

## **Análisis de secciones de hormigón**

### **4.1. Introducción**

En este capítulo se quiere presentar los resultados obtenidos del análisis paramétrico de distintas variables constitutivas de secciones de hormigón de interés práctico y académico a la vez.

Se tratará con secciones de hormigón en configuración simple o compuesta, cuyas definiciones se abordaron en el apartado 3.1 del capítulo 3 de este mismo trabajo. De este modo, se pretende dar a conocer parte de la potencialidad del programa para el estudio de secciones de hormigón que por su geometría (caso 4.2) o por su concepción por etapas (4.3 y 4.4) incentivan el uso de modelos numéricos apropiados, como el que se ha diseñado para esta tesina; cuyos posibles fines pueden ser el ahorro de tiempo de calculo, y sobretodo, capturar los fenómenos que realmente se dan en la realidad y poder actuar en consecuencia (racionalización de materiales...).

Con ello, se quiere aclarar que se trata de ejemplos de aplicación del programa y no de verificación u comprobación de los modelos en él implementados; pues esta tarea ya se ha llevado a cabo mediante la comparación con otros software ya sancionados por la práctica.

### **4.2. Análisis de un pilote de hormigón armado**

#### **4.2.1. Introducción**

Los pilotes de hormigón se emplean como elementos de cimentación cuando, por la calidad del terreno o la profundidad a la que se halla el sustrato competente, es necesaria la hinca de estos elementos con el fin de poder transmitir las cargas cedidas por la estructura al terreno sin que se produzcan asientos u deformaciones en la que puedan generar esfuerzos no previstos y para los que no ha sido diseñada ésta.

Una de las geometrías de la sección transversal más frecuentes es la circular, no por ello la única, pues la hexagonal se emplea frecuentemente en pilotes prefabricados,

por ejemplo, y responde a necesidades estructurales, del procedimiento de hinca y otras pero que no procede comentar aquí.

#### 4.2.2. Objetivos

Para este ejemplo se ha elegido un pilote circular y reforzado con armadura pasiva. Con ello se pretende:

1. Ver la influencia que tiene el axil externo sobre el valor del momento de fisuración y el de rotura.
2. Notar la pérdida de ductilidad que se da en piezas trabajando bajo la influencia de cargas axiales importantes como pueden ser los pilares o los pilotes.

Además, se ha utilizado esta geometría para ilustrar la versatilidad del programa y la facilidad con la que se puede analizar una forma que, abordada manualmente, requeriría de un tiempo de cálculo y volumen de operaciones que la mayor parte de veces se elude acudiendo a ábacos, pero que no cubren todos los casos y que no resuelven el problema de análisis no lineal o de deformaciones diferidas de los materiales.

#### 4.2.3. Descripción de la sección

Se trata de una sección circular de 30 cm de radio prefabricada en taller con hormigón en calidad  $f_{ck} = 35$  MPa y reforzada con acero pasivo corrugado de alta ductilidad  $f_{yk} = 500$  MPa y 16 mm de diámetro dispuesto perimetralmente. En la figura 4.1 se presenta dicha sección:

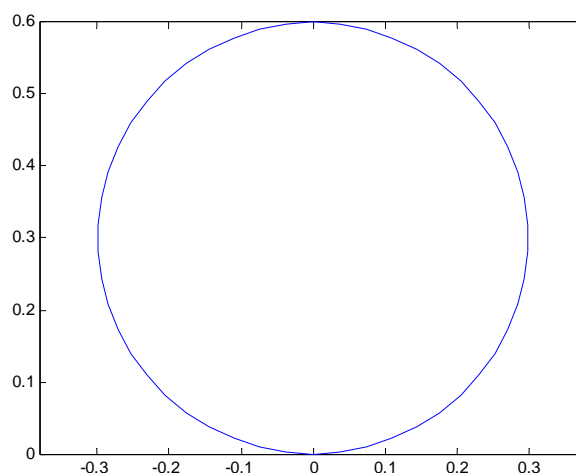


Figura 4.1. Sección del pilote de hormigón armado

La distribución de armado de la misma se recoge en la tabla 4.1:

<b>Cota del baricentro (cm)</b>	3	10	20	30	40	50	57
<b>Nº de barras</b>	1	2	2	2	2	2	1

Tabla 4.1. Distribución de armado pasivo del pilote

#### 4.2.4. Resultados del análisis

Fijados los objetivos y definido la sección de estudio se ha obtenido el diagrama de interacción flector – axial Fig. 4.2, pues antes de evaluar la influencia del axial<sup>1</sup> sobre la sección se debe conocer el rango válido de variación de éste.

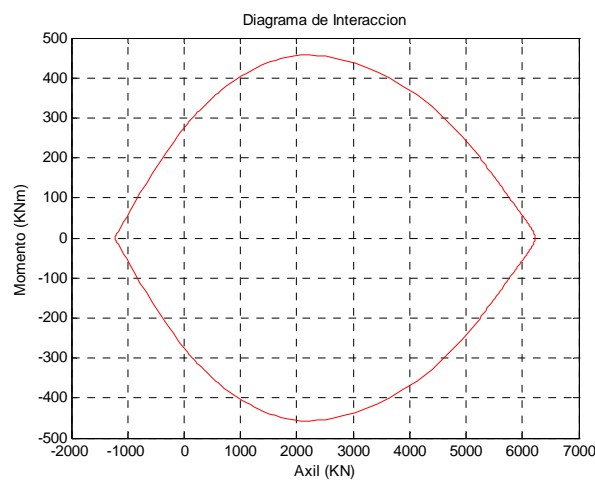


Figura 4.2. Diagrama de interacción del pilote armado

Conociendo dicho rango de variación (para este análisis se consideran únicamente los axiles positivos, pues no se pretende analizar un tirante) se emplea la técnica de los diagramas Momento – Curvatura para obtener los resultados perseguidos.

