



# Pretensado exterior en puentes de carretera

---

II - Recomendaciones para la verificación  
de la seguridad frente a rotura por flexión



serie normativas

# Pretensado exterior en puentes de carretera

---

II - Recomendaciones para la verificación  
de la seguridad frente a rotura por flexión



**Ministerio de Fomento**  
Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes  
Dirección General de Carreteras

1996

Edita: Centro de Publicaciones  
Secretaría General Técnica  
Ministerio de Fomento ©

I.S.B.N.: 84-498-0237-7

NIPO: 161-96-100-3

Depósito Legal: M-30872-1996

Imprime: RAYCAR, S.A. Impresores

Matilde Hernández, 27 - 28019 Madrid

Fotocomposición: EFCA, S.A.

Diseño cubierta: Carmen G. Ayala

Impreso en papel reciclado

# ÍNDICE

	<b>PRESENTACION</b> .....	5
<b>1</b>	<b>OBJETIVOS DEL ESTUDIO</b> .....	7
<b>2</b>	<b>MODELO DE ANALISIS</b> .....	9
2.1	Elementos viga de hormigón armado .....	9
2.2	Elementos de pretensado .....	10
2.3	Elementos junta entre dovelas .....	10
2.4	Verificación del modelo.....	11
<b>3</b>	<b>ESTUDIO PARAMETRICO</b> .....	13
3.1	Planteamiento .....	13
3.2	Casos estudiados .....	15
3.2.1	Esquema estático .....	16
3.2.2	Sección transversal .....	17
3.2.3	Cuantías de armaduras .....	17
3.2.4	Trazado de pretensado.....	24
3.3	Resultados .....	25
3.3.1	Puentes isostáticos.....	30
3.3.2	Puentes continuos .....	30
3.3.3	Influencia de la disposición de desviadores .....	34
<b>4</b>	<b>RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO</b> .....	35
4.1	Puentes isostáticos.....	35
4.2	Puentes continuos .....	35
	<b>REFERENCIAS</b> .....	37

## PRESENTACION

En 1992, la Subdirección General de Tecnología y Proyectos, de la Dirección General de Carreteras, puso en marcha una línea de investigación sobre las posibilidades de utilización del pretensado exterior en puentes de carretera.

Esta investigación englobaba la totalidad de aspectos del pretensado exterior: estudio del estado actual de la técnica, análisis estructural y verificación de estados límites, elementos tecnológicos y detalles.

En 1993 apareció el primer resultado de estos trabajos, la monografía titulada «Pretensado exterior en puentes de carretera. Estado actual de la técnica», que recogía una recapitulación del conocimiento existente del pretensado exterior hasta el momento de inicio del estudio. Dicha publicación obtuvo el éxito esperado, dado el carácter innovador del tema tratado, reafirmando a la Subdirección General de Tecnología y Proyectos en su intención de continuar el estudio.

Para ello se encargó a los mismos autores de la primera parte, D. Ángel C. Aparicio Bengoechea, Catedrático de Puentes, y D. Gonzalo Ramos Schneider, ambos Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad Politécnica de Cataluña, el estudio de la seguridad de este tipo de puentes frente a su rotura por flexión. Como se vio en el estado actual de la técnica, éste es uno de los aspectos que más diferencia el pretensado exterior del convencional, junto a la existencia de dispositivos de anclaje y desviación de los tendones.

Esta monografía que aquí se presenta es el fruto de dicho trabajo y recoge los resultados de un amplio estudio paramétrico realizado sobre más de cien tableros de puentes de carretera de hormigón, pretensados con tendones no adherentes exteriores a la sección, de diversas tipologías longitudinales y transversales, ofreciendo conclusiones de directa aplicación a los proyectistas. Creemos que es una aportación importante en el campo de la verificación de la seguridad frente a rotura de los puentes con pretensado exterior y esperamos que contribuya a la difusión de esta técnica en nuestro país.

Este trabajo, como el anterior, ha sido posible gracias a la financiación de la Subdirección General de Tecnología y Proyectos de la Dirección General de Carreteras, quien está haciendo un esfuerzo importantísimo, no siempre bien conocido, por mantener en su área un nivel de innovación y desarrollo puntero.

Los Autores

## OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Como ya se puso de manifiesto en la monografía titulada «Pretensado exterior en puentes de carretera. Estado actual de la técnica», editada por el Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente en 1993, una de las principales diferencias entre el pretensado exterior y el pretensado interior adherente es su comportamiento en estados avanzados de carga, lo que redunda en la verificación de su seguridad frente a rotura por flexión.

En efecto, en el caso de un puente con pretensado interior adherente, el incremento de deformación que sufre la armadura activa entre su estado permanente y el de rotura es igual al incremento de deformación que experimenta el hormigón que le circunda. En definitiva, existe compatibilidad de deformaciones entre acero activo y hormigón, merced a la presencia de inyección. Esto permite realizar un análisis seccional, obteniendo el momento último que resiste cada sección del tablero del puente de forma independiente.

El pretensado exterior es siempre no adherente, no existiendo la compatibilidad de deformaciones descrita para el pretensado interior adherente. En este caso, sólo existe compatibilidad de movimientos en los puntos en los que el tendón está unido a la estructura, es decir, anclajes y desviadores. En la figura 1 se muestra el caso de una viga isostática con pretensado exterior sometida a una carga exterior, observándose que hay desplazamientos relativos entre los tendones y la estructura, en especial en centro luz.

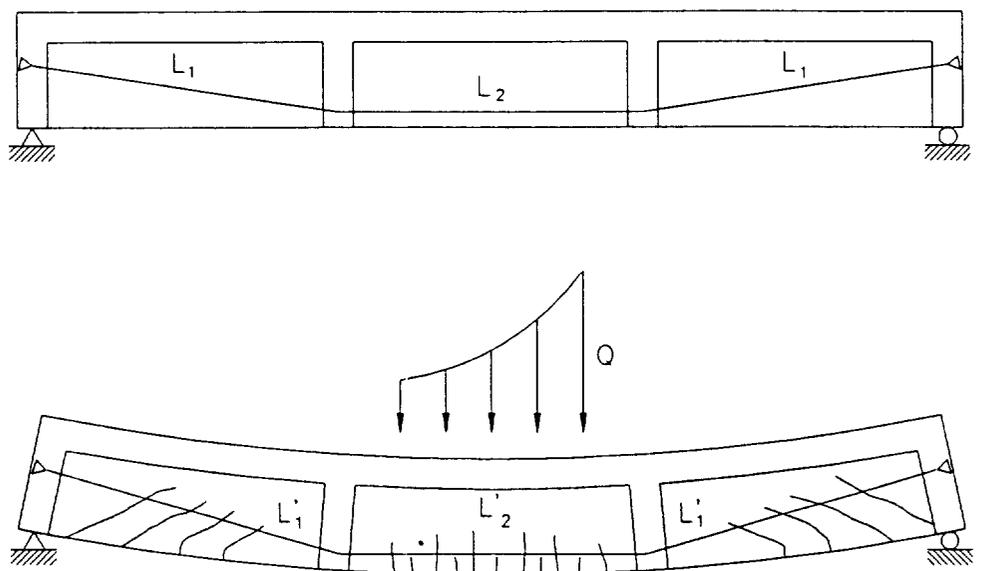


Figura 1

La no existencia de compatibilidad impide calcular el incremento de deformación del tendón entre la situación permanente y la de rotura mediante el incremento del hormigón a nivel del cable, debiéndose evaluar a nivel estructural. Así, el incremento de deformación del tendón de la figura 1 es, suponiendo la existencia de deslizamiento libre en los desviadores:

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{(2 L'_1 + L'_2) - (2 L_1 + L_2)}{(2 L_1 + L_2)}$$

Siendo, por tanto, el incremento de tensión del acero de pretensado entre el estado permanente y el de rotura de

$$\Delta \sigma_p = E_p \Delta \varepsilon_p$$

y la tensión a considerar en el tendón en la situación de rotura de

$$\sigma_{pu} = \sigma_{p\infty} + \Delta \sigma_p \leq f_{pd}$$

Esta tensión de rotura es, en general, inferior al límite elástico del hormigón afectado por el coeficiente de seguridad ( $f_{pd}$ ), que es la tensión que normalmente alcanza el acero de pretensado interior adherente en las secciones críticas.

Se observa, por tanto, que la eficacia del pretensado exterior en Estado Límite Último es inferior a la del pretensado interior adherente, al alcanzar una tensión inferior. Además, la evaluación del incremento de tensión entre el estado permanente y el de rotura es compleja, pues debe realizarse a nivel estructural, calculándose los movimientos del tablero en toda la longitud del mismo.

Las normativas existentes a nivel mundial sobre proyecto de puentes con pretensado exterior solucionan este problema de diversas formas. Básicamente, las normativas europeas permiten tener en cuenta este incremento de tensión si se calcula mediante un análisis no lineal de toda la estructura hasta rotura, siendo este incremento nulo si no se realiza este cálculo. Las normativas americanas proporcionan fórmulas aproximadas, alguna de ellas derivadas de estructuras con comportamientos no comparables, para obtener dicho incremento de tensión. Un resumen más extenso de estas normativas puede consultarse en la monografía del M.O.P.T.M.A. anteriormente citada.

Dado que considerar nulo este incremento de tensión penaliza el diseño de puentes con pretensado exterior pues incrementa el pretensado necesario y, por otro lado, es inabordable en la práctica profesional diaria realizar un análisis no lineal de todas las estructuras con pretensado exterior, la Subdirección General de Tecnología de la Dirección General de Carreteras encargó este estudio, cuyos objetivos concretos son:

- 1 Desarrollar un programa de análisis no lineal, tanto mecánico como geométrico, para el análisis de puentes de hormigón, con pretensado exterior, hasta rotura.
- 2 Realización de un estudio paramétrico para la obtención del incremento de tensión en el acero de pretensado en rotura, para diversos esquemas estáticos (vigas isostáticas y continuas), luces, secciones transversales (cajón o sección en  $\pi$ ), trazados de pretensado, esbelteces y modos de construcción: monolítica o por dovelas.
- 3 Obtención de unos incrementos de tensión del acero de pretensado en rotura, en función de los parámetros enunciados en el punto 2, que permitan realizar una verificación seccional de la seguridad de estas estructuras frente a la rotura por flexión, similar a la verificación de estructuras con pretensado interior adherente, lo que sin duda redundará en simplificar el cálculo de estas estructuras igualando su nivel de seguridad.

A continuación se desarrollan estos tres puntos en los siguientes apartados, poniendo especial hincapié en las posibilidades de aplicación práctica del presente estudio, por parte del proyectista.

## MODELO DE ANALISIS

Como se ha expuesto en el apartado anterior, el primer objetivo de este estudio consistió en el desarrollo de un programa de análisis para el estudio del comportamiento hasta rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior.

El programa desarrollado está basado en el Método de los Elementos Finitos. Tratamientos rigurosos y amplios de este método pueden consultarse en inglés en [1 y 2] y en castellano en [3]. Las características básicas del programa son:

- a) Analiza estructuras tanto isostáticas como continuas.
- b) Realiza un análisis no lineal de la estructura tanto por el material, (ecuaciones constitutivas no lineales del hormigón y de los aceros activo y pasivo y existencia de fisuración del hormigón traccionado), como por la geometría, expresando las ecuaciones de equilibrio en la posición deformada.
- c) Modeliza las posibles juntas entre dovelas, permitiendo el estudio de puentes construidos de forma monolítica y de puentes construidos mediante dovelas prefabricadas.
- d) Permite el estudio de dos tipos de vinculación entre los tendones de pretensado exterior y los desviadores: libre deslizamiento del tendón en los desviadores o deslizamiento impedido.

