con la deformabilidad real de la viga, se produzcan roturas importantes en estos por tracción diagonal.

Conviene recordar que con notoria frecuencia, durante el proceso constructivo, los mecanismos de apoyo se alteran ,y a veces, se pierden o ganan coacciones aleatoriamente, lo cual puede crear el problema.

Supongamos ahora, a título también de ejemplo, un pórtico triarticulado para nave industrial, tal y como se indica en la figura 3.

Que como puede verse, el grado hiperestático es cero, o lo que es lo mismo, es una estructura isostática: tiene exactamente las coacciones que necesita para garantizar la estabilidad.

Supongamos que por error en ejecución de la soldadura de los pernos de anclaje contra la placa de base, aceptando que esa era la forma de unir los pernos con dicha placa (cosa relativamente frecuente), la fijación ha fallado en el nudo "C", y por tanto dicho apoyo ahora solo aporta una coacción (solo impide el desplazamiento vertical). En estas condiciones, el grado hiperestático sería el que se aprecia en la figura 4.

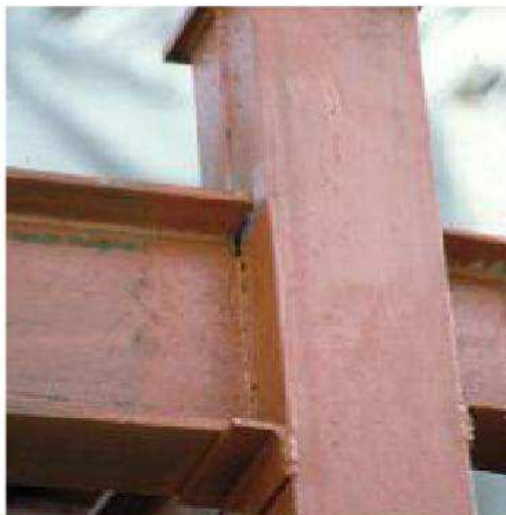
Con la cual, la estructura se ha convertido en un mecanismo, es decir, se produce el hundimiento.

Las uniones presentan, en general, un cierto grado de dificultad, no solo en la ejecución de la obra, sino también a nivel de proyecto, que por una razón u otra, al final, en dicho proyecto no se especifican adecuadamente, y en consecuencia, son el gran conflicto de la Construcción de Estructuras Metálicas. Esto se hace especialmente cierto cuando las uniones se sueldan en obra.





Unión articulada entre pilares. Pérdida de dos coacciones. No se ha soldado la placa de pie de soporte superior sobre la placa de cabeza de soporte inferior.



Articulación incorrecta. El cordón en el alma tiene demasiada longitud. Tomará algún momento. El soporte podrá absorberlo y la viga quedará aliviada a flexión y flecha.



Articulación incorrecta. Quizás la unión de mas momento del debido. El soporte se sobrecarga y la viga se alivia.

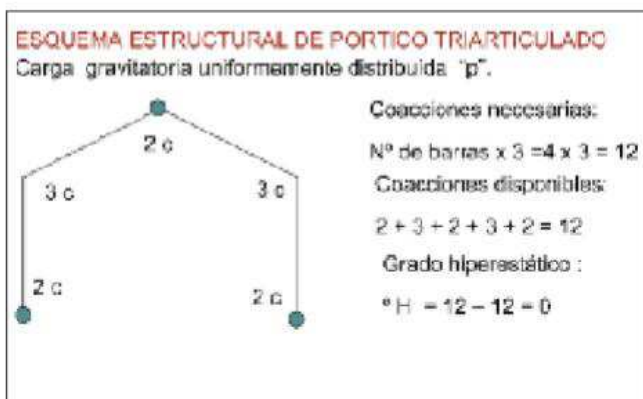


Figura 3

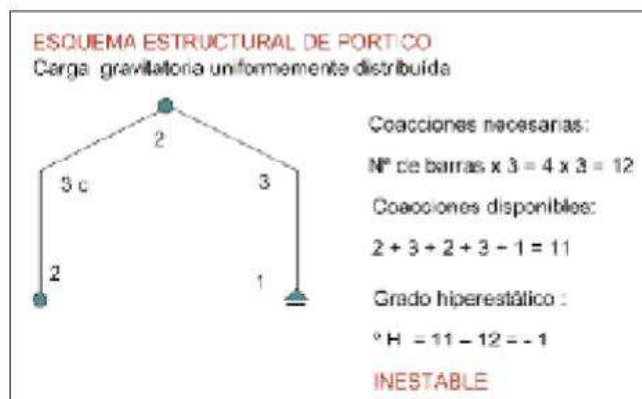


Figura 4

Concurren muchos factores que hacen que este conflicto sea cierto:

- Detalles de nudo no especificados o indebidamente especificados.
- Desconocimiento y/o dejación de la Dirección Facultativa sobre el particular.
- Abaratamiento "ac doc" de costos. Las uniones pueden alcanzar en bastantes casos el 50% del coste total de la estructura metálica (casi siempre llegan al 40%).
- No vigilancia de las uniones.
- Cordones de soldadura a criterio de los soldadores.
- Soldadores no están acreditados, y cuando lo están, sus acreditaciones no están renovadas.
- Prisas personales del especialista por

terminar pronto.

- Rincónes a donde no se puede llegar bien con los electrodos.
- Posturas inadecuadas para poder soldar bien. etc.

¿Cómo resolver estas cuestiones?

El responsable de la ejecución Material de La obra, lo primero que deberá exigir es el detallado de todas las uniones a ejecutar en obra. El profesional debe saber que el CTE en su DB SE-A, regula las actuaciones sobre este particular, y que son, por cierto, especialmente exigentes.

Si el profesional no puede reclamarlas, porque si lo hace, pudiera peligrar su estabilidad económica, al menos, tendrá que saber resolvérselas a quien debiera hacerlo,

porque si no lo hace así, puede pagarlo después caro ante un conflicto o siniestro, que sin duda, se deberá a una mala ejecución, consentida por este, y que tendría quizás más responsabilidades, o al menos las mismas, que aquel quien omitió el detalle.

En cualquier caso, dicho lo anteriormente expresado, al contrario de lo que sucede en Hormigón Armado, se deduce, que las uniones en los nudos de estructuras metálicas son, en general, el caballo de batalla de una estructura metálica, especialmente si son soldadas en obra. Es por ello, que en la actualidad hay una tendencia común a realizar las uniones soldadas en taller, y las que haya que realizar en obra, resolverlas con tornillos. **■**