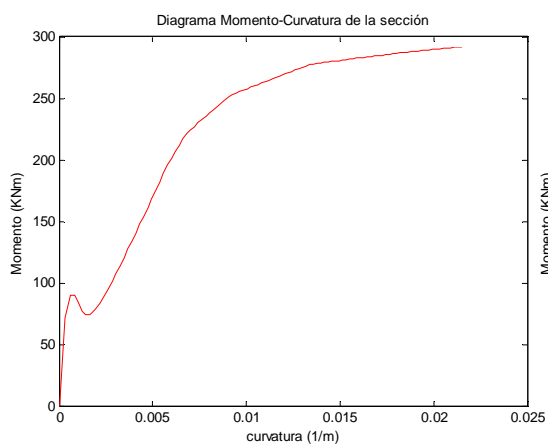


Figura 4.3. Diagrama M – C.  $N_{ext} = 0$

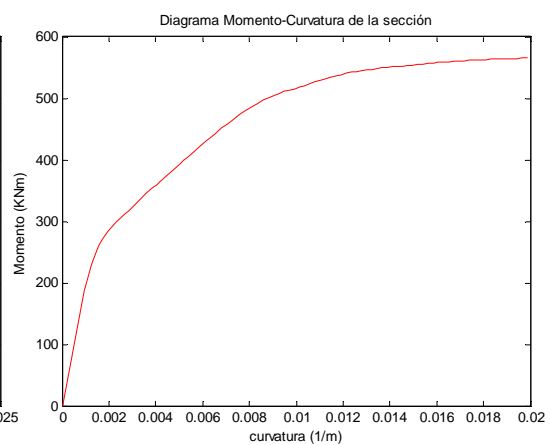


Figura 4.4. Diagrama M – C.  $N_{ext} = 1500\text{KN}$

<sup>1</sup> Se ha considerado que el axial concomitante está alineado con la directriz del pilote no existiendo, de este modo, ningún flector asociado a posibles excentricidades

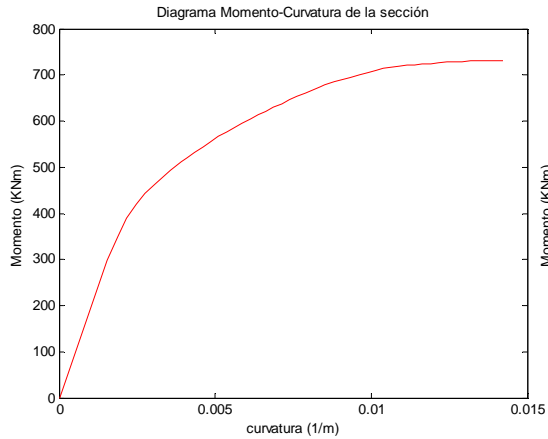


Figura 4.5. Diagrama M – C.  $N_{ext} = 3000 \text{ KN}$

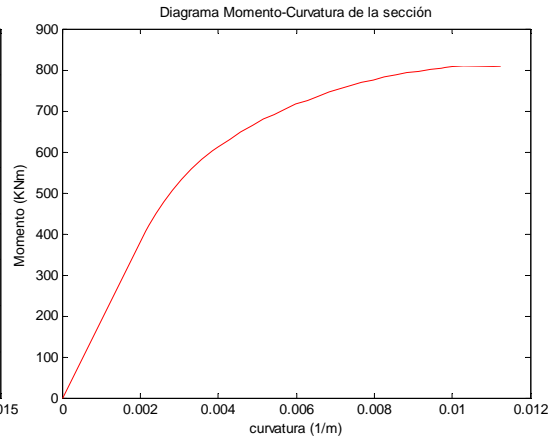


Figura 4.6. Diagrama M – C.  $N_{ext} = 4500 \text{ KN}$

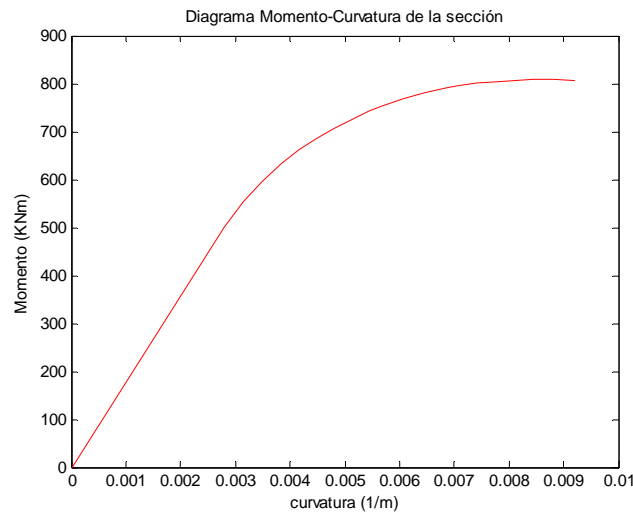


Figura 4.7. Diagrama M – C.  $N_{ext} = 6000 \text{ KN}$

Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 4.2; ni que decir tiene que el  $M_{\text{último}}$  aquí obtenido es aquél para el cual algún material ha llegado a la deformación de agotamiento. No obstante, para la obtención de éste no se ha aplicado ningún coeficiente de minoración a los materiales, por lo que no tiene validez para la comprobación referente a los estados límite último de agotamiento.

	$N = 0 \text{ KN}$	$N = 1500 \text{ KN}$	$N = 3000 \text{ KN}$	$N = 4500 \text{ KN}$	$N = 6000 \text{ KN}$
$\chi_u \text{ (m}^{-1}\text{)}$	0,0213	0,0197	0,0140	0,0109	0,0088
$M_{\text{último}} \text{ (KNm)}$	291,9	565,3	731,6	810,3	808,8
$M_{\text{fis}} \text{ (KNm)}$	71,7	186,0	298,1	405,4	501,0

Tabla 4.2. Parámetros obtenidos mediante el método de análisis no lineal planteado

La deformación de las fibras extremas del pilote de hormigón, así como la de la capa de acero menos comprimida, se presentan en la tabla 4.3 para con el fin de ayudar a comprender cuál es el mecanismo de rotura de la sección, o lo que es lo mismo, conocer el plano de agotamiento.