Para ello, utiliza tres tipos de elementos:

- a) Elementos viga de hormigón armado.
- b) Elementos de pretensado.
- c) Elementos tipo junta entre dovelas.

A continuación se presenta una muy breve descripción de todos estos elementos, pudiéndose encontrar un desarrollo detallado del modelo de análisis en la referencia [4].

### 2.1 ELEMENTOS VIGA DE HORMIGON ARMADO

Son elementos de 2 nodos, rectos, con 6 grados de libertad por nodo, con formulación tipo Bernoulli [5].

Para este elemento se aceptan las siguientes hipótesis:

- a) Las secciones permanecen planas después de la deformación.
- b) Se desprecian las deformaciones de cortante.
- c) Se admite libre alabeo de la sección, estando los grados de libertad de torsión desacoplados del resto.

La no linealidad mecánica, incluyendo fisuración, se tiene en cuenta mediante la actualización de la matriz de rigidez de la estructura en cada iteración. Para ello se discretizan las secciones que forman los elementos en filamentos, evaluándose la rigidez de las secciones mediante integrales sobre la sección teniendo en cuenta el estado tensional de cada filamento. Las curvas tensión deformación de los materiales hormigón y acero pasivo han sido tomadas del Código Modelo [6].

Asimismo se ha incluido el *tension stiffening*, o contribución del hormigón entre fisuras, mediante la modificación del diagrama tensión - deformación del acero pasivo, según el modelo descrito en [7].

## 2.2 ELEMENTOS DE PRETENSADO

Los elementos de pretensado son elementos rectos, unidos a la estructura en sus extremos, excéntricamente a los nodos de los elementos de hormigón. Los tendones se modelizan mediante series de estos elementos. Permiten modelizar tanto pretensado interior adherente como pretensado exterior no adherente, opción necesaria de cara a estudiar casos de pretensado mixto.

En el caso de pretensado interior adherente, los segmentos de pretensado coinciden con los elementos de hormigón, estableciéndose en las uniones tendón-viga una relación de adherencia perfecta.

Para el pretensado exterior no adherente, los segmentos de pretensado se extienden entre anclajes y desviadores. En este caso la vinculación entre tendón y viga, en los desviadores, puede ser de dos tipos:

- a) Libre deslizamiento del tendón en los desviadores.
- b) Deslizamiento impedido del tendón en los desviadores.

lo cual modeliza los dos comportamientos extremos del tablero.

La evaluación de los movimientos del tendón a partir de los movimientos nodales, cálculo de deformaciones y tensiones, matriz de rigidez, etc. pueden consultarse ampliamente en [4].

## 2.3. ELEMENTOS JUNTA ENTRE DOVELAS

Una de las aplicaciones más importantes del pretensado exterior, tal como se expuso en la anterior monografía, se produce en los puentes construidos mediante dovelas prefabricadas. En consecuencia, un estudio del comportamiento de puentes con pretensado exterior debe abarcar este procedimiento de construcción.

La existencia de juntas entre dovelas prefabricadas diferencia, de forma notable, el comportamiento estructural frente a una estructura monolítica. Las juntas entre dovelas actúan como fisuras predeterminadas y discretas, concentrándose en ellas las rotaciones y las deformaciones. Es por ello fundamental modelizar correctamente el comportamiento de estas zonas singulares mediante un elemento especial.

La mayoría de elementos tipo junta desarrollados presentan problemas numéricos, debido a la diferencia de rigidez entre dichas secciones y los tramos entre juntas que permanecen no fisurados.

De entre los diversos modelos estudiados para este trabajo, se adoptó uno que modeliza la junta como un elemento de hormigón en masa, con las siguientes características:

- a) Nula resistencia a la tracción.
- b) Inexistencia de armadura pasiva pasante.
- c) Longitud igual al canto de la pieza.

Por otro lado, la posible existencia de tendones internos adherentes atravesando una junta abierta presenta problemas de distribución de deformaciones en el tramo de tendón entre labio de junta. Estos problemas han sido resueltos mediante una modelización especial de esos tramos de tendón, que se encuentra desarrollada en [4].

## **2.4 VERIFICACION DEL MODELO**

El modelo que aquí se ha presentado brevemente ha sido verificado mediante comparación de resultados con otros estudios teóricos y experimentales.

Así, para la comprobación de los elementos de hormigón armado, pretensado interior adherente y de la no linealidad mecánica, se han utilizado los resultados obtenidos en [8].

Los aspectos relacionados con el pretensado exterior, con construcción monolítica y por dovelas, se han verificado por comparación con los ensayos experimentales desarrollados en el C.E.B.T.P., que pueden consultarse en [9].

En todas las comparaciones se observa una muy buena aproximación del modelo con los ensayos experimentales, hallándose reflejadas estas comparaciones en [4].

# 3

## ESTUDIO PARAMETRICO

### 3.1 PLANTEAMIENTO

Tal como se ha expuesto en el primer apartado de esta publicación, para evaluar la seguridad frente a rotura de puentes con pretensado exterior, es necesario conocer el incremento de tensión que sufre el acero activo entre el estado permanente y el estado límite último. El estudio paramétrico que aquí se presenta tiene por objeto obtener dicho incremento en función de los distintos factores que influyen sobre él.

Para determinar cuáles son estos factores acudimos a la evaluación del momento último, a nivel seccional, de una estructura con pretensado exterior. Dicho momento último tiene la siguiente expresión:

$$M_u = (A_s f_{yd} + A_p \sigma_{pu})z$$

$A_s$ : Área de armadura pasiva

$f_{yd}$ : tensión de cálculo del acero pasivo

$A_p$ : Área de pretensado

$\sigma_{pu}$ : tensión que alcanza el acero de pretensado en rotura

$z$ : brazo mecánico

Una vez fijada la cuantía de pretensado ( $A_p$ ) por criterios de Estado Límite de Servicio, la seguridad de la estructura depende de tres variables:  $A_s$ ,  $\sigma_{pu}$  y  $z$ . Éstas son las variables básicas del problema.

A su vez, estas variables básicas dependen de una serie de factores:

—El valor de  $A_s$  depende, obviamente, de la cuantía de armadura pasiva.

— $\sigma_{pu}$  se descompone en

$$\sigma_{pu} = \sigma_{p00} + \Delta\sigma_p$$

donde

$$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta L}{L} E_p$$

siendo  $L$  la longitud entre anclajes.

$\Delta L$  depende, a su vez, de la flecha última, la cual viene condicionada por la esbeltez, el esquema estático (isostático o continuo), el esquema constructivo (monolítico o por dovelas prefabricadas) y el tipo de sección (cajón o en  $\pi$ ).

—El valor de  $z$  depende del tipo de sección (cajón o en  $\pi$ ).

En el caso de puentes continuos, hay que añadir la capacidad de redistribución de esfuerzos, que suele hacer que el momento de cálculo real, evaluado a partir de un análisis no lineal, sea menor, en una sección de vano, que el obtenido por la mayoración de esfuerzos de un cálculo elástico.

Las variables que se han considerado en este estudio paramétrico han sido, por tanto, las siguientes:

- 1 Esquema estático (isostático o continuo)
- 2 Esquema constructivo (monolítico o por dovelas)
- 3 Sección transversal (cajón o en  $\pi$ ).
- 4 Esbeltez
- 5 Cuantía de armadura pasiva
- 6 Longitud entre anclajes de tendones de pretensado

En los estudios realizados, en el caso de puentes monolíticos, el pretensado siempre se ha dimensionado con el criterio de cubrir el Estado Límite de descompresión, utilizando el valor medio de la fuerza de pretensado. Para los puentes por dovelas, debido a la ausencia de armadura pasante en las juntas, se ha dimensionado el pretensado con el criterio de cumplir el Estado Límite Último de rotura por flexión.

En cuanto a las hipótesis adoptadas, cabe resaltar las siguientes:

—Se ha supuesto, en todos los casos, comportamiento tipo viga de los tableros; es decir, no se ha incluido en el análisis el efecto de la excentricidad del carro de la vigente Instrucción Española de Acciones. Esta excentricidad no afecta al incremento de tensión de los tendones.

—Todos los puentes se han analizado adoptando la hipótesis de que los tendones poseen libre deslizamiento en todos los desviadores. Esta hipótesis es conservadora, por lo que los resultados de los análisis están del lado seguro.

—En el caso de puentes construidos mediante dovelas prefabricadas se ha supuesto que dichas juntas son secas; es decir, no están impregnadas de resina epoxy. Esta suposición también tiene carácter conservador.

Los materiales que se han considerado se muestran en la tabla 1.

Mater.	Resist. compres.	Deform. c.	Resist. tracción	Deform. t.	Módulo elast.
H-350	$f_{ck} = 350 \text{ Kp/cm}^2$ c.o.v. = 0,10 $f_{cm} = 419 \text{ Kp/cm}^2$	$\epsilon_{ct} = 0,0022$ $\epsilon_{cu} = 0,0038$	$f_{ct,k} = 22,3 \text{ Kp/cm}^2$ c.o.v. = 0,10 $f_{ct,m} = 26,7 \text{ Kp/cm}^2$	$\epsilon_{ct} = 1,5E^{-4}$	$E_{ck} = 355.457 \text{ Kp/cm}^2$ c.o.v. = 0.10 $E_{cm} = 388.920 \text{ Kp/cm}^2$
H-400	$f_{ck} = 400 \text{ Kp/cm}^2$ c.o.v. = 0,10 $f_{cm} = 478 \text{ Kp/cm}^2$	$\epsilon_{ct} = 0,0022$ $\epsilon_{cu} = 0,0038$	$f_{ct,k} = 24.4 \text{ Kp/cm}^2$ c.o.v. = 0,10 $f_{ct,m} = 29,2 \text{ Kp/cm}^2$	$\epsilon_{ct} = 1,5E^{-4}$	$E_{ck} = 380.000 \text{ Kp/cm}^2$ c.o.v. = 0.10 $E_{cm} = 415.401 \text{ Kp/cm}^2$
Acero pasivo			$f_{yk} = 5.100 \text{ Kp/cm}^2$ c.o.v. = 0.05 $f_{ym} = 5557 \text{ Kp/cm}^2$	$\epsilon_{st} = 0.01$	$E_s = 2.100.000 \text{ Kp/cm}^2$
Acero activo			$f_{py} = 170 \text{ Kp/mm}^2$ $f_{pu} = 190 \text{ Kp/mm}^2$		

Tabla 1: Características de los materiales

En todos los casos se han considerado valores medios de las resistencias, obtenidos a partir del valor característico mediante los coeficientes de variación (c.o.v.) indicados en la tabla. Para los puentes en cajón se ha utilizado el hormigón H-350, mientras que para los puentes en sección en  $\pi$  se ha utilizado el H-400 dado que estas secciones son muy sensibles a la limitación de precompresiones iniciales, necesaria para evitar una eventual microfisuración longitudinal.

