

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

A continuación se presentan en la tabla 6.1 los resultados de carga última obtenidos en los ensayos, así como los cálculos teóricos y los parámetros que varían de una viga a otra, y se valora el diferente comportamiento según el tipo de viga. Cabe recordar que en el caso de la viga HC7F, se detuvo el ensayo por problemas de inestabilidad poco antes de llegar al pico de carga, y que en el ensayo de la viga HAC7F, la coquera que se formó en el alma pudo haber reducido algo el valor de la carga de rotura.

	f_{cm} (MPa)	Ancho real del alma (cm)	F_v teórica (kN) [1]	F_v real (kN) [2]	Relación [2]/[1]
HC7F	20.95	10.5	145.70	278.56	1.91
HAC7F	22.78	9.5	140.05	270.98	1.93
HC10F	32.50	10.5	202.21	576.89	2.85
HC10F#2	32.50	10	195.56	504.11	2.58
HAC14F	26.36	11	208.87	396.10	1.90
HAC14F#2	26.36	11	208.87	508.82	2.44

Tabla 6.1

La primera impresión al ver los resultados es que todas las vigas soportaron mucha más carga de la que se obtenía de los cálculos de la EHE. Concretamente, las vigas con armadura pasivas casi doblan su resistencia teórica, mientras que las vigas postesas alcanzan alrededor de dos veces y media dicha resistencia teórica. Destaca la viga HAC14F, ya que alcanzó una carga de rotura sustancialmente menor que el resto de vigas postesas.

Para hacer los cálculos no se consideraron algunas de las indicaciones de la normativa, como son un coeficiente de seguridad de 1.5 aplicado a toda la fórmula, ni la minoración de las resistencias de los materiales. Partiendo de esta premisa, y viendo que aún así el valor real de la carga última queda muy por debajo de la calculada, es fácil extraer la conclusión que la normativa española es muy conservadora en el cálculo de la resistencia a cortante.

Sin embargo, otra posible explicación de estos resultados se deduce de los métodos de obtención de las fórmulas recogidas en la EHE. Como se ha comentado en el capítulo de

Estado del Conocimiento, las expresiones para el cálculo de cortante son empíricas, y se suelen adaptar bien al cálculo de vigas con sección rectangular, que son las que se utilizaron para deducir las fórmulas de la EHE. Pero en esta campaña de ensayos en concreto, se han utilizado vigas con sección en doble T, con lo que es probable que estas fórmulas no describan adecuadamente su comportamiento. De ahí la infravaloración de la resistencia a cortante.

Si nos fijamos más detalladamente en la aportación del pretensado, se tiene:

	F_v teórico sin pretensar (kN)	F_v teórica (kN)	F_v real (kN)	Incremento teórico de resistencia debido al pretensado (%)	Incremento real de resistencia debido al pretensado (%)
HC10F	158.50	202.21	576.89	27.58	109.95
HC10F#2	154.02	195.56	504.11	26.97	83.47
HAC14F	156.23	208.87	396.10	33.69	44.16
HAC14F#2	156.23	208.87	508.82	33.69	85.18

Tabla 6.2

Para calcular el incremento real de resistencia debido al pretensado se ha tomado como referencia el valor de la carga de rotura de las vigas HC7F y HAC7F. Se ha podido hacer esto ya que, como se ha comentado con anterioridad, las características de las vigas eran idénticas salvo la disposición o no de la armadura activa.

Viendo estos datos, se puede afirmar que la EHE también infravalora la aportación del pretensado a la resistencia a cortante, quedándose en el lado de la seguridad. En este caso, toda la influencia en el cálculo estaba concentrado en el parámetro $0.15\sigma'_{cd}$, ya que el parámetro ρ_l sólo contempla la cuantía de armadura activa adherente, mientras que la que se dispuso era no adherente. Además, ya se superaba el valor máximo de ρ_l , 0.02, que permite la EHE contando únicamente con la armadura pasiva. Es decir, que aún teniendo la armadura activa adherente, este parámetro no hubiera ejercido ninguna influencia en el cálculo.