	$N = 0 \text{ KN}$	$N = 1500 \text{ KN}$	$N = 3000 \text{ KN}$	$N = 4500 \text{ KN}$	$N = 6000 \text{ KN}$
$\epsilon_{inf} \text{ (mm/m)}$	10,69	8,41	5,01	3,21	2,01
$\epsilon_{sup} \text{ (mm/m)}$	-2,20	-3,50	-3,50	-3,50	-3,50
$\epsilon_{s,max} \text{ (mm/m)}$	10,00	7,82	4,59	2,87	1,74

Tabla 4.3. Deformaciones en rotura de las fibras extremas de hormigón y de la capa inferior de acero pasivo

#### 4.2.5. Análisis de los resultados

A la vista de los resultados obtenidos con el análisis no lineal planteado para cada caso y recogidos en la anterior tabla se pueden extraer, al menos, dos conclusiones:

1. La presencia de un axil exterior provoca un aumento de rigidez global del sistema, lo que se traduce en una disminución de la ductilidad, o lo que es lo mismo, una disminución de la curvatura última con el aumento del axil. Este fenómeno es debido a que el esfuerzo exterior moviliza parte de la resistencia a compresión agotando, así, la deformación máxima permitida para la fibra más comprimida de la sección<sup>2</sup> y disminuyendo de este modo la capacidad de giro de la sección, pues excepto para el caso  $N_{ext} = 0$ , en las demás situaciones la rotura se da por el aplastamiento de la fibra más comprimida de hormigón.
2. El momento de fisuración aumenta juntamente con el axil exterior teniendo éste el mismo efecto que un pretensado longitudinal del pilote (mejor comportamiento frente a la fisuración de origen tensional); tal es así, que la diferencia entre  $M_{fis}$  y  $M_{máx}$  cada vez se hace más pequeña<sup>3</sup>. La razón de este aumento es debido a que el  $N_{ext}$  impone un plano fijo de deformaciones de compresión en la sección, con curvatura nula, y el momento exterior que fisura la fibra inferior debe ser mayor a medida que crece  $N_{ext}$ .

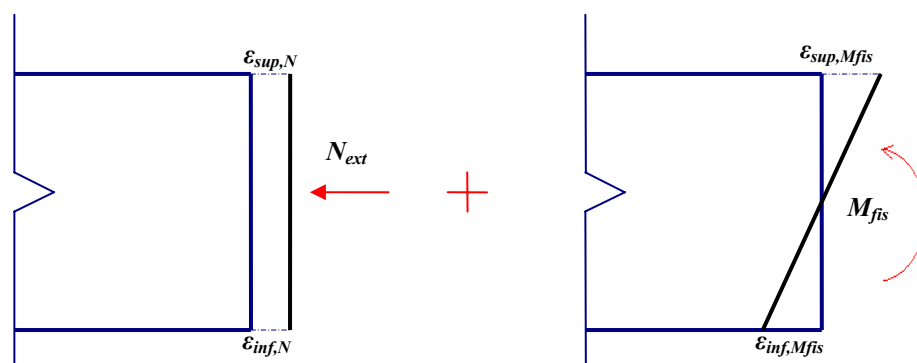


Figura 4.8. Desacoplamiento del flector y del axil con sus respectivas deformaciones

<sup>2</sup> Este valor depende de si se trabaja con hormigones convencionales o de alta resistencia. Para el caso que atañe es  $-3.5 \text{ mm/m}$ .

<sup>3</sup> Este fenómeno se debe controlar en la etapa dimensionamiento ajustando la armadura mínima de modo que al fisurar no se de una rotura frágil de la sección.

### 4.3. Influencia de la construcción evolutiva en una sección compuesta

#### 4.3.1. Introducción

En los últimos años, con la irrupción de la prefabricación y la rápida evolución de ésta tecnología así como sus ventajas desde el punto de vista de durabilidad, mejor control de las variables que influyen en los procesos de ejecución, reducción del volumen de hormigón, racionalización del armado... se ha inmiscuido paulatinamente en todo tipo de construcciones del ámbito civil y de la edificación, llegando en muchos casos desbancar la alternativa de la fabricación “in situ”.

Un ejemplo claro este fenómeno se halla en edificación, concretamente en la construcción de forjados donde la prefabricación ofrece las siguientes ventajas:

- Se puede hormigonar la losa de piso inmediatamente tras haber colocado las vigas prefabricadas en la configuración correspondiente; lo que reduce los tiempos de ejecución totales.
- Libertad de geometrías aunque, generalmente, se emplean aquéllas que ya han sido optimizadas y tienen destinadas aplicaciones concretas.
- Al existir una reducción de cantos en las vigas debido a la introducción del pretensado en taller, puede producirse una reducción del espesor total del forjado, luego, para una altura total fija del edificio se pueden construir más plantas o, para un número fijo de plantas, la altura de éstas puede ser mayor.
- Desde el punto de vista económico – empresarial, la industrialización y la sistematización de los procesos de producción que ofrece la prefabricación ayuda a reducir costes, pues las piezas son más competitivas y puede reducirse los precios de venta haciendo la estructura más barata con unos márgenes de beneficio igual o mayores.

#### 4.3.2. Objetivos

Se pretende analizar la influencia que tiene la construcción por etapas de una viga prefabricada de forjado de edificación completada “in situ” con una losa de compresión; de este modo, se quiere probar la eficacia del programa para este tipo de análisis y comprobar cuánto influye en rotura el hecho de que la viga prefabricada haya sido presolicitada con distintas cargas antes que se haya completado la sección resistente con la losa de compresión.

Para ello se van a analizar, mediante los diagramas Momento – Curvatura, los siguientes casos:

- a) Sección exclusivamente prefabricada de hormigón armado (sin existir la losa de hormigón) para la que se calculará su momento último necesario para abordar los demás casos.

- b) Forjado compuesto por la viga prefabricada y la losa de compresión construida totalmente en configuración apeada.
- c) Forjado compuesto construido de forma no apeada donde la sección prefabricada se ve sometida a un momento final del proceso constructivo igual al 30% de su momento último.
- d) Forjado compuesto construido de forma no apeada donde la sección prefabricada se ve sometida a un momento final del proceso constructivo igual al 50% de su momento último.
- e) Forjado compuesto construido de forma no apeada donde la sección prefabricada se ve sometida a un momento final del proceso constructivo igual al 85% de su momento último.