Las curvas tensión - deformación utilizadas en el análisis son las propuestas por el Código Modelo 90 [6].

### 3.2 CASOS ESTUDIADOS

El estudio consta de 102 puentes, los cuales están reflejados en las tablas 2, 3 y 4. En ellas se exponen todos los casos estudiados en cuanto a luces, cantos, sección transversal, esquema estático y constructivo.

			L = 30 m	L = 40 m	L = 50 m
TABLEROS ISOSTÁTIC. SECCIÓN CAJÓN	MONOLÍTIC.	$A_{S1}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.20
				H = 2.20	H = 2.70
				H = 2.70	H = 3.30
		$A_{S2}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.20
				H = 2.20	H = 2.70
				H = 2.70	H = 3.30
	DOVELAS	$A_{P1}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.20
				H = 2.20	H = 2.70
				H = 2.70	H = 3.30
		$A_{P2}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.20
				H = 2.20	H = 2.70
				H = 2.70	H = 3.30

Tabla 2: Puentes isostáticos de sección cajón

			L = 30 m	L = 40 m	L = 50 m
TABLEROS ISOSTÁTIC. SECCIÓN EN II	MONOLÍTIC.	$A_{S1}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.20
				H = 2.20	H = 2.70
				H = 2.70	H = 3.30
		$A_{S2}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.20
				H = 2.20	H = 2.70
				H = 2.70	H = 3.30

Tabla 3: Puentes isostáticos de sección en  $\pi$

		L = 50 m						
		Trazado 1 vano		Trazado 2 vanos		Trazado 3 vanos		
		hip. car. 1	hip. car. 2	hip. car. 1	hip. car. 2	hip. car. 1	hip. car. 2	
TABL. CONT.	MONOLÍT.	$A_{S1}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00
			H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20
			H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70
			H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30
		$A_{S2}$	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00	H = 2.00
			H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20	H = 2.20
			H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70	H = 2.70
			H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30	H = 3.30
	DOVELAS	Traz. #1	H = 2.00	H = 2.00				
			H = 2.20	H = 2.20				
			H = 2.70	H = 2.70				
			H = 3.30	H = 3.30				
		Traz. #2	H = 2.00					
			H = 2.20					
			H = 2.70					
			H = 3.30					

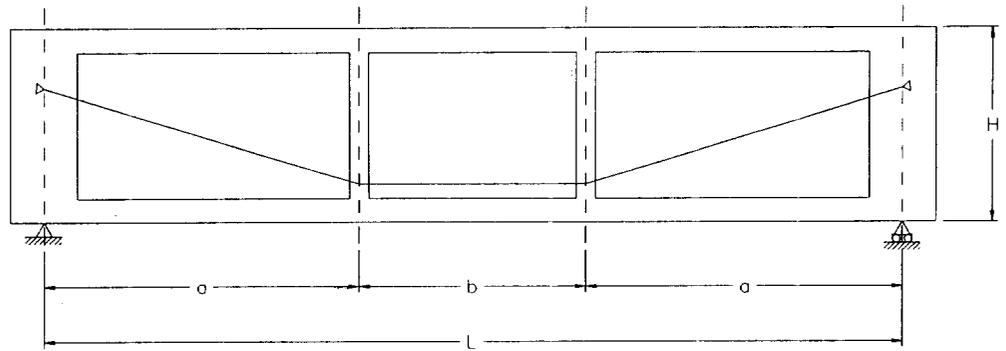
Tabla 4 Puentes continuos sección cajón

### 3.2.1 Esquema estático

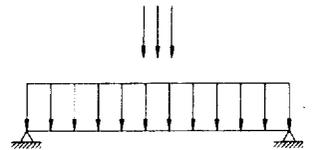
El esquema estático longitudinal de las vigas isostáticas se muestra en la figura 2, indicándose la posición de los desviadores para los distintos casos, así como el esquema de carga.

Tramos isostáticos

Monolíticos → Sin juntas  
Dovelas: long= 5 m



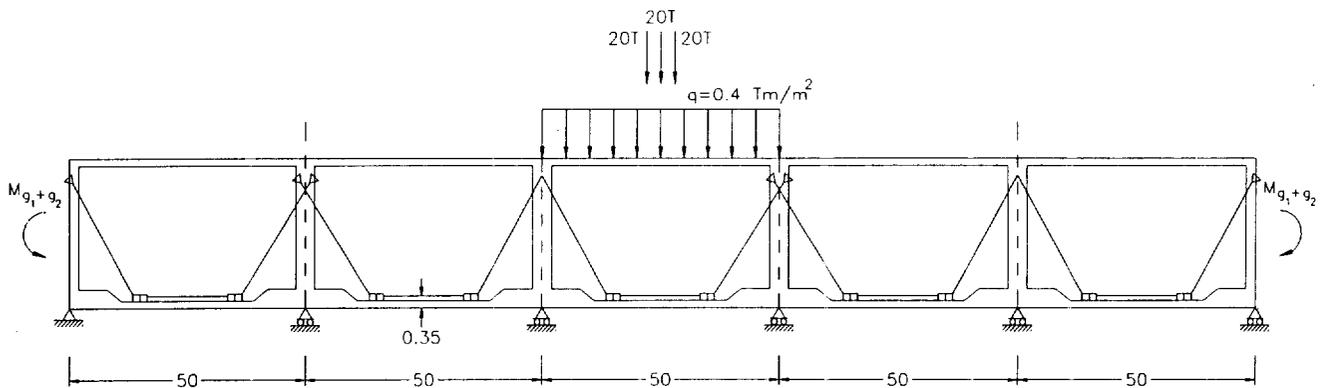
L	H	a	b
30 m	2.00 m	10 m	10 m
40 m	2 ÷ 2.70	13 m	14 m
50 m	2.20 ÷ 3.30	16 m	18 m



$$H\#1.50 (G1+G2)+P+\gamma(q+Q)$$

Figura 2

En el caso de puentes continuos, se han modelizado puentes de infinitos vanos iguales de 50 m de longitud mediante esquemas de 5 vanos de 50 m de longitud aplicando en sus extremos los momentos de empotramiento debidos a peso propio y a carga permanente (figura 3). En las figuras 3 y 4 se muestran las dos hipótesis de carga estudiadas para los puentes continuos: sobrecarga en vano central y sobrecarga en dos vanos centrales.

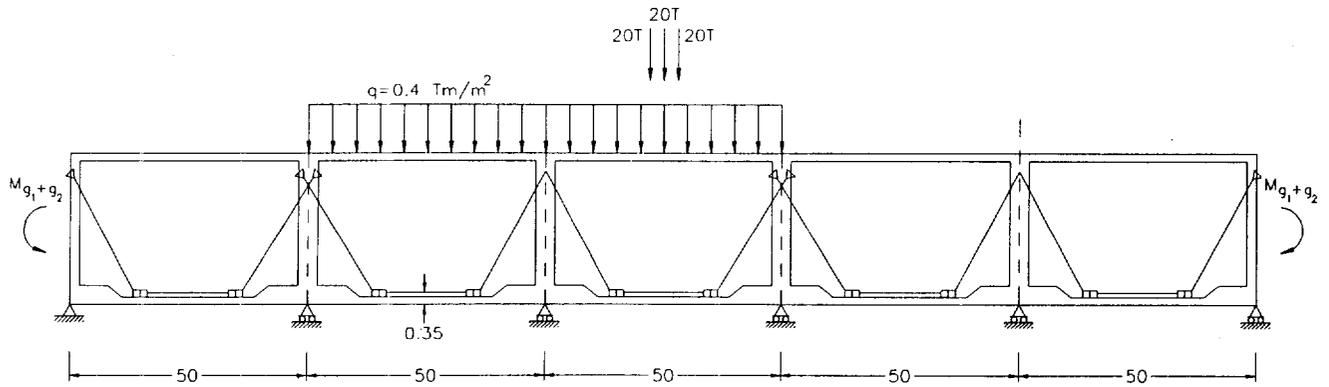


Cotas en mts

Esquema longitudinal: Viga continua (5 vanos)

Hipótesis de carga (#1):  $\{g_1+g_2\} * 1.5 + P + \gamma(q+Q)$  en vano

Figura 3



Cotas en mts

Esquema longitudinal: Viga continua (5 vanos)

Hipotesis de carga (#2):  $1.5 \{g_1+g_2\}+P+\gamma(q+Q)_2$  vanos

Figura 4

### 3.2.2 Sección transversal

Las secciones transversales utilizadas se recogen en las figuras 5 a 17, mostrándose secciones cajón, de vano y próximas a apoyos en tableros continuos, y secciones en  $\pi$ .

Las secciones en  $\pi$  sólo se han estudiado en el caso isostático, pues en el caso de estructuras continuas no constituyen una solución de uso generalizado, al ser necesario disponer forjado en la zona de apoyos o, para mantener una sección en  $\pi$  pura, acudir a hormigones de alta resistencia.

### 3.2.3 Cuantías de armaduras

En los puentes monolíticos se han estudiado dos cuantías de armadura pasiva:  $A_{s1}$  y  $A_{s2}$ .

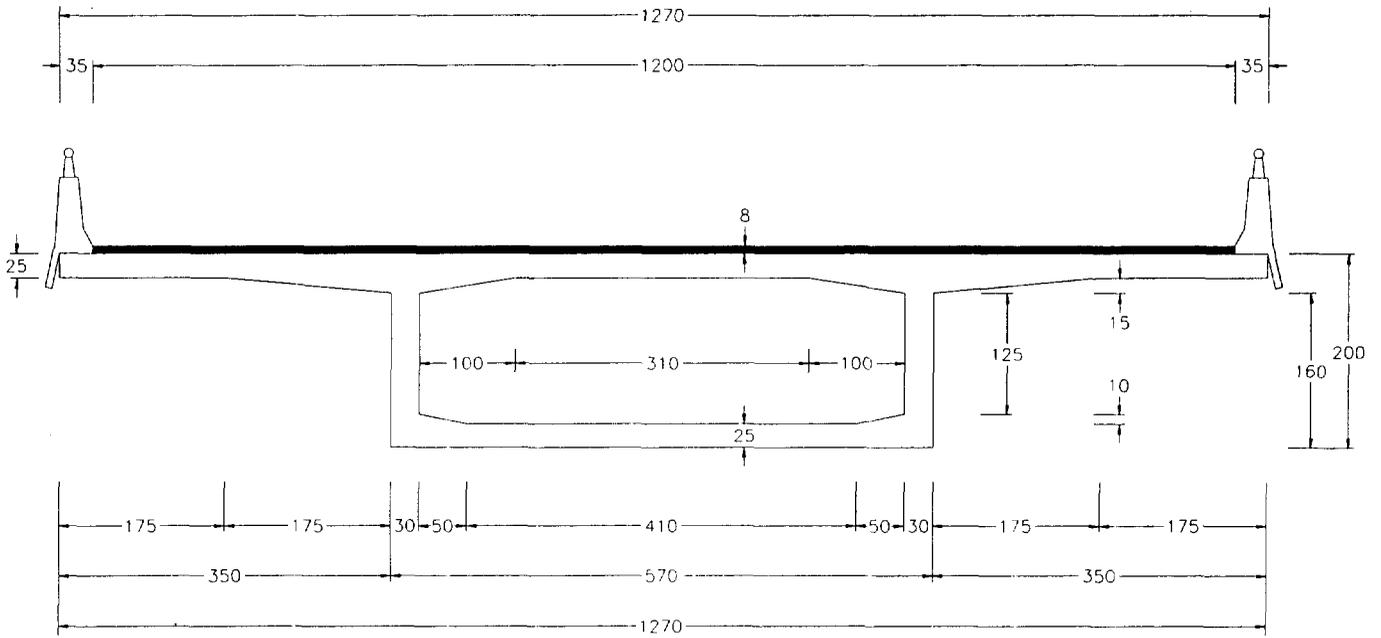
El valor de  $A_{s1}$  corresponde a una cuantía mínima de armadura pasiva ( $0,15\% A_c$ ) necesaria por retracción, sin que apenas tenga influencia en la resistencia última por flexo-compresión.