Hay un factor que no contempla la formulación de la EHE, y es el trazado. Según la normativa, el cálculo de la resistencia es el mismo para una viga postesa con un trazado parabólico que para una viga pretesa con un trazado recto, ya que sólo contabiliza la fuerza de compresión aplicada. Sin embargo, el trazado parabólico permite que el axil de compresión este concentrado en el alma de la viga, de forma que el cosido de las fisuras a cortante en esa sección sea más efectivo que en el caso de un trazado recto con los cables colocados, por ejemplo, en el ala inferior. En este caso, las fisuras a cortante son igualmente cosidas, pero de forma menos efectiva. En cualquier caso, sería bueno realizar una campaña de ensayos para aclarar este extremo.

Con el objetivo de intentar acercar los cálculos teóricos a los datos reales, tanto a los datos de vigas sin armadura activa como a las vigas postesas, se propone la modificación de dos coeficientes en la fórmula de V_{cu} :

$$V_{CU} = \left[0.15 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} - 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d \beta$$

- el coeficiente 0.15 que multiplica los dos primeros paréntesis pasaría a ser 0.39
- el coeficiente 0.15 que acompaña a σ'_{cd} pasaría a ser 0.34, tomando como referencia el resultado de HAC14F, o 0.74 si se toman como referencia los valores de HC10F#2 y HC14F#2. De esta forma se da más peso a la aportación del pretensado.

$$V_{CU}^{\text{modificado}} = \left[0.39 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} - 0.34/0.74 \sigma'_{cd} \right] b_0 d \beta$$

Evidentemente, estos valores se toman sin ningún coeficiente de seguridad, que se deberán añadir posteriormente. Los valores teóricos de la carga última utilizando esta nueva fórmula se recogen en la tabla 6.3.:

	F_v teórica EHE (kN)	F_v teórica nueva formulación coef. 0.34 (kN) [1]	F_v teórica nueva formulación coef. 0.74 (kN) [2]	F_v real (kN) [3]	Relación [3]/[1]	Relación [3]/[2]
HC7F	145.70	275.62	275.62	278.56	1.01	1.01
HAC7F	140.05	260.92	260.92	270.98	1.04	1.04
HC10F	202.21	374.19	480.83	576.89	1.54	1.20
HC10F#2	195.56	367.65	458.16	504.11	1.37	1.10
HAC14F	208.87	390.73	503.50	396.10	1.01	0.79
HAC14F#2	208.87	390.73	503.50	508.82	1.30	1.01

Tabla 6.3

Con esta nueva formulación, el cálculo teórico es mucho más próximo a la realidad de los ensayos que se han realizado. Esto permite optimizar al máximo las estructuras a diseñar. De todas formas, sería recomendable seguir por esta línea de investigación, y realizar más ensayos para acabar de afinar la fórmula.

Un comentario a parte merece el cálculo del parámetro β . Según la EHE, este parámetro depende del ángulo θ de la biela de compresión, y la normativa recomienda tomar $\theta = 45^\circ$, y $\beta = 1$, para vigas sin armadura activa. En las vigas pretensadas depende de un valor θ_e . Tras los ensayos se midieron los ángulos reales de las bielas de compresión, marcadas por las fisuras a cortante que se formaron, y con estos datos se obtuvieron unos valores de que en ningún caso fueron mayores de 1. De aplicarse estos valores a la fórmula de V_{cu} , la resistencia aún sería menor de la calculada, y mucho menor que la resistencia real obtenida.

	Inclinación de fisuras medidas (θ°)	β	F_v teórica contando con β (kN)	Relación con F_v real
HC7F	32.3	0.42	99.57	2.72
HAC7F	36.2	0.63	110.79	2.51
HC10F	32.3	0.75	173.26	3.33
HC10F#2	42.0	0.65	157.35	3.20
HAC14F	39.4	0.72	174.57	2.27
HAC14F#2	39.0	0.74	177.02	2.87

Tabla 6.4

Así, se ha optado por no considerar la influencia de β en los cálculos posteriores, para no ampliar más la infravaloración que hace la EHE de la resistencia a cortante.