### 4.3.3. Descripción de la sección

Se ha escogido para este análisis una sección prefabricada de hormigón en calidad  $f_{ck,28}=30$  MPa de dimensiones  $50 \times 75$  cm<sup>2</sup> y una losa de compresión de hormigón  $f_{ck,28}=30$  MPa y dimensiones  $200 \times 20$  cm<sup>2</sup> cuya representación es:

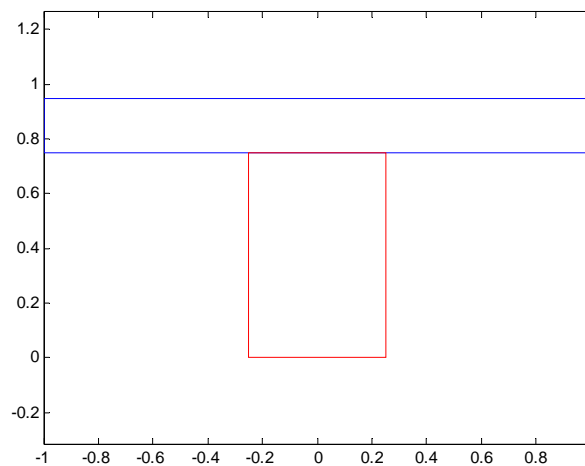


Figura 4.9. Sección de hormigón armado con losa de compresión

La distribución de armado consta de dos capas de  $5\Phi 20$  de acero corrugado de alta ductilidad  $f_{yk}=500$  MPa y  $E_y=200$  GPa cuyo baricentro se halla a 5 y 10 centímetros respectivamente de la fibra inferior de la pieza prefabricada. El acero de la losa es de la misma calidad y diámetro que el de la viga y se distribuye en una capa de 4 barras a 90 cm de la fibra inferior de la sección compuesta.

#### 4.3.4. Resultados del análisis

Tras el análisis con el modelo numérico implementado en el programa se han obtenido los siguientes resultados:

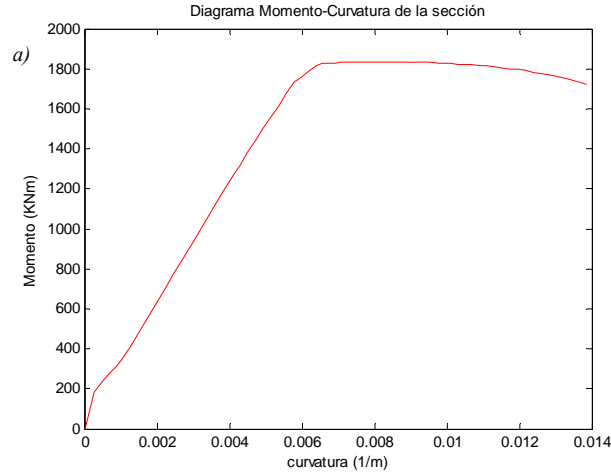


Figura 4.10. Diagrama M – C de la sección prefabricada

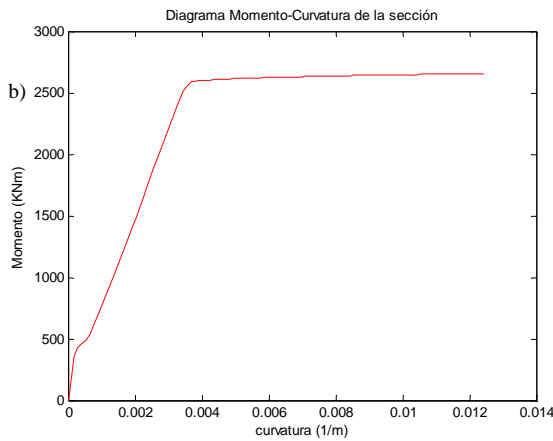


Figura 4.11. Sección compuesta apeada

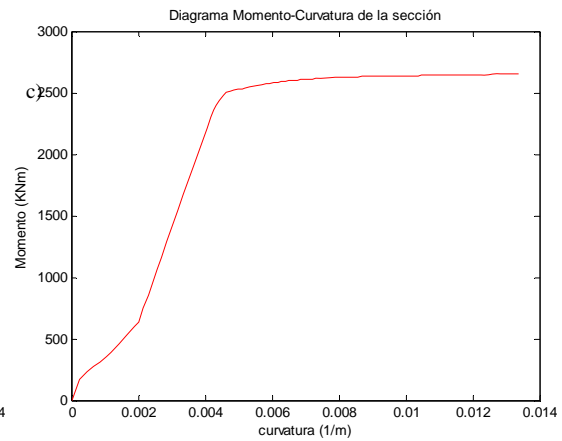


Figura 4.12. Sección compuesta no apeada  
 $M_{pres} = 0.30M_u$

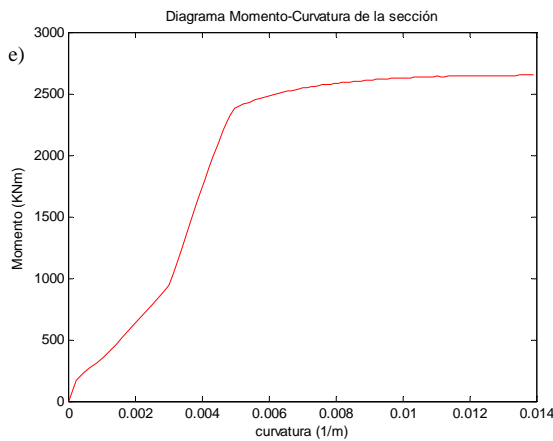


Figura 4.13. Sección compuesta no apeada  
 $M_{pres} = 0.50M_u$

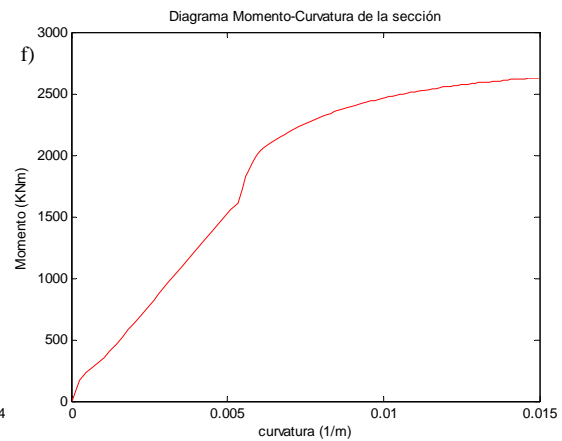


Figura 4.14. Sección compuesta no apeada  
 $M_{pres} = 0.85M_u$



En la tabla 4.4 se recogen los valores de las variables constitutivas del modo de rotura para cada caso de los anteriormente analizados.