El valor de  $A_{s2}$  se ha calculado de forma que la estructura tenga seguridad suficiente a flexo-compresión, suponiendo que el incremento de tensión del acero de pretensado ( $\Delta\sigma_p$ ) alcanza en todos los casos un valor de  $10 \text{ Kp/mm}^2$ .

En los puentes por dovelas, y debido a la ausencia de armadura pasiva pasante a través de las juntas, la cuantía de armadura pasiva no tiene influencia sobre el comportamiento último, por lo que se ha variado la cuantía de pretensado:  $A_{p1}$  y  $A_{p2}$ .

$A_{p1}$  es el pretensado necesario para que la estructura presente seguridad suficiente frente a la rotura por flexo-compresión en la hipótesis de que el incremento de tensión sea nulo ( $\Delta\sigma_p = 0$ ) y, por tanto, la tensión última sea igual a la tensión después de pérdidas diferidas ( $\sigma_{pu} = \sigma_{p\infty}$ ).

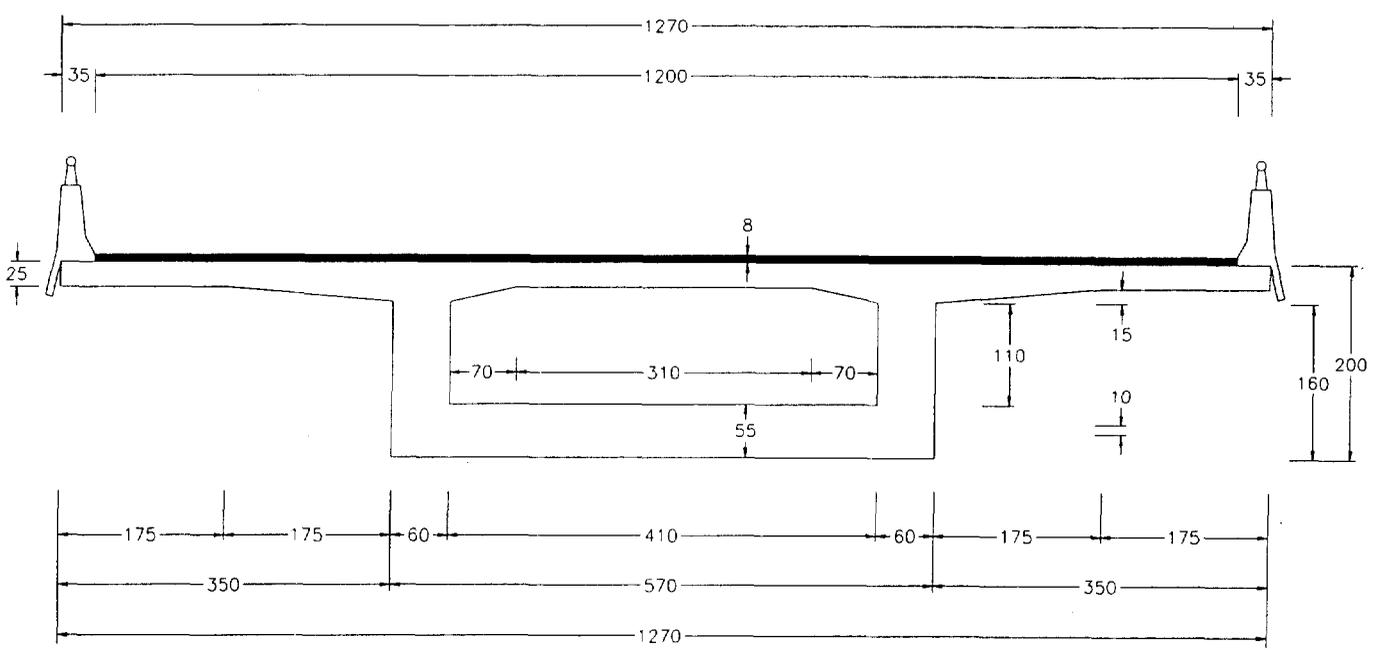
$A_{p2}$  es el pretensado necesario para que la estructura presente seguridad suficiente frente a la rotura por flexo-compresión en la hipótesis de que el incremento de tensión alcance  $10 \text{ Kp/mm}^2$  ( $\Delta\sigma_p = 10 \text{ Kp/mm}^2$ ).