En cuanto a la diferencia de comportamiento entre las vigas con hormigón convencional y HAC, vemos que las primeras tienen una mayor resistencia, comparativamente hablando, que las segundas. Si se compara la relación entre la carga real y la teórica, vemos que es mayor de 2.5 en las dos vigas postesas HC10F, mientras que las de HAC14F no alcanzan dicho valor en ningún caso.

Esta menor resistencia se puede explicar desde dos factores, o una combinación de ambos. Por un lado, el HAC presenta una menor resistencia a tracción que un hormigón convencional, y por otro, este tipo de hormigón tiene una menor adherencia. Para aclarar estos factores y su influencia en la resistencia cortante, ya se están llevando a cabo diversos estudios en el Laboratorio Técnico de Estructuras de la UPC.

Así, se puede decir que el HAC tiene un peor comportamiento frente a cortante que el hormigón convencional, si bien la diferencia es bastante pequeña. Para acabar de delimitar mejor su comportamiento, sería interesante realizar más campañas de ensayos, tanto en lo referente a determinar los problemas de adherencia como los de resistencia a tracción. De confirmarse esta diferencia de comportamiento se podría corregir fácilmente con unos coeficientes de seguridad ligeramente superiores en el caso de estructuras de HAC.

A continuación, se va a intentar explicar los aspectos más destacados de la fisuración de las vigas.

Lo más importante es que las primeras fisuras a cortante se formaron en la zona del apoyo central, tal y como se había pretendido. Inevitablemente aparecieron fisuras en el apoyo izquierdo, pero las que acabarían por provocar la rotura de la viga fueron las anteriores.

Al estar colocadas en la sección más crítica, es probable que las galgas hayan tenido alguna influencia. Como se ha comentado en un capítulo anterior, los tubos de PVC que protegen las galgas forman una coquera en el hormigón, disminuyendo la sección del alma. En más de un ensayo los tubos de PVC quedaban a la vista tras la aparición de fisuras, e incluso en algún caso eran visibles antes de los ensayos, por culpa del escaso recubrimiento. Esta disminución de la sección del alma en la zona más solicitada, junto

con la disposición de la carga ligeramente descentrada en el vano, hizo que la fisuración siguiera la evolución prevista.

De todas formas, el hecho más destacable de los ensayos, por inesperado, fue la fisura en la zona central debido al pretensado, y su posterior explosión.

En lo referente a la fisura que aparecía encima del apoyo, ésta era debida a la elevada tracción que estaba soportando el alma de la viga. Al tesar el segundo cable, la fuerza que ejercían en dicha zona estaba alrededor de los 152 kN/m, lo que provocaba una tensión de tracción en el alma de 1.9 MPa. Este nivel de tracción es suficiente para hacer fisurar el hormigón, ya que la EHE marca como $f_{ct,k}$ un valor de alrededor de 2.0 MPa. En comparación, en la zona de los vanos la tracción máxima que soportaba el hormigón, tras tesar el tercer cable, era de sólo 1.4 MPa.

El tener una carga tan elevada es debido a la fuerte curvatura del cable en esa zona. Quizá hubiera sido mejor dar una menor excentricidad a los cables sobre el apoyo, lo que hubiera disminuido la curvatura, y por tanto la carga transmitida. Además, viendo los cálculos de resistencias, los factores de seguridad no hubieran variado en exceso, y la viga todavía hubiera roto de la misma forma que lo hizo.

Un motivo complementario se deriva de la colocación de los cables en el alma. Éstos estaban colocados uno encima del otro, en ningún caso en paralelo, pero debido a su proximidad, es posible que la fisura no siguiera un recorrido horizontal, sino que buscara la sección más débil, tal y como se muestra en la figura 6.1. Así, es posible que el ancho útil no fuera de 82 mm (descontando el diámetro de una vaina), sino de 64 (descontando dos). Si tomamos esta valor, las tensiones en el alma de la viga al tesar el segundo cable serían de 2.37 MPa, definitivamente mayores que la resistencia a tracción del hormigón.