	Momento último (KNm)	Curvatura última (m-1)
<i>Apeado</i>	2655,1	0,0124
<i>30% <math>M_u</math></i>	2652,1	0,0134
<i>50% <math>M_u</math></i>	2650,3	0,0139
<i>85% <math>M_u</math></i>	2629,1	0,0150

Tabla 4.4. Momentos y Curvaturas de la sección según el proceso constructivo

#### 4.3.5. Análisis de los resultados

Se desprende de esta tabla 4.4 que la sección compuesta analizada ofrece su máxima capacidad resistente cuando la estructura se construye de forma apeada ya que no existe presolicitación de la sección prefabricada. En el caso de la construcción no apeada la reducción del momento último de la sección compuesta no supera el 1% a costa de un considerable aumento de la ductilidad global de la pieza. Este hecho corrobora la afirmación de que en rotura la sección es poco sensible al proceso constructivo que haya podido sufrir, excepto en casos de que se goce de poca ductilidad y se den fallos prematuros debidos a presolicitaciones excesivas de la sección preexistente. No obstante, el caso e) tiene más interés docente y académico que práctico ya que sirve para ilustrar el fenómeno de la ganancia de ductilidad llevado a valores extremos; en la realidad, si se presolicita la sección prefabricada en exceso, cuando entra en carga la losa puede asegurarse que la viga se ha fisurado y deformado en exceso, de tal modo que no cumpliría los requisitos mínimos en servicio.

Se puede concluir con este ejemplo de aplicación que:

1. Las secciones de hormigón construidas de manera no apeada presentan curvaturas superiores a las de secciones apeadas aunque su momento último apenas varía. Luego, este tipo de presolicitación de la sección parcial de hormigón es beneficiosa en estado límite último si se realiza de forma acotada a cambio de sufrir unas mayores deformaciones en servicio que podrán aceptarse según el nivel de prestaciones y requerimientos estéticos para los que se proyecta la estructura.
2. En el caso de construcción apeada se obtiene un diagrama en el que ninguno de los materiales se halla presolicitado y constituye la curva de máxima resistencia que puede alcanzar la sección. La construcción no apeada induce un estado tenso – deformacional previo que solo afecta a la sección prefabricada de hormigón armado y que puede ser beneficioso para la sección si se goza de la ductilidad suficiente en rotura, aunque este efecto si tiene una gran influencia en servicio dado que las deformaciones de la estructura son mayores. No obstante, solicitar en exceso la sección prefabricada (provocando plastificaciones o deformaciones excesivas) sí puede mermar sensiblemente la capacidad última de la sección, cambiando el modo de rotura incluso (por compresión en el hormigón preexistente en vez de por tracción del acero pasivo cuando la sección está completa).

3. El diagrama Momento – Curvatura es una herramienta excelente para capturar fenómenos como la influencia de la construcción por etapas sobre el momento de fisuración o la respuesta en rotura de la sección, que utilizando otros tipos de análisis, el *método de los estados límite últimos*, por ejemplo, no pueden valorar la repercusión de la construcción evolutiva sobre estos parámetros. Se deja el análisis de la influencia sobre el momento de fisuración de la construcción evolutiva para el capítulo 6 de este mismo trabajo.

#### **4.4. Influencia de la construcción evolutiva en el comportamiento en servicio y rotura de una sección de puente de vigas prefabricadas isostático**

##### **4.4.1. Introducción**

Los esquemas estructurales tradicionalmente planteados para cubrir luces medias (de 40 m a 70 m, aproximadamente) son los puentes continuos de hormigón postensado construidos por empuje del tablero o vano a vano, y los puentes mixtos de hormigón y acero estructural. La sección en cajón uni o multicelular de canto constante con o sin recrecimiento de almas, forjados o chapas en zonas de momento negativas es la más utilizada por sus características resistentes y estéticas.

Pero, además, en este rango de luces se está utilizando con éxito en la actualidad en España el denominado puente de vigas, constituido por vigas de hormigón prefabricadas en forma de artesa o doble T sobre las que se hormigota en obra una losa continua de hormigón armado conectada a aquéllas.

Las vigas prefabricadas pueden ser armadas y/o pretensadas, pudiendo utilizarse en este segundo caso armaduras pretensas y/o postesas. Esta última técnica es preceptiva si se utilizan vigas de canto variable.

Esta solución participa de las ventajas de la construcción prefabricada como de la siguiente forma:

- La rapidez del montaje permite minimizar la interacción del proceso constructivo con el entorno del puente (por ejemplo, permite reducir al máximo el tiempo de interrupción del tráfico en una autovía en servicio).
- El uso de hormigones y aceros de alta resistencia que permiten reducir las dimensiones y, por tanto, el peso de los elementos a transportar.
- Y todas las ventajas asociadas a la sistematización de los procesos de fabricación y producción en taller.

#### 4.4.2. Objetivos

Dentro del conjunto de los puentes prefabricados de vigas se quiere analizar la sección más desfavorable de uno cuya configuración sea isoestática. De este modo, se plantea la obtención mediante el modelo desarrollado lo siguiente:

- El estado tenso – deformacional de los materiales considerando el apeo o desconsiderándolo y conocer las pérdidas de pretensado a corto y a largo plazo.
- La respuesta última de la sección frente a sollicitaciones normales comparando los valores obtenidos por el diagrama de interacción y el diagrama momento – curvatura de la sección, y, analizando las diferencias que presenten ambas respuestas.
- El momento de fisuración y descompresión de la sección compuesta atendiendo al proceso constructivo empleado.

#### 4.4.3. Descripción de la sección y de las cargas de análisis

Se trata de un puente de trazado recto, de 12,0 m de anchura total y 29,78 m de luz, cuya sección transversal está constituida por tres vigas artesa, de 1,10 m de canto y 2,80 m de anchura superior, separadas 4.6 m entre ejes y unidas superiormente por una losa de compresión de 0,25 m de espesor. Se realiza el análisis seccional de la viga central, con la parte correspondiente de losa.

Esta sección se acota correctamente definiendo una serie de trapecios exteriores e interiores cuyas dimensiones (base inferior, base superior y altura) se dan en las tablas 4.5 y 4.6.

Trapecios exteriores	Base inferior (m)	Altura (m)	Base superior (m)
1	1,70	0,03	1,76
2	1,76	0,81	1,90
3	1,90	0,10	2,20
4	2,20	0,09	2,76
5	2,76	0,10	2,79

Tabla 4.5. Trapecios que definen el contorno de la viga artesa

Trapecios interiores	Base inferior (m)	Altura (m)	Base superior (m)
1	1,40	0,03	1,46
2	1,46	0,82	1,61

Tabla 4.6. Trapecios que definen el contorno interior de la viga artesa

La fibra inferior del contorno interior dista 28 cm de la fibra inferior del polígono que forma el contorno exterior.

De este modo, la representación gráfica que ofrece el programa de la sección compuesta de hormigón que se pretende analizar queda reflejada en la figura 4.15.