Cotas en cm

SECCION # 1

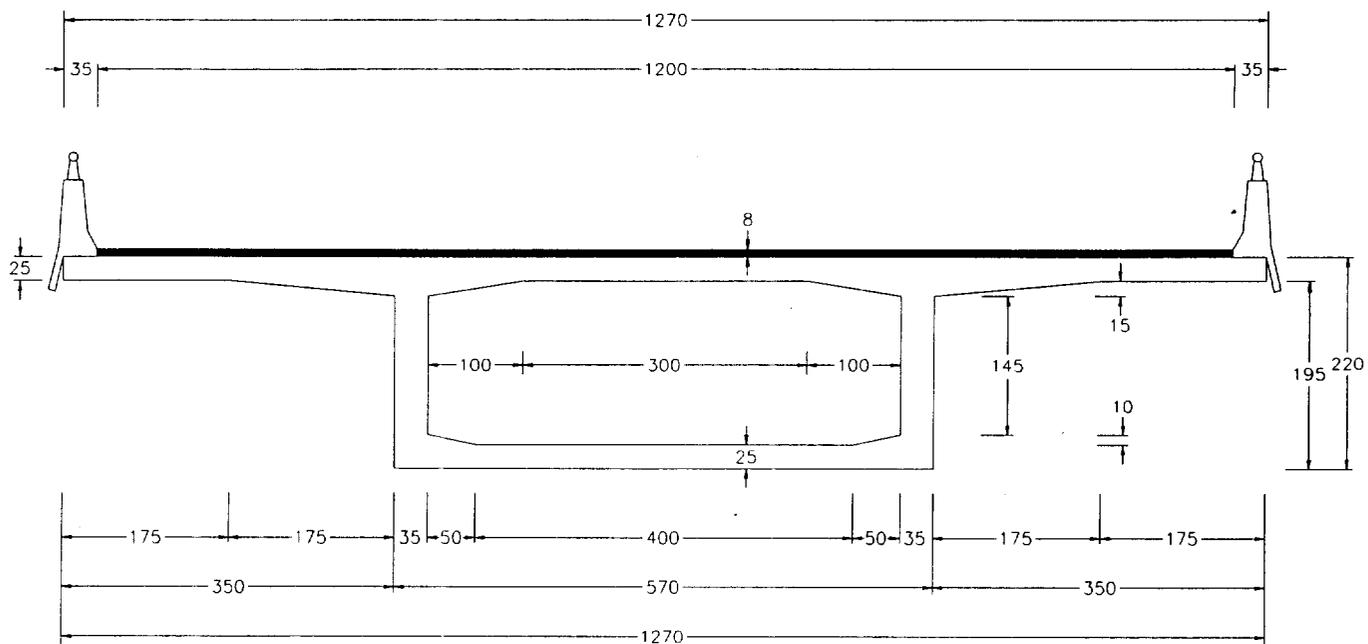
Figura 5



Cotas en cm

SECCION # 11

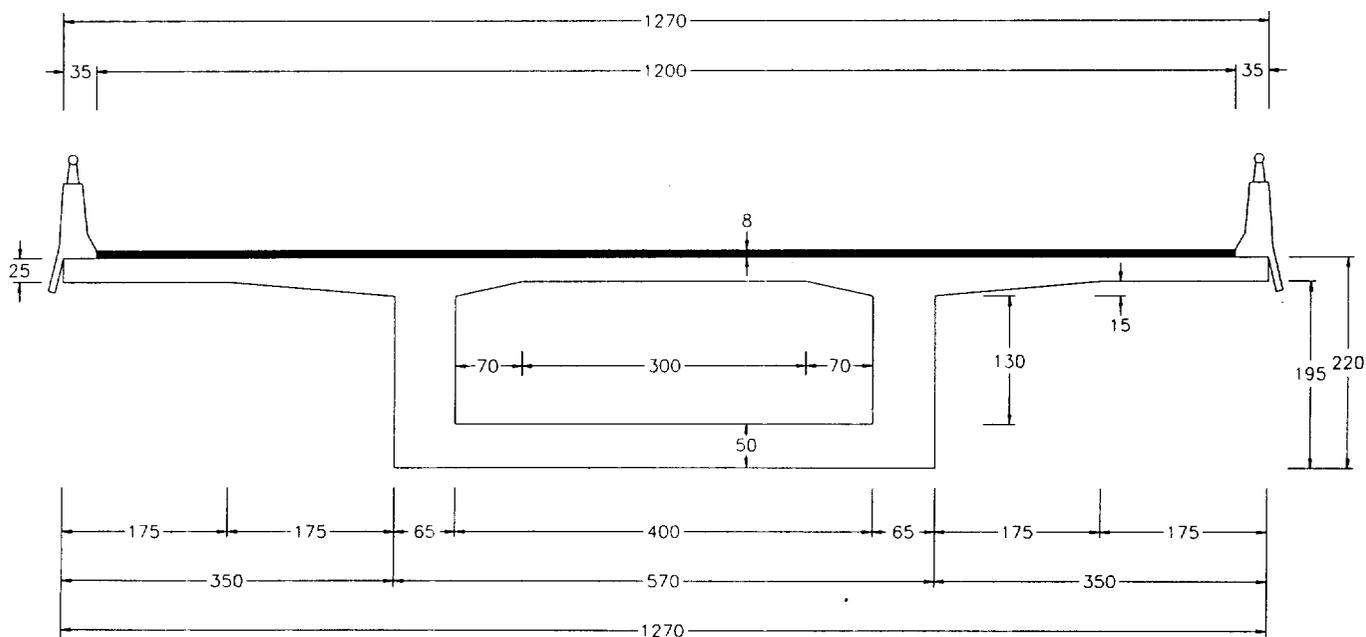
Figura 6



Cotas en cm

SECCION # 2

Figura 7



Cotas en cm

SECCION # 21

Figura 8