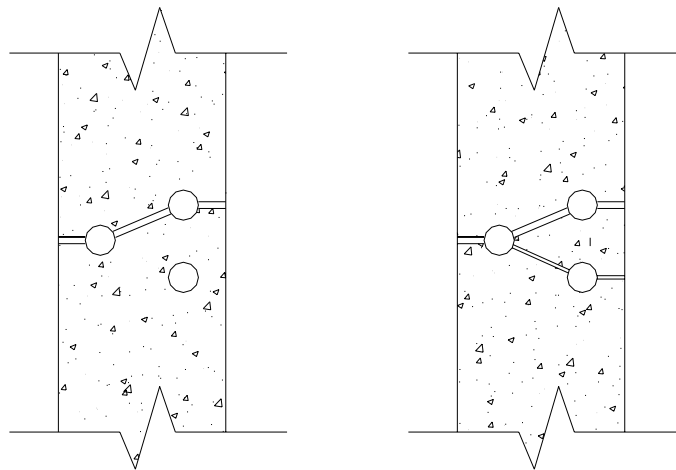


Fig. 6.1

Esta fisura longitudinal es posible que ayudara a que se produjera la explosión del alma de la viga. La explosión se produjo en todas las vigas en el mismo punto, tras el pico de carga y en el intervalo en el que las fisuras deberían abrirse. La explicación más plausible es que al empezar a fisurarse la sección, junto con la comentada fisura previa, dicha sección se debilitara en exceso, y apareciera una segunda fisura en la misma zona debido a la carga del cable, que ya superaba los 230 kN/m en ese punto. Así, llegados a

este punto, la sección cedió ante el empuje del cable, de forma que éste liberó de golpe toda la energía elástica que tenía acumulada.

En la evolución de la fisuración, el que la viga estuviera pretensada o no juega un papel destacado. Comparando los ensayos con las vigas postesas y las vigas sin armadura activa, aquéllas presentaban muchas menos fisuras que éstas. Además las primeras fisuras aparecían mucho más tarde. Incluso considerado respecto a la carga última a la que llegaba cada viga, las postesas resistían mucho más antes de figurarse, como queda reflejado en la tabla 6.5. En la foto 6.1 se aprecian las fisuras a cortante en la viga sin tesar a simple vista (izquierda), mientras que las fisuras de la viga postesa se han tenido que señalar con rotulador(derecha). El efecto de cosido de los cables es más que evidente.

	F fisuración (kN)	F última (kN)	%
HC7F	55	278.56	20
HAC7F	86	270.98	32
HC10F	400	576.89	69
HC10F#2	375	504.11	74
HAC14F	350	396.10	88
HAC14F#2	420	508.82	83

Tabla 6.5



Foto 6.1

Si se consideran a la vez la relación carga real/carga teórica junto con la carga que la viga es capaz de resistir una vez está fisurada, se puede ver que las vigas postesas de HAC resisten ligeramente menos y que el pico de carga llega más pronto tras la aparición de la primera fisura que en las vigas de hormigón convencional. De estos datos se puede extraer la conclusión que antes de la fisuración, ambos tipos de hormigón se comportan de forma similar, pero que tras la aparición de las primeras fisuras, éstas se propagan mucho más rápido en el HAC que en el hormigón convencional, llevando la viga a rotura antes de lo que debiera.

Por otro lado, una ventaja que obtuvimos de la fisura debida al pretensado fue el tener perfectamente visible el trazado de los cables. Así, se pudo observar el efecto de cosido de las fisuras de cortante. Las primeras fisuras que aparecían en las vigas postesas, además de hacerlo para una carga elevada, tal y como se ha comentado anteriormente,

sólo se propagaban hasta los cables, delimitados por la fisura previa. Únicamente al aumentar aún más la carga conseguían atravesar esta barrera.

En las vigas sin pretensar, las fisuras de cortante se formaron en la parte inferior del alma y se propagaban hacia arriba, mientras que por efecto del pretensado, se formaban antes, y en mayor número, por encima del cable que por debajo, tal y como se observa en la foto 6.2. Este comportamiento también se deriva del efecto de cosido.



Foto 6.2

En lo referente a la deformación de cada viga, se ha comparado, en el gráfico 6.1 la flecha en el centro de vano de las vigas hasta el valor de la carga de rotura. Tras este valor ya no se pueden comparar las flechas, ya que su valor máximo depende no sólo de la fisuración sino también del tiempo que se prolongó el ensayo tras el pico de carga, que no fue el mismo para todos los ensayos.