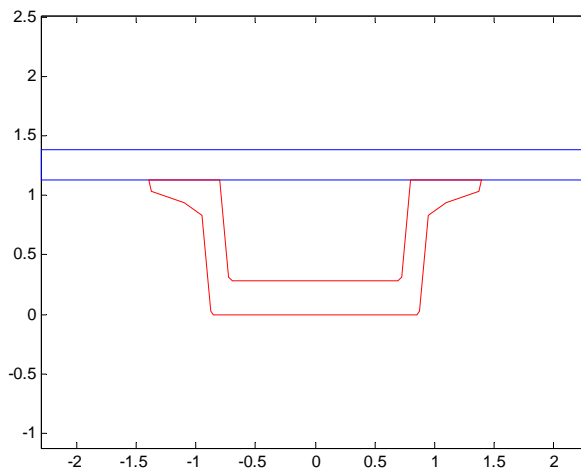


Figura 4.15. Representación gráfica de la sección

Los demás datos del análisis son:

Materiales	
<i>Hormigón viga</i>	$f_{ck} = 42,5$ MPa
<i>Hormigón losa</i>	$f_{ck} = 25$ MPa
<i>Acero pretensado</i>	1700/1900 MPa
<i>Tensión de tesado</i>	1400 MPa
<i>Acero postesado</i>	1700/1900 MPa
<i>Tensión de postesado</i>	1400 MPa
<i>Módulo elástico cordones</i>	$2 \cdot 10^5$ MPa
<i>Relajación a las 1000 h</i>	2%
<i>Relajación a 50000 días</i>	6%
<i>Humedad relativa</i>	60%

Tabla 4.7. Materiales constituyentes de la sección

<i>Capa superior losa</i>	28 $\phi$ 16 a 130 cm
<i>Capa inferior losa</i>	37 $\phi$ 16 a 105 cm
<i>Capa superior viga</i>	8 $\phi$ 16 a 105 cm
<i>Capa superior losa fondo</i>	9 $\phi$ 16 a 25 cm
<i>Capa inferior losa fondo</i>	9 $\phi$ 16 a 5 cm

Tabla 4.8. Armadura pasiva de la sección

<i>Pretesa superior viga</i>	6 $\phi$ 0.6" a 105 cm
<i>Pretesa intermedia viga</i>	12 $\phi$ 0.6" a 10 cm
<i>Pretesa inferior viga</i>	33 $\phi$ 0.6" a 5 cm
<i>Postesa viga</i>	24 $\phi$ 0.6" a 13 cm

Tabla 4.9. Armadura activa de la sección

Las dos situaciones constructivas que se quieren analizar corresponden a configuraciones apeadas o no apeadas de las vigas durante el hormigonado y fraguado

de la losa de compresión. Por ello, debido a que la historia de cargas es distinta en cada caso, se presentan en las tablas 4.10 y 4.11 los tiempos característicos empleados para el análisis y los momentos actuantes para cada etapa<sup>4</sup>.

	Tiempos característicos (días)	
	Sin apeo	Con apeo
<i>Destesado</i>	6	6
<i>Tesado arm. postesa</i>	8	8
<i>Hormigonado losa</i>	60	60
<i>Fraguado losa</i>	65	65
<i>Descimbrado</i>	-	85
<i>Cargas muertas</i>	90	90
<i>Sobrecarga a corto</i>	120	120
<i>Sobrecarga a largo</i>	50000	50000

Tabla 4.10. Tiempos característicos

<i>Peso Propio Viga</i>	2625,7 KN
<i>Peso propio losa</i>	3189,5 KN
<i>Cargas muertas</i>	1396,2 KN
<i>Sobrecarga</i>	4500 KN

Tabla 4.11. Historia de cargas

#### 4.4.4. Resultados del análisis

Con los valores propuestos para los distintos parámetros que intervienen en este análisis y las condiciones de vinculación consideradas en cada caso se han obtenido los siguientes resultados:

##### 4.4.4.1. Construcción no apeada

Hormigón viga	Tiempo (días)					
	6-8	8-60	60-90	90-50000	Sob. a corto	Sob. a largo
<i>Fibra inf.</i>	9,1/8,7	17,0/14,7	5,7/6,3	4,0/2,3	-1,4	-4,1
<i>Fibra sup.</i>	9,6/9,5	7,5/7,8	22,0/20,0	20,7/14,3	22,4	16,7

Tabla 4.12. Tensiones (MPa) para la viga prefabricada de hormigón en la configuración no apeada de las vigas durante la construcción del puente

<sup>4</sup> Estas cargas son aditivas, pues debido al carácter evolutivo de la construcción del puente y al tipo de análisis que se quiere abordar debe darse el incremento externo de carga, en este caso sólo momento, producido por la fuerzas actuantes en cada etapa.

Hormigón losa	Tiempo (días)					
	6-8	8-60	60-90	90-50000	Sob. a corto	Sob. a largo
<i>Fibra inf.</i>	-	-/-	-/0,1	0,7/0,9	3,0	3,0
<i>Fibra sup.</i>	-	-/-	-/0,2	1,5/1,3	5,5	5,6

Tabla 4.13. Tensiones (MPa) para de la losa de hormigón *in situ* en la configuración no apeada de las vigas durante la construcción del puente

Nótese que en la situación de no apeo de la estructura la losa trabaja a niveles de compresión relativamente bajos; esto se debe a que ésta solo recibe la parte que le corresponde debido a la acción provocada por las cargas muertas, sobrecargas y redistribuciones tensionales provocadas por los fenómenos diferidos de los materiales que componen la sección

A largo plazo, cuando aparece la segunda sobrecarga, la fibra inferior de la viga sufre una tensión de tracción que casi origina la fisuración de la misma, aunque no se llega a producir, pues se estima que a largo plazo la tensión de fisuración  $f_{cm}$  es de 4.2 MPa.

La relación tensión máxima de compresión en el hormigón que se da durante el proceso evolutivo no supera el 45% de  $f_{cm}$ , y se da en el instante que aparece el peso propio la losa<sup>5</sup>. Entonces, no se vulneran los criterios de microfisuración que establece la actual instrucción española.