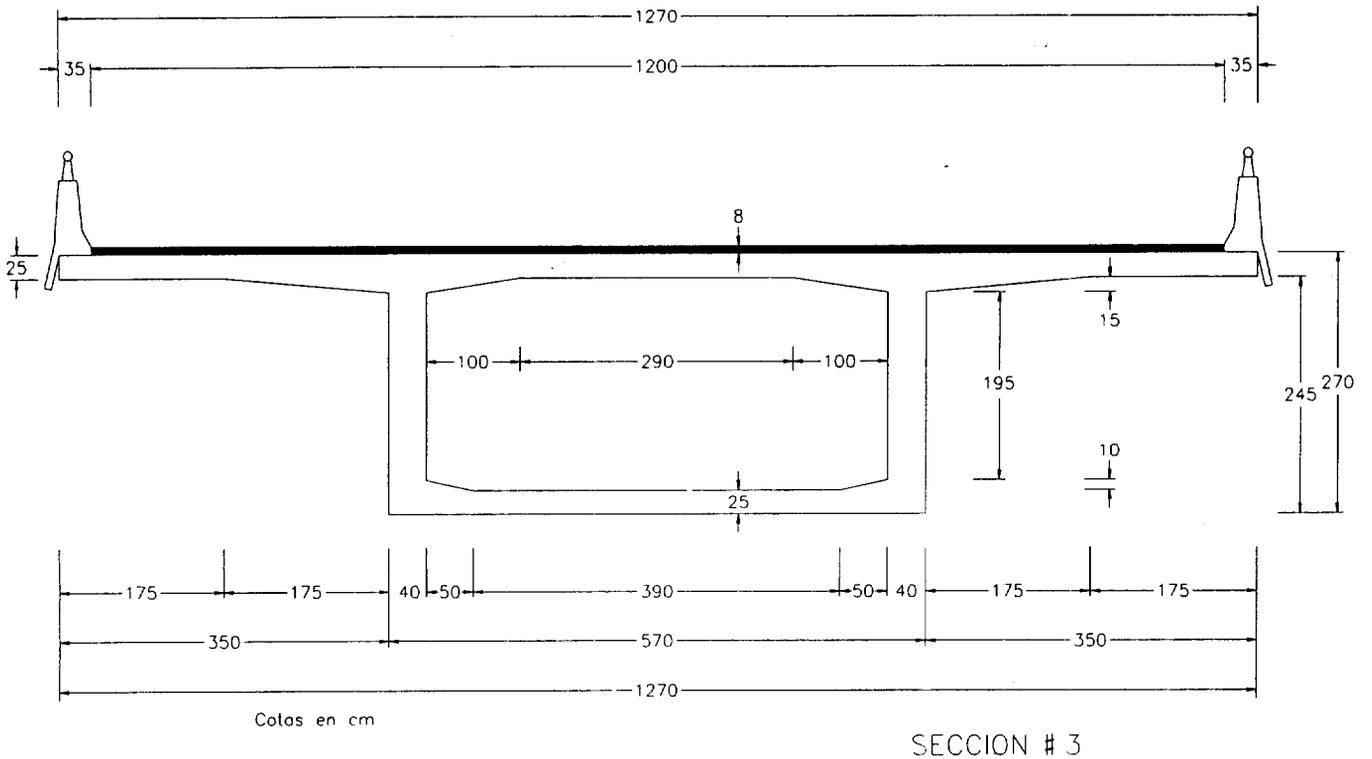


Figura 9

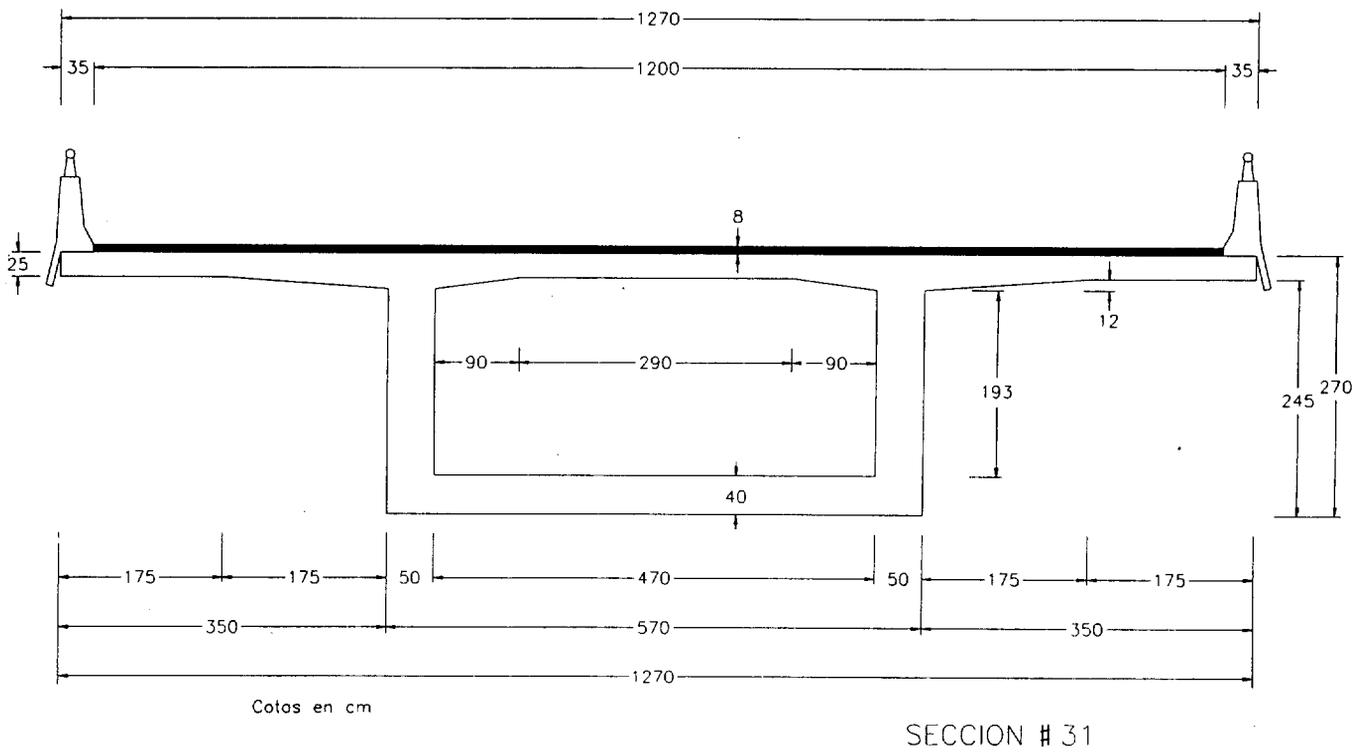


Figura 10

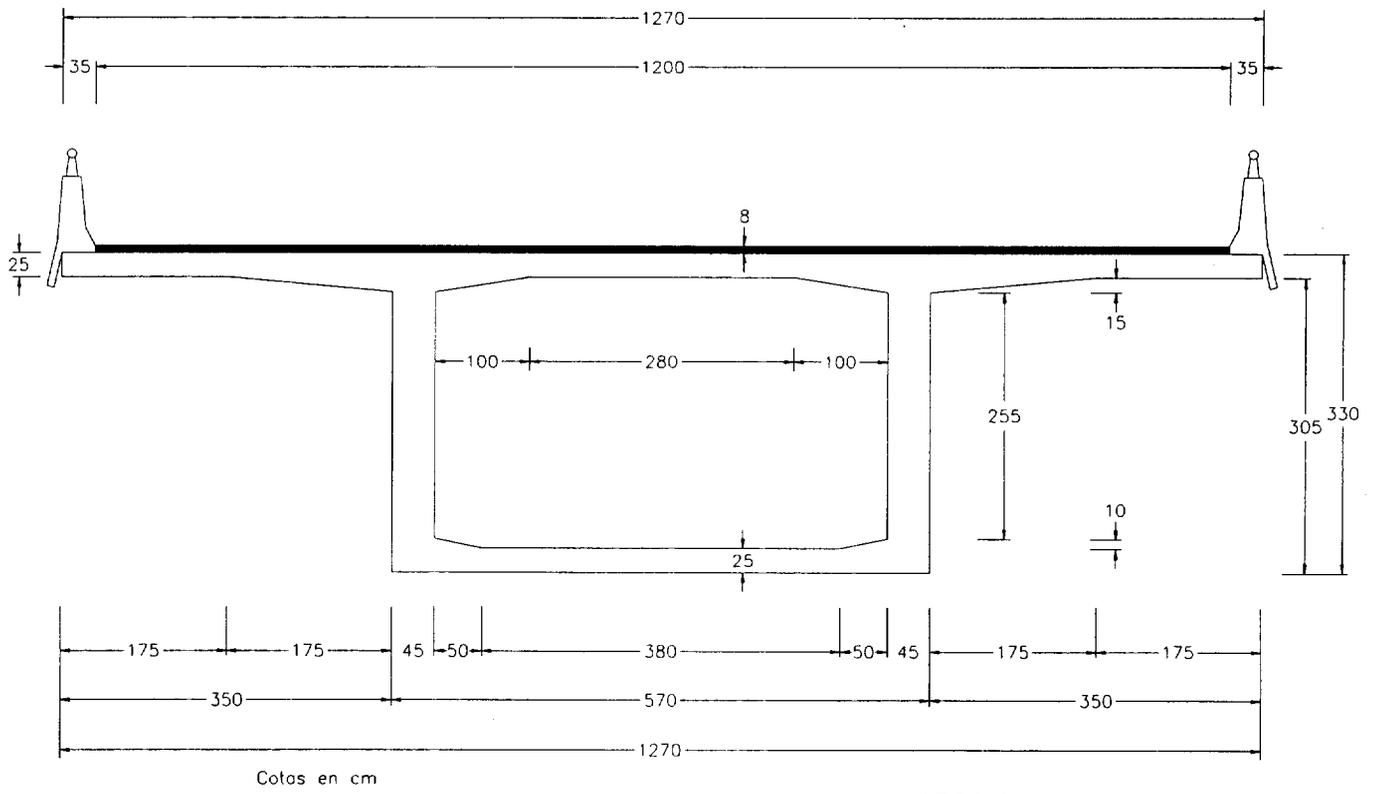


Figura 11

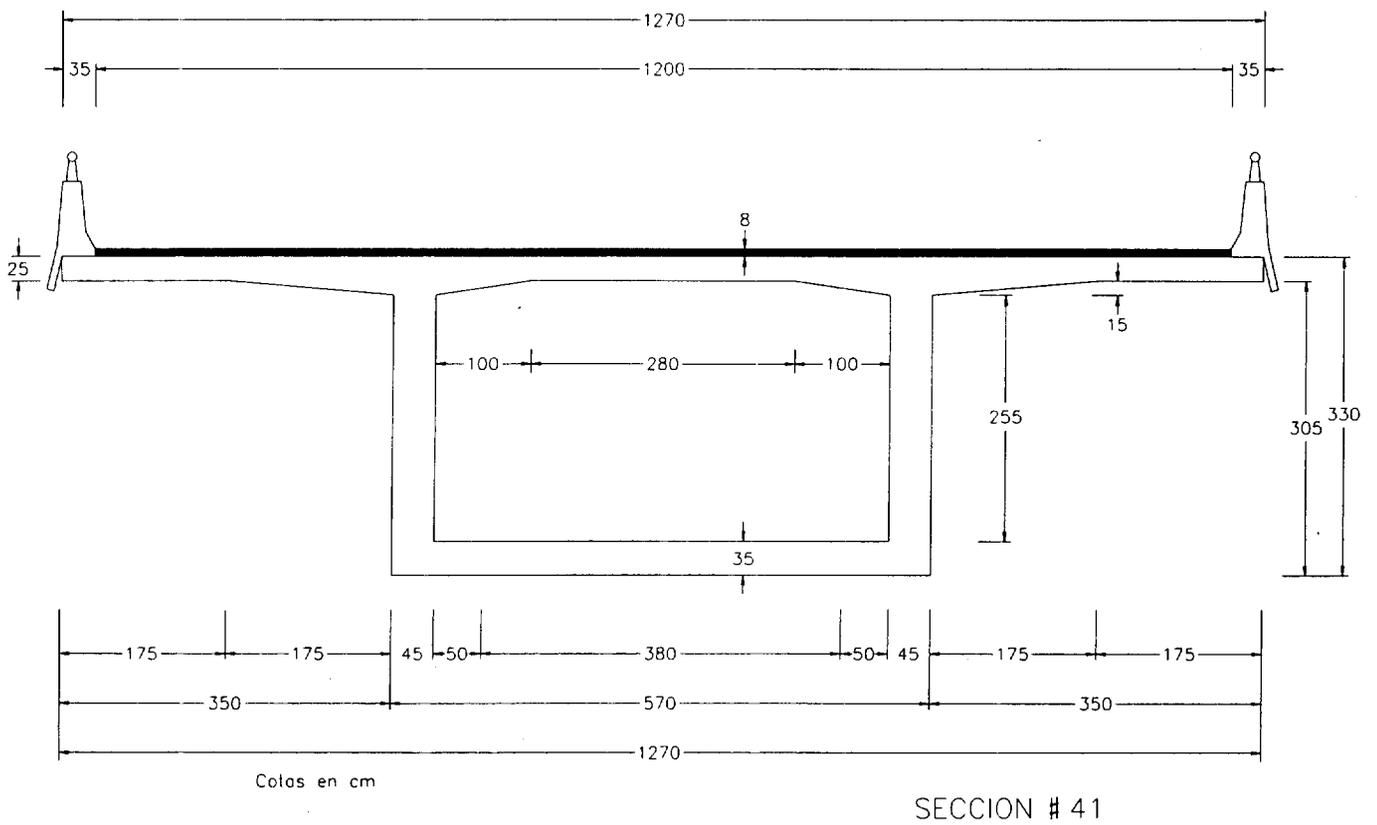
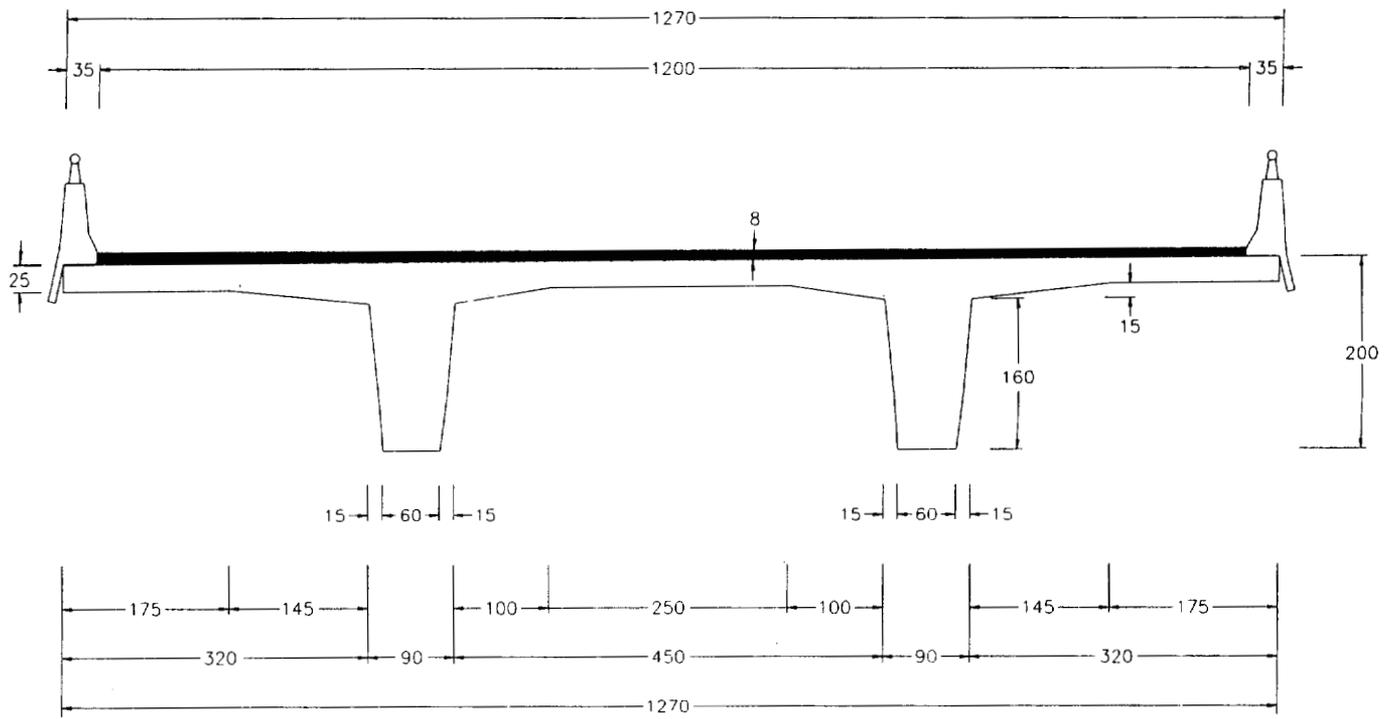