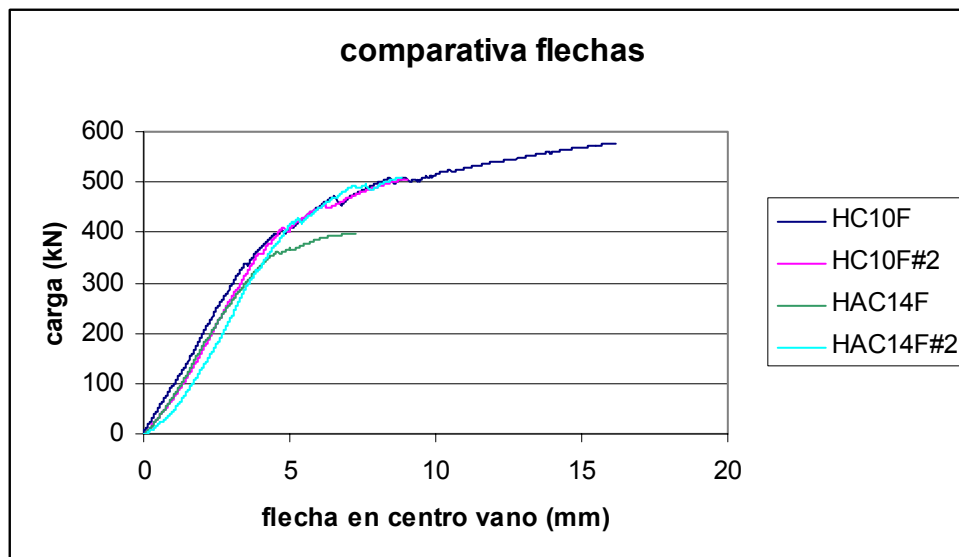


Gráfico 6.1

Como se ve, todas las vigas postesas tienen un comportamiento similar tras la fisuración, excepto la viga HAC14F. En ésta, la carga para la cual aparece las primeras

fisuras es relativamente baja, y entre ese momento y el pico de carga transcurre muy poco tiempo, mientras que las otras tres vigas aún son capaces de resistir más carga a pesar de la fisuración. En un principio se pensó que este comportamiento se podía deber al HAC, pero al ensayar la viga HAC14F#2, que tenía exactamente el mismo hormigón, se obtuvieron de ésta unos resultados normales, por lo que se achacó el comportamiento anómalo a algún fallo durante la construcción.

Viendo las deformaciones medidas por las galgas, como las del gráfico 6.2, se vuelve a apreciar el efecto del pretensado. En un primer estadio, la deformación de los cercos es debida a la compresión ejercida por los cables y a que la viga está trabajando como un arco. Esta compresión va aumentando ligeramente hasta una carga de alrededor de los 250 kN, que es el valor para el cual el cortante de la combinación de cargas carga equivalente+carga puntual se anula en la sección en la que se colocaron las galgas. A partir de esta carga, el cerco se descomprime, hasta que empieza a trabajar a tracción.

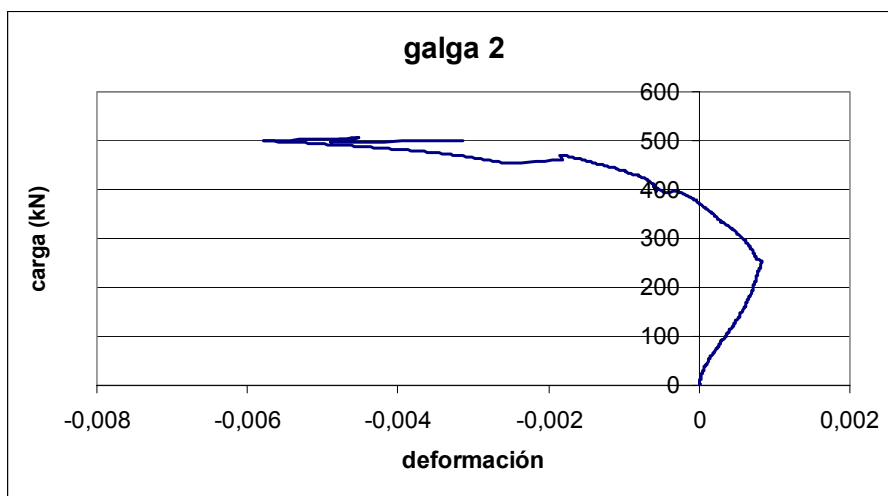


Gráfico 6.2

En las galgas de las vigas sin pretensar, como en el gráfico 6.3, se ve como los cercos trabajan todo el rato a tracción, ya que no existe ninguna fuerza externa que compense.