#### 4.4.4.2. Construcción apeada

Hormigón viga	Tiempo (días)						
	6-8	8-60	60-85	85-90	90-50000	Sob. a corto	Sob. a largo
<i>Fibra inf.</i>	9,1/8,7	17,0/14,7	14,7/9,0	9,0/9,0	6,7/3,8	-0,9	-2,3
<i>Fibra sup.</i>	9,6/9,5	7,5/7,8	7,8/8,0	10,0/10,0	11,0/8,6	13,6	11,0

Tabla 4.14. Tensiones (MPa) para el hormigón de la viga prefabricada en la configuración apeada de las vigas durante la construcción del puente

Hormigón losa	Tiempo (días)						
	6-8	8-60	60-85	85-90	90-50000	Sob. a corto	Sob. a largo
<i>Fibra inf.</i>	-/-	-/-	-/0,1	1,4/2,0	2,0/1,6	4,7	3,8
<i>Fibra sup.</i>	-/-	-/-	-/0,1	2,7/2,4	3,7/2,5	7,4	6,8

Tabla 4.15. Tensiones (MPa) para losa de hormigón *in situ* en la configuración apeada de las vigas durante la construcción del puente

<sup>5</sup> Al ser construcción no apeada esta carga actúa totalmente sobre la sección prefabricada puesto que la losa de compresión aún no ha fraguado y no puede adquirir carga.

Para la situación apeada se obtiene una sustancial mejora tanto en la respuesta deformacional de la pieza en servicio como el estado tensional de la fibra inferior de la viga, alejándose de la posible fisuración; no obstante, se sigue descomprimiendo dicha fibra y para determinados ambientes esto no sería aceptable.

Tampoco se debe temer por la aparición de microfisuras en las fibras más comprimidas provocadas por altas tensiones de compresión. Este hecho se debe a que la construcción es apeada y que excepto el peso propio de la viga y las acciones del pretensado, las demás cargas son resistidas por la sección completa.

Nótese que la losa se halla totalmente traccionada en su primera etapa pudiéndose capturar la fisurar de algunas fibras si se realizase el mismo cálculo con un método paso a paso<sup>6</sup>. Este fenómeno es debido a la coacción que imponen las armaduras pasivas y la propia viga a la retracción de la losa en sus primeras horas.

#### 4.4.4.3. Pérdidas de pretensado

En las tablas 4.16 y 4.17 se resumen las pérdidas de fuerza de pretensado y postesado que se obtienen tras el análisis evolutivo de la sección según las siguientes consideraciones:

- El valor de la tensión en los cables se ha tomado con un coeficiente de mayoración igual a la unidad<sup>7</sup>.
- Se distingue entre pérdidas *instantáneas* y *diferidas*. Las primeras se deben al acortamiento instantáneo al transferir, a la penetración de cuñas y a la relajación del acero desde su tesado hasta el momento de cortar los cables, en cambio, las segundas son las producidas por la relajación del acero y la fluencia y retracción del hormigón.
- Las pérdidas se conciben como un valor integrado de las que se dan en cada capa de pretensado. El programa analiza la sección fibra a fibra por lo que se obtiene una deformación de origen atensional en cada capa de pretensado lo que implica que cada unidad de pretensado tiene su propia pérdida pero, para resumir la presentación de los resultados, se da el valor total de las pérdidas.

	Instantáneas	Totales a corto plazo	Totales a largo plazo
<i>Armadura pretesa</i>	7,3%	14,7%	24,4%
<i>Armadura postesa</i>	4,6%	4,9%	21,2%

Tabla 4.16. Pérdidas de pretensado para la situación no apeada.

<sup>6</sup> En un cálculo paso a paso podría captularse el efecto que tienen las sollicitaciones a tracción de la losa cuando aún está fraguando y tiene poca capacidad resistente.

<sup>7</sup> El mismo programa puede rehacer el análisis con los coeficientes de seguridad adecuados para comprobar los estados límite de servicio referente a la fisuración y a la microfisuración.

	Instantáneas	Totales a corto plazo	Totales a largo plazo
<i>Armadura pretesa</i>	7,3%	15,6%	24,5%
<i>Armadura postesa</i>	4,6%	5,9%	21,4%

Tabla 4.17. Pérdidas de pretensado para la situación apeada.

Obsérvese que las pérdidas instantáneas<sup>8</sup> debidas a la transferencia del pretensado son idénticas debido a que la configuración de cargas y de materiales en ambas secciones es igual en ese instante. En cambio las pérdidas a corto y a largo plazo son distintas ya que incorporan en su valor el efecto de la construcción por etapas. Para la situación apeada son mayores en ambos casos, pues la deformación por fluencia asociada a la transferencia del pretensado no se ve contrarrestada por la aplicación del peso propio de la losa del mismo modo que en la situación no apeada, para el que las deformaciones por tracción son mayores a causa de que dicha carga es asimilada por menor sección resistente que en el caso totalmente apeado.

#### 4.4.4.4. Capacidad resistente

Haciendo uso de la técnica de los diagramas de pivotes y utilizando las ecuaciones constitutivas correspondientes para la verificación de los ELU; considerando el pretensado a largo plazo, se obtiene el diagrama de interacción de la sección figura 4.16. Todos los pares de esfuerzos ( $N$ ,  $M$ ) que están dentro de la superficie de interacción pueden ser resistidos por la sección pero para este caso concreto interesa conocer un punto singular, el que corresponde a la flexión pura  $N_{ext} = 0$  con el que se obtiene el  $M_u$  que puede ser resistido por la sección atendiendo a un cálculo anelástico con control de deformaciones máximas de los materiales.

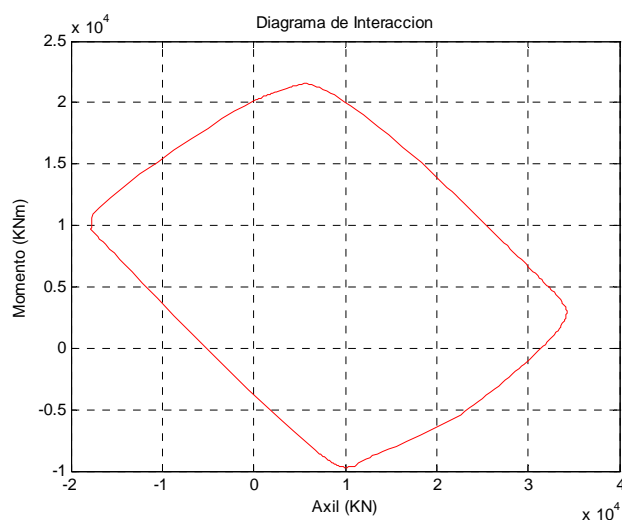


Figura 4.16. Diagrama de interacción de la sección

<sup>8</sup> El programa integra las pérdidas diferidas por relajación y penetración de cuñas en el valor de las pérdidas instantáneas. Para conocer el valor de cada uno de estos sumandos basta con ejecutar el programa y consultar el listado de resultados donde se hace un análisis más detallado de cada pérdida.