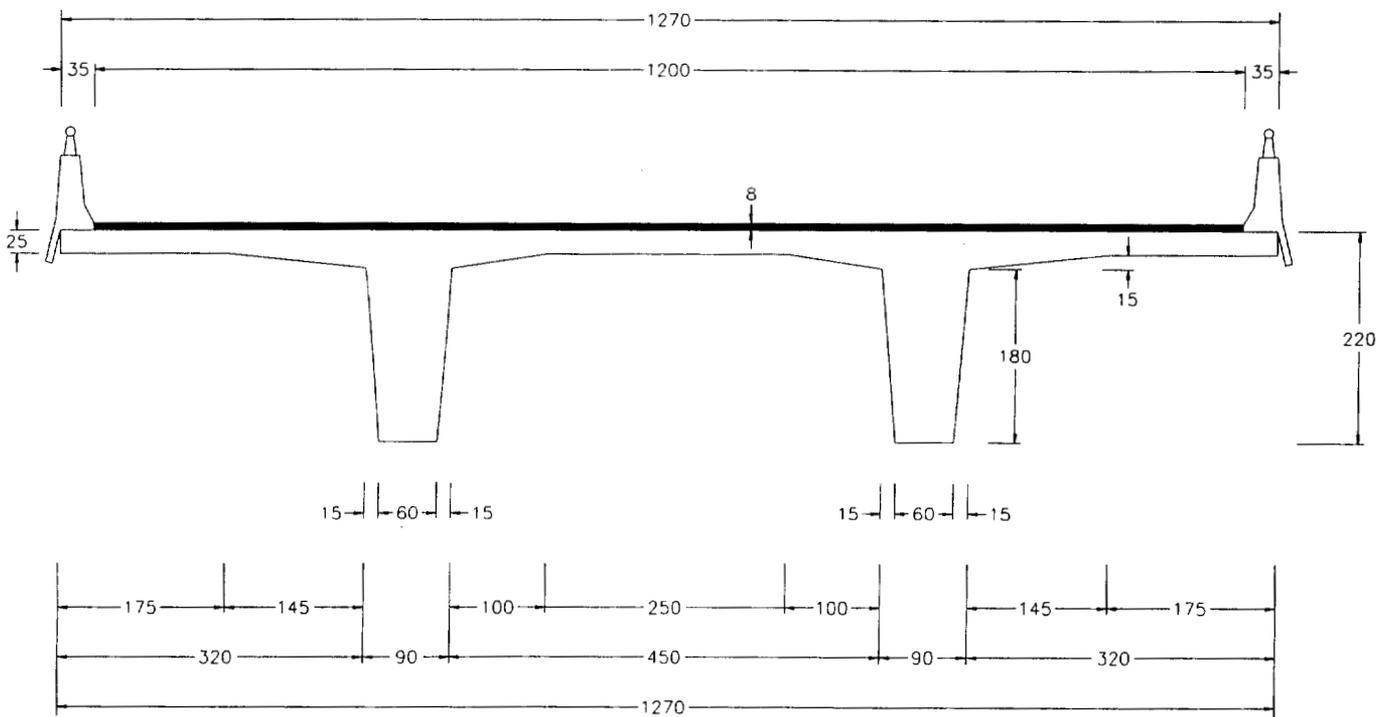
Figura 12



Cotas en cm

SECCION P1

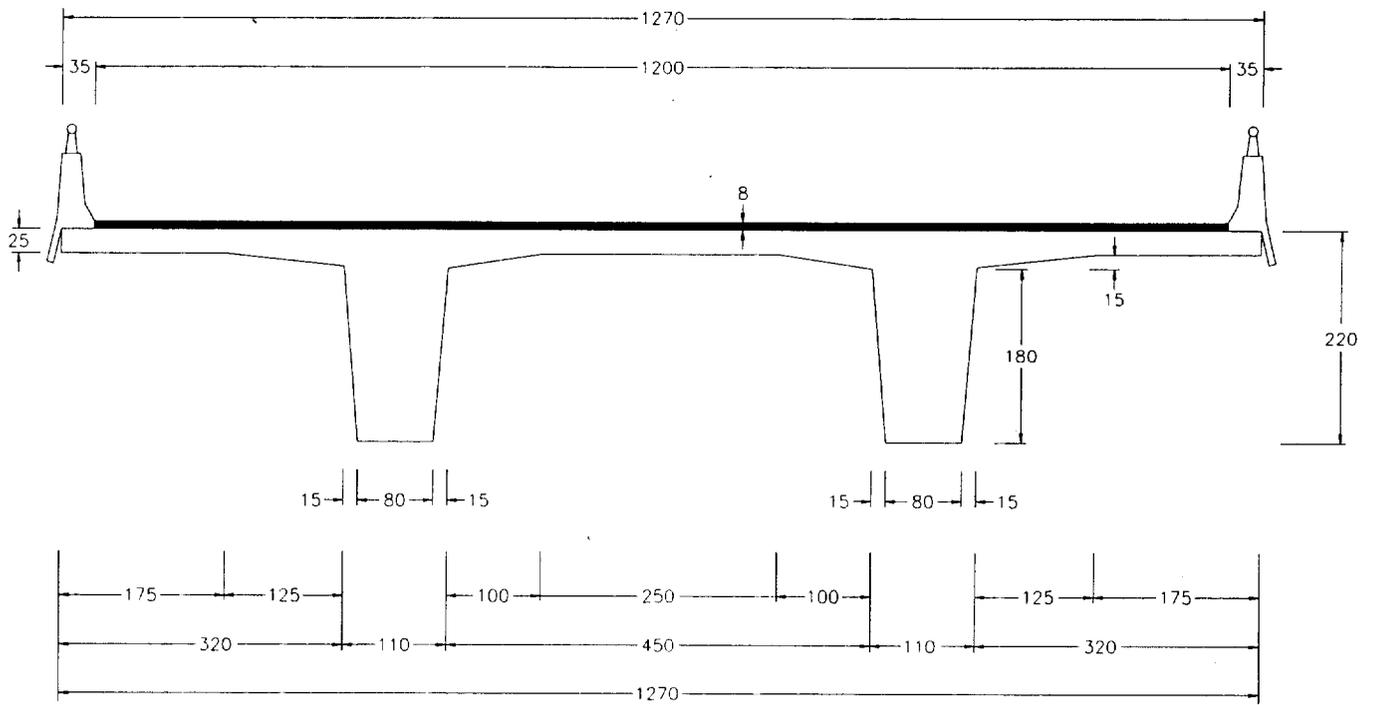
Figura 13



Cotas en cm

SECCION P2

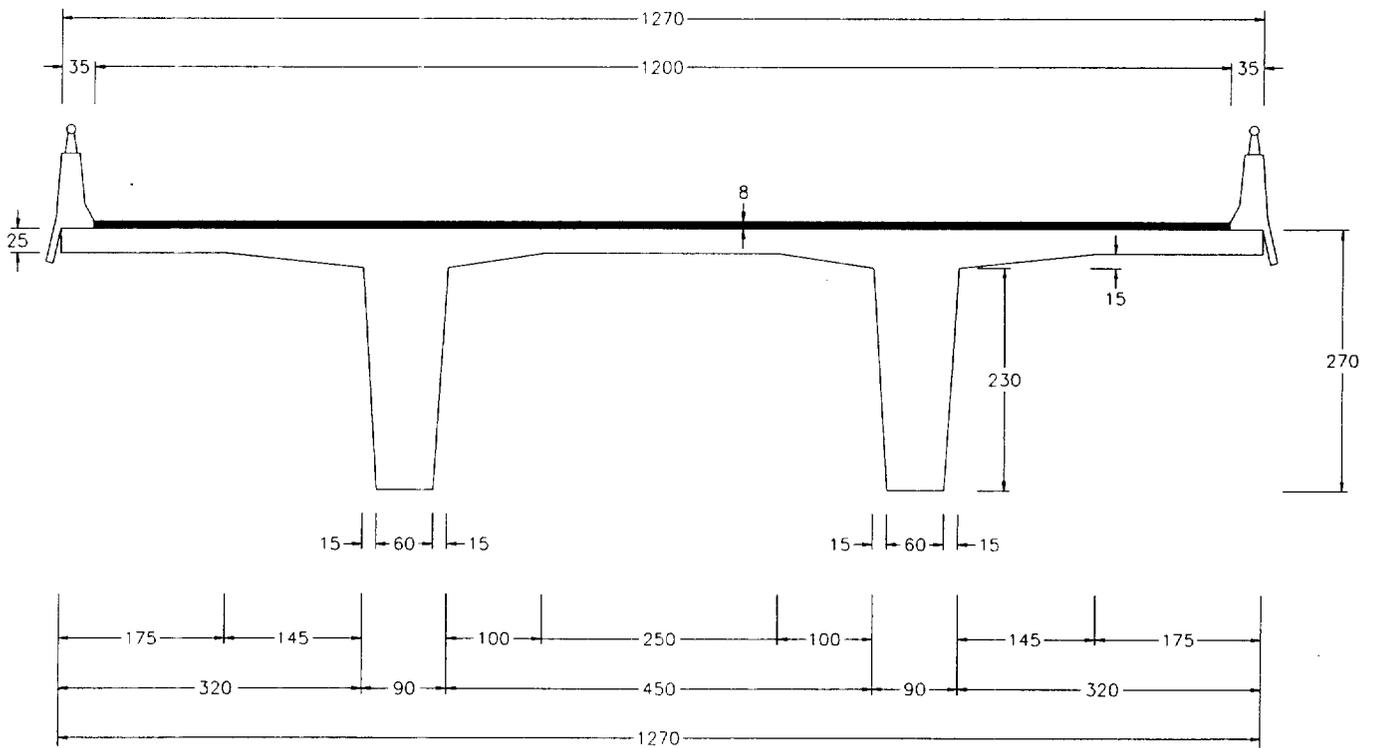
Figura 14



Cotas en cm

SECCION P2'

Figura 15



Cotas en cm

SECCION P3

Figura 16

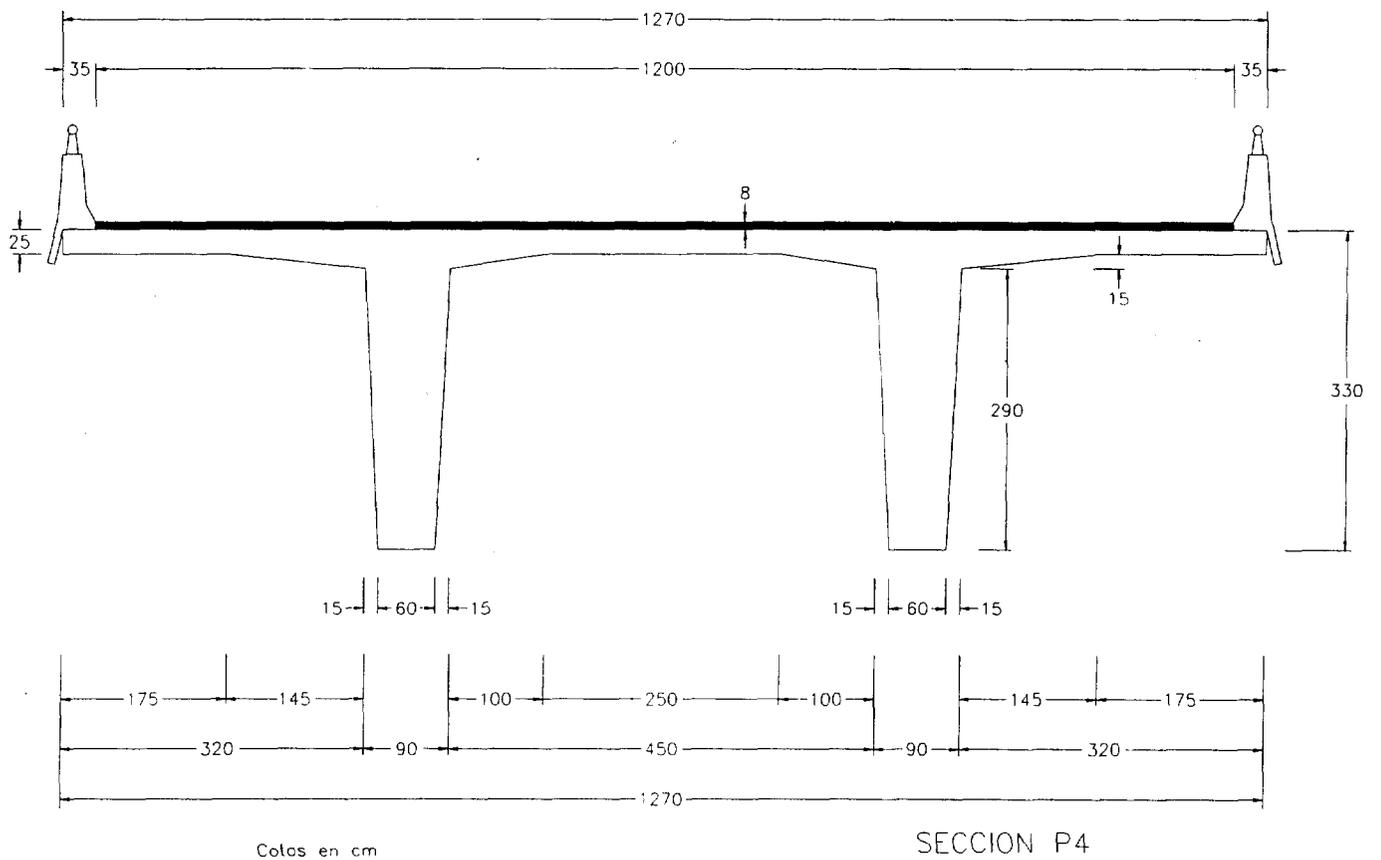


Figura 17

### 3.2.4 Trazado de pretensado

El trazado de pretensado en los puentes isostáticos se muestra en la figura 2, donde se indica la posición de los desviadores en función de las diversas luces estudiadas.

En el caso de puentes continuos, se han diseñado tres trazados de pretensado (figuras 18, 19 y 20). Estos tres trazados corresponden a tendones que recorren 1 vano, anclando en todas las traviesas sobre apoyo, tendones que recorren 2 vanos, anclando en traviesas alternativas y tendones que recorren 3 vanos, anclando cada tres traviesas.

La disminución del número de anclajes resulta económica y facilita de forma importante el proceso constructivo pero, por contra, conlleva menores incrementos de tensión del acero activo, como se verá más adelante.

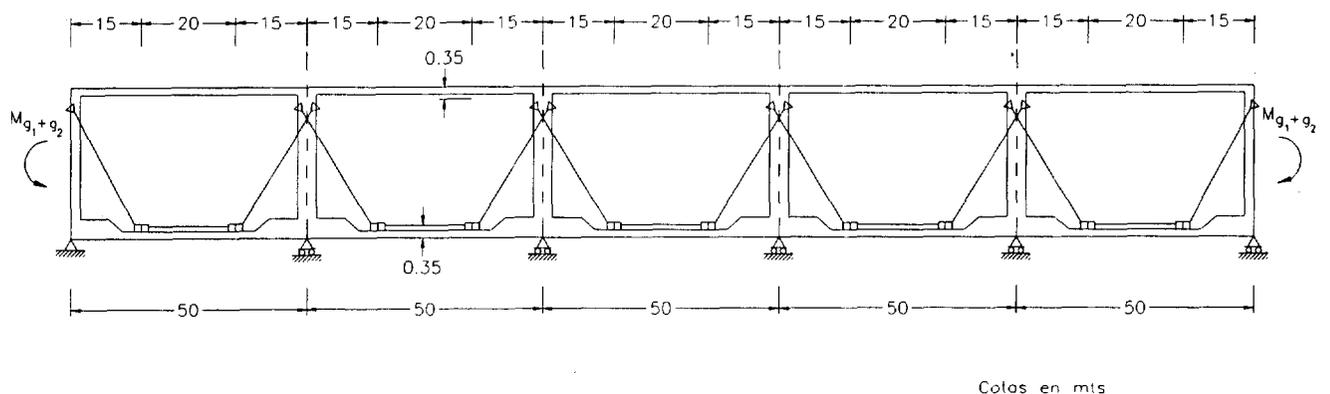
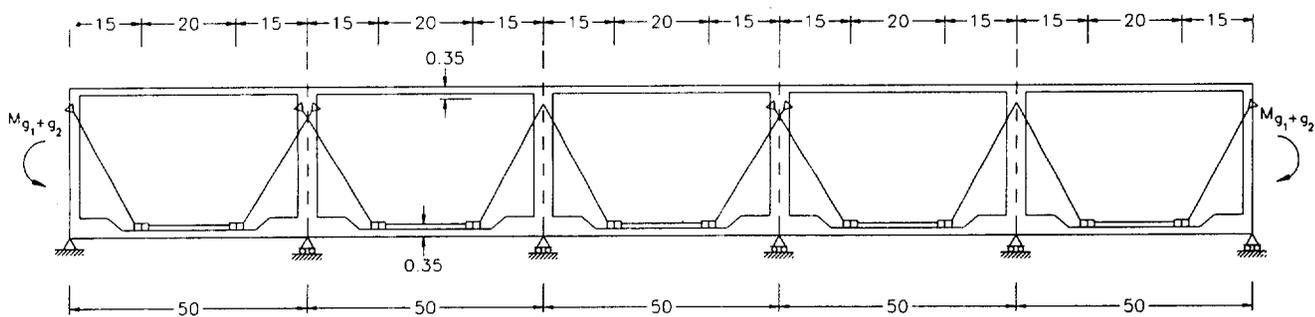