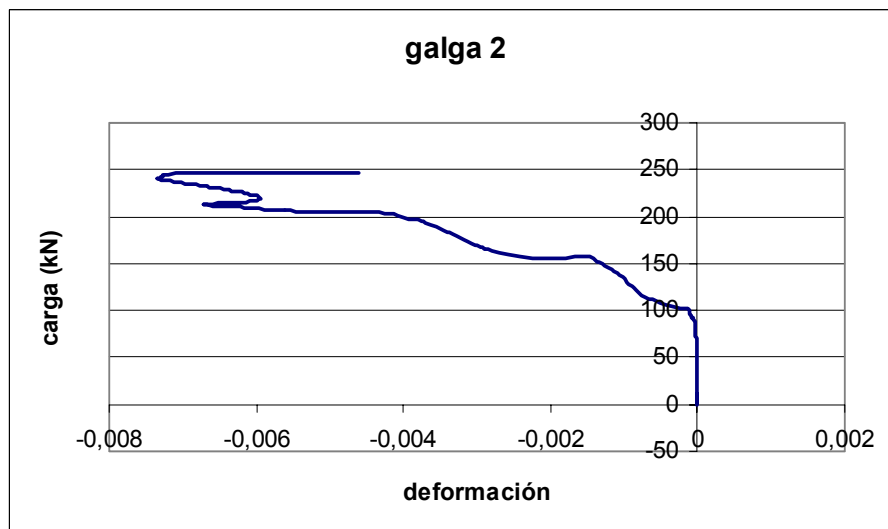


Gráfico 6.3

Este mismo comportamiento se aprecia en la variación del ángulo de la biela de hormigón, en el gráfico 6.4. En la biela de una de las vigas sin pretensar, el ángulo es positivo desde el principio del ensayo, y de un valor próximo a los 45°, que es el teórico que indica la norma. En este caso, tras la fisuración, ocurrida sobre los 80 kN, los datos de las galgas hacen que la gráfica carezca de sentido