Se ha representado únicamente uno de los diagramas de interacción porque ambos son iguales en forma y valores excepto la pequeña diferencia que hay en la predeformación inducida debida al efecto del pretensado a largo plazo entre ambas secciones.

Respuesta última con la viga no apeada:

$M_{\text{último}}$ (KNm)	$\chi_{\text{última}}$ ( $m^{-1}$ )	Hormigón viga		Hormigón losa	
19625,31	0,008	<i>Fibra inferior</i>	10,2 mm/m	<i>Fibra inferior</i>	-0,9 mm/m
		<i>Fibra superior</i>	-0,9 mm/m	<i>Fibra superior</i>	-3,5 mm/m

Tablas 4.18 y 4.19 Respuesta resistente deformacional de la sección en rotura

Respuesta última con la viga apeada:

$M_{\text{último}}$ (KNm)	$\chi_{\text{última}}$ ( $m^{-1}$ )	Hormigón viga		Hormigón losa	
19627,35	0,008	<i>Fibra inferior</i>	10,2 mm/m	<i>Fibra inferior</i>	-0,9 mm/m
		<i>Fibra superior</i>	-0,9 mm/m	<i>Fibra superior</i>	-3,5 mm/m

Tabla 4.20 y 4.21 Respuesta resistente deformacional de la sección en rotura

Véase que los resultados son poco sensibles a la variación de la fuerza de pretensado existente entre ambos casos; de hecho, la rotura se produce del mismo modo y con la misma ductilidad variando en una cantidad insignificante el momento último que pueden resistir las dos secciones.

Del mismo modo, también se ha planteado para esta sección un análisis no lineal con el fin de conocer la respuesta en rotura de la misma y las acciones externas que provocan la descompresión y la fisuración de la fibra inferior de la sección.

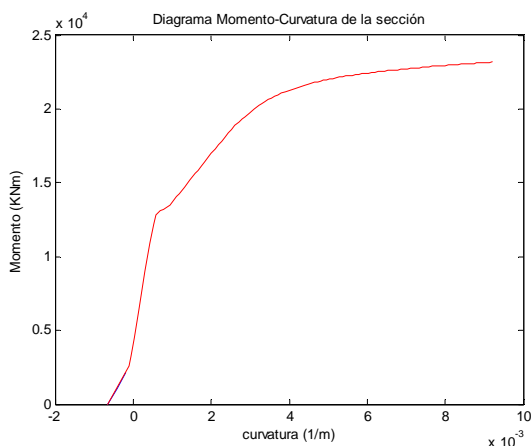


Figura 4.17. Diagrama M - C sección apeada

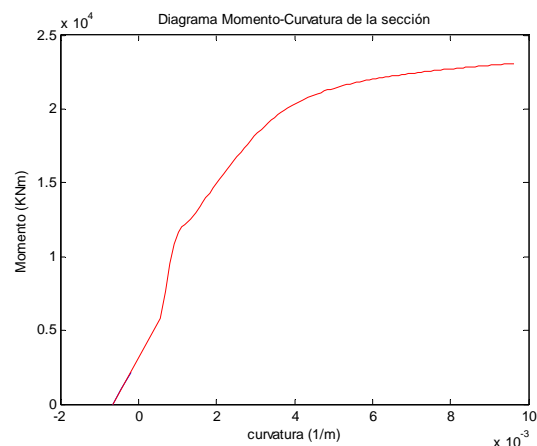


Figura 4.18. Diagrama M - C sección no apeada

	Viga apeada	Viga no apeada
$M_{descompresión} (KNm)$	9840,1	6884,4
$M_{fisuración} (KNm)$	12054,1	9860,2
$M_{último} (KNm)$	23181,1	23083,6
$\chi_{último} (m^{-1})$	0,0092	0,0096

Tabla 4.22. Parámetros obtenidos tras el análisis no lineal para cada situación constructiva

Nótese que el apeo de la sección mejora considerablemente la situación en servicio dando una resistencia mayor a la descompresión y a la fisuración de la sección, no obstante, el efecto del apeo desaparece en rotura ya que la sección por si misma goza de una buena ductilidad en ambos casos.

Comparando la respuesta última dada por el análisis no lineal y por el método de los diagramas de pivotes se puede apreciar que, con este último método se obtiene un momento de rotura sensiblemente menor debido a la minoración de las resistencias de los materiales y a los diagramas constitutivos utilizados.

#### 4.4.5. Conclusiones obtenidas

- Se ha podido comprobar que las condiciones de vinculación en construcción bajo la forma de apeo o no apeo de la estructura tienen una influencia considerable en servicio pero que a largo plazo desaparecen sus efectos. Las pérdidas de pretensado han resultado ser mayores para el caso apeado debido al mayor efecto de las deformaciones por fluencia.
- Se ha hecho uso del método de los ELU como técnica de análisis en rotura y se ha visto que no es sensible al proceso constructivo<sup>9</sup>, salvo en el valor de la fuerza de pretensado<sup>10</sup>. Por este motivo no se pueden capturar fenómenos<sup>11</sup> como el aumento de ductilidad o fallos prematuros como puede hacerse en un cálculo no lineal mediante diagramas momento – curvatura; no obstante, este método de análisis es el que se recoge en todos los códigos y normativas de los distintos países como método para abordar el cálculo en rotura de la sección obviándose de este modo los efectos que induce la construcción por etapas.

<sup>9</sup> Esto es debido al método de cálculo que conlleva de forma inherente este método. No se tienen en cuenta las solicitaciones que haya tenido cada sección parcial por separado salvo el pretensado.

<sup>10</sup> En rotura los efectos del pretensado como tal desaparecen pero se tienen en cuenta la predeformación que queda en los cables tras el proceso constructivo de la sección hasta largo plazo.

<sup>11</sup> Pero si se capta la poca diferencia que existe entre los valores de las capacidades últimas seccionales porque, de hecho, para este análisis lo único que difiere es el valor de la predeformación del acero de pretensar a largo plazo entre ambos casos.