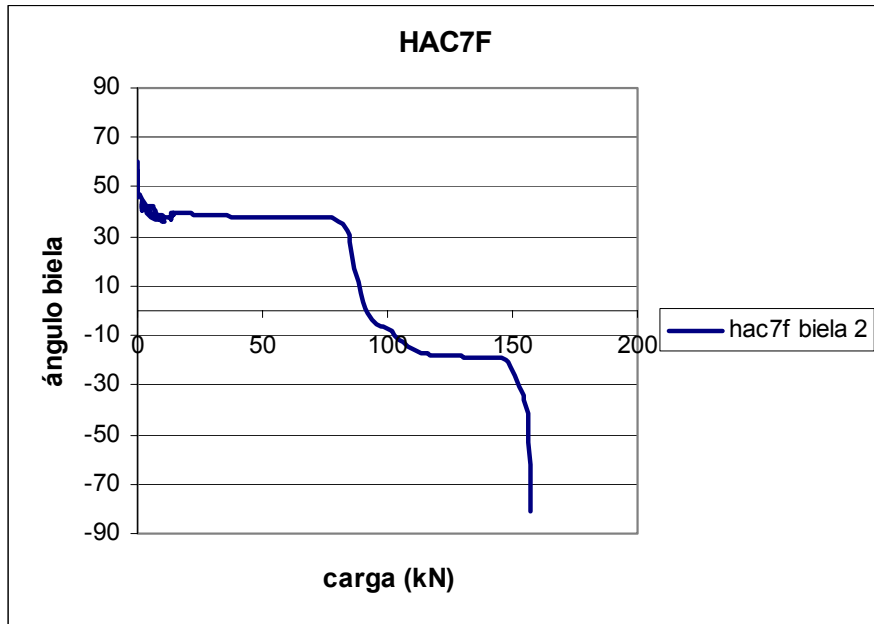


Gráfico 6.4

En cambio, en el principio del ensayo sobre las vigas postesas, gráfico 6.5, la biela está comprimida (ángulo negativo), y al ir aumentando la carga, se compensa el efecto de la carga equivalente del pretensado, hasta tener signo positivo. El criterio de signos sigue el esquema que se ve en la figura 6.2. Como en el caso anterior, una vez llegados a un nivel de carga elevado, las galgas dejan de medir datos con sentido físico.

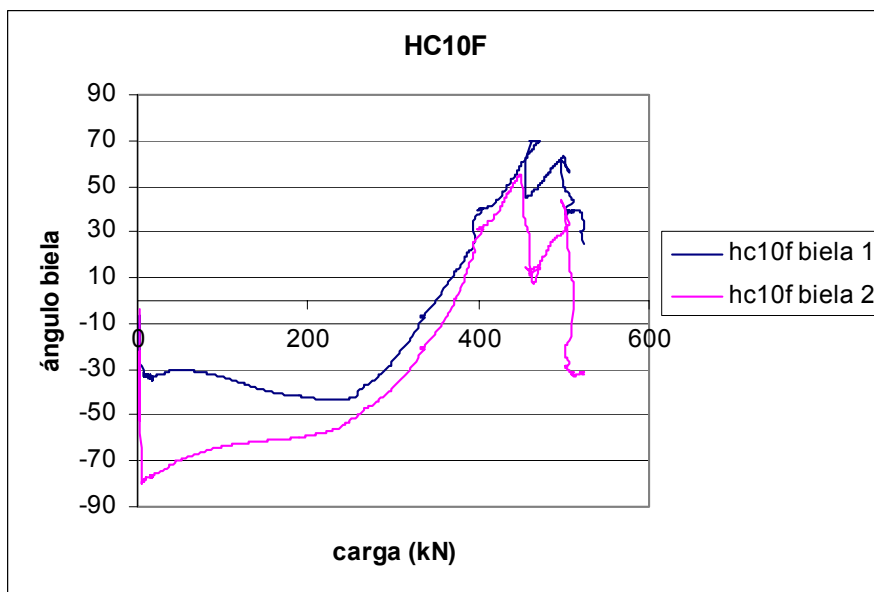


Gráfico 6.5

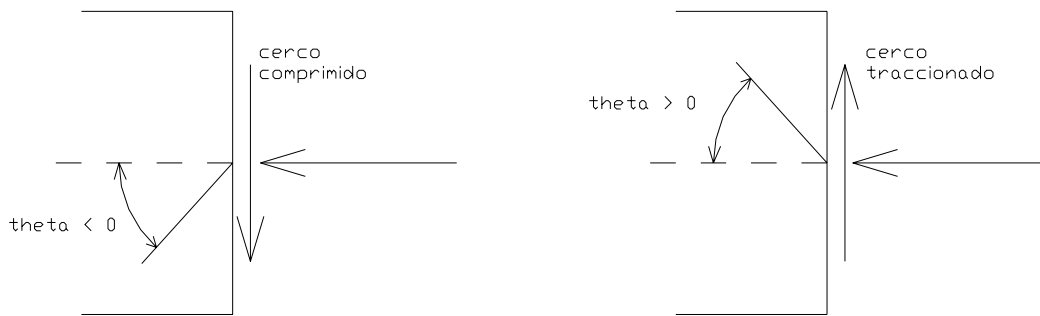


Fig. 6.2

En ambos casos, la biela 1 es la más próxima al apoyo central, mientras que la biela 2 está del lado del centro del vano.

En cuanto al comportamiento en el post-pico, no se pudieron obtener suficientes datos para poder hacer una comparativa, ya que al explotar todas las vigas postesas, la sección central quedaba demasiado dañada como para poder aportar datos útiles. Además, teniendo en cuenta el factor seguridad, todos los ensayos se decidió darlos por terminados poco después de dicha explosión.