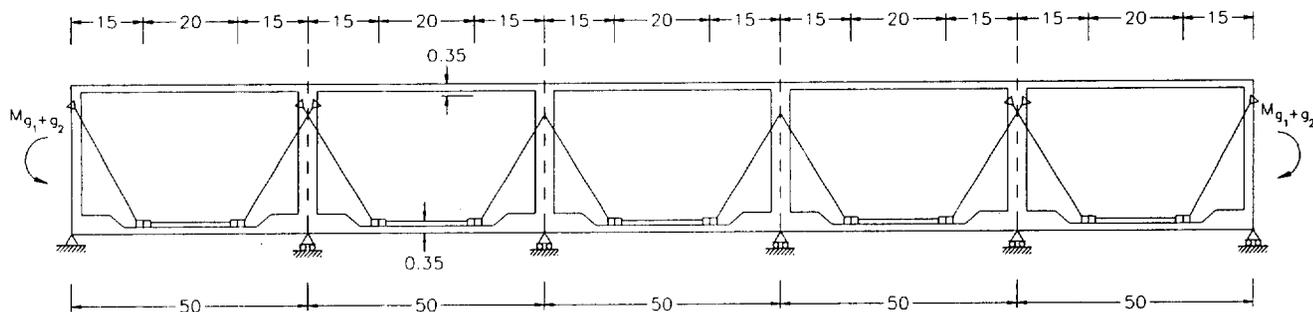
Figura 18: Trazado tendones anclados cada 1 vano.



Cotas en mts

Pretensado: 6T31 $\varnothing$ 0.6''

Figura 19: Trazado tendones anclados cada 2 vanos.



Cotas en mts

Figura 20: Trazado tendones anclados cada 3 vanos.

En el caso de puentes por dovelas continuos, sólo se ha considerado el trazado sobre 1 vano, dado que los otros trazados no son posibles con los procedimientos de construcción que habitualmente se utilizan al emplear dovelas prefabricadas.

### 3.3 Resultados

Una vez realizado el análisis de los 102 puentes, se ha procedido a estudiar los resultados obtenidos, agrupando los resultados más importantes en una serie de tablas que se muestran a continuación. En dichas tablas se especifican la luz, el canto, el pretensado dimensionado, área de armadura pasiva dispuesta que colabora en flexión, hipótesis de carga (puentes continuos), flecha en rotura en centro luz del vano cargado, coeficiente de seguridad alcanzado frente a peso propio y a carga permanente ( $\gamma_G$ ), coeficiente de seguridad frente a la sobrecarga ( $\gamma_Q$ ) e incremento de tensión en el acero de pretensado.

Es preciso, para una correcta interpretación de resultados, detallar el proceso de carga hasta rotura:

- 1 Puente en vacío. Aplicación simultánea del peso propio, la carga permanente y el pretensado. El pretensado se introduce una vez descontadas las pérdidas diferidas, puesto que no se realiza un análisis diferido ( $\gamma_G = 1.0$ ,  $\gamma_Q = 0$ ).
- 2 Introducción de la sobrecarga hasta alcanzar el Estado Límite de Servicio ( $\gamma_G = 1.0$ ,  $\gamma_Q = 1.0$ ).

- 3 Aumento simultáneo de peso propio, carga permanente y sobrecarga hasta alcanzar el Estado Límite Último según la normativa vigente ( $\gamma_G = 1.5, \gamma_Q = 1.5$ ).
- 4 Si durante este incremento, descrito en 3, no se ha producido la rotura, incremento de la sobrecarga hasta llegar a rotura ( $\gamma_G = 1.5, \gamma_Q > 1.5$ )

Esta es la relación de tablas de resultados:

—Tabla 5: Puentes isostáticos monolíticos con sección cajón.

—Tabla 6: Puentes isostáticos construidos por dovelas con sección cajón.

—Tabla 7: Puentes isostáticos monolíticos con sección en  $\pi$ .

—Tabla 8: Puentes continuos monolíticos con sección cajón, tendones anclados cada 1 vano.

—Tabla 9: Puentes continuos monolíticos con sección cajón, tendones anclados cada 2 vanos.

—Tabla 10: Puentes continuos monolíticos con sección cajón, tendones anclados cada 3 vanos.

—Tabla 11: Puentes continuos construidos por dovelas con sección cajón, tendones anclados cada 1 vano.

Luz ( m )	Canto ( m )	Pretensado	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	f centro luz (cm)	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
30	2.00	4 T 32 $\phi$ 0.6"	11.6	8.6	1.34	1.34	10.2
			89.8	11.4	1.5	1.95	12.6
40	2.00	6 T 37 $\phi$ 0.6"	11.6	22.5	1.3	1.3	12.8
			149	19.3	1.5	1.72	11.8
	2.20	6 T 35 $\phi$ 0.6"	12.4	19.7	1.311	1.311	12.7
			148	18.1	1.5	1.81	12.4
	2.70	6 T 29 $\phi$ 0.6"	13.11	14.8	1.34	1.34	12.6
			128	14.5	1.5	1.97	12.8
50	2.20	10 T 31 $\phi$ 0.6"	12.4	27	1.208	1.208	11.8
			264	28.8	1.5	1.7	12.7
	2.70	8 T 33 $\phi$ 0.6"	13.11	21.4	1.28	1.28	11.5
			204	24.1	1.5	1.86	12.9
	3.30	8 T 28 $\phi$ 0.6"	13.8	18.0	1.31	1.31	12.2
			183	18.6	1.5	2.03	12.9

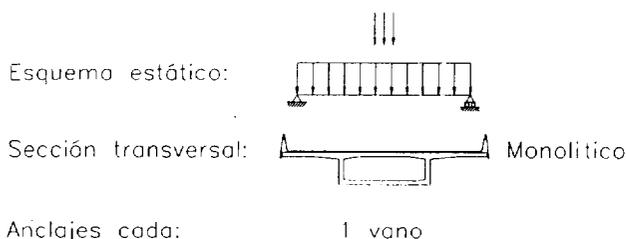


Tabla 5: Puentes isostáticos monolíticos con sección cajón.

Luz (m)	Canto (m)	Pretensado		$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
30	2.00	6 T 28 $\phi$ 0.6"	14.8	1.5	2.1	15.0
		6 T 25 $\phi$ 0.6"	14.2	1.5	1.504	14.6
40	2.00	8 T 36 $\phi$ 0.6"	22.9	1.5	1.94	13.2
		8 T 33 $\phi$ 0.6"	22.9	1.5	1.5	13.1
	2.20	8 T 34 $\phi$ 0.6"	20.0	1.5	1.98	13.0
		8 T 31 $\phi$ 0.6"	20.5	1.5	1.5	13.2
	2.70	6 T 35 $\phi$ 0.6"	18.2	1.5	1.8	14.8
		6 T 33 $\phi$ 0.6"	14.3	1.47	1.47	12.4
50	2.20	10 T 43 $\phi$ 0.6"	30.7	1.5	1.9	11.8
		10 T 40 $\phi$ 0.6"	27.5	1.5	1.52	10.7
	2.70	10 T 35 $\phi$ 0.6"	25.6	1.5	2.1	12.8
		10 T 32 $\phi$ 0.6"	23.5	1.5	1.55	12.5
	3.30	10 T 29 $\phi$ 0.6"	21.6	1.5	2.16	14.2
		10 T 27 $\phi$ 0.6"	23.8	1.5	1.72	15.1

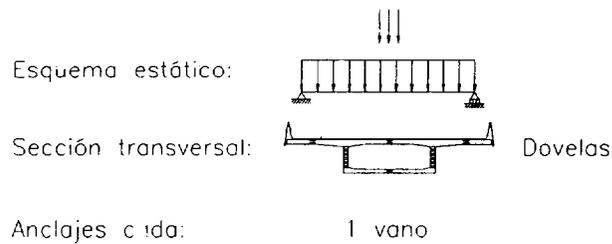


Tabla 6: Puentes isostáticos contruidos por dovelas con sección cajón.

Luz (m)	Canto (m)	Pretensado	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	f centro luz (cm)	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
30	2.00	4 T 25 $\phi$ 0.6"	3.5	10.5	1.335	1.335	14.0
			86.2	12.9	1.5	1.935	16.0
40	2.00	6 T 33 $\phi$ 0.6"	3.5	20.5	1.297	1.297	15.0
			153	19.8	1.5	1.76	15.1
	2.20	6 T 31 $\phi$ 0.6"	3.4	19.2	1.32	1.32	15.1
			141	18.4	1.5	1.847	15.2
	2.70	6 T 27 $\phi$ 0.6"	3.6	13.1	1.328	1.328	13.3
			134	12.1	1.5	1.98	13.3
50	2.20	10 T 31 $\phi$ 0.6"	5.1	29.2	1.248	1.248	13.8
			214	27.2	1.48	1.48	13.4
	2.70	8 T 31 $\phi$ 0.6"	3.6	20.9	1.3	1.30	13.3
			189	21	1.5	1.847	14.0
	3.30	8 T 27 $\phi$ 0.6"	3.8	16.0	1.3	1.30	12.6
			176	18.3	1.5	2.03	14.5

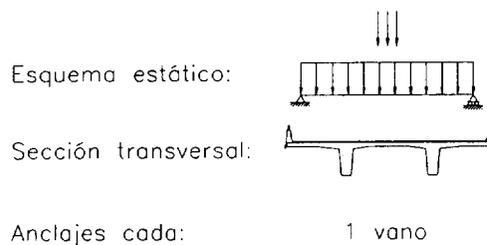
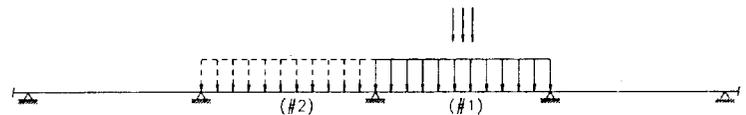


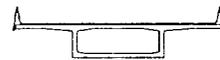
Tabla 7: Puentes isostáticos monolíticos con sección en  $\pi$ .

Luz (m)	Canto (m)	Pretensado	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Hip. de carga	f centro luz (cm)	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
50	2.00	6 T 31 $\phi$ 0.6"	11.6 (vano)	Hip. car. # 1	26.4	1.423	1.423	10.8
			26 (apoyo)	Hip. car. # 2	20.5	1.446	1.446	8.6
			52 (vano)	Hip. car. # 1	20.1	1.5	1.5	8.9
			88 (apoyo)	Hip. car. # 2	20.8	1.5	1.5	9.6
	2.20	8 T 22 $\phi$ 0.6"	11.6 (vano)	Hip. car. # 1	17.0	1.409	1.409	7.8
			26 (apoyo)	Hip. car. # 2	15.0	1.414	1.414	7.5
			50 (vano)	Hip. car. # 1	16.4	1.5	1.64	8.0
			96 (apoyo)	Hip. car. # 2	17.8	1.5	1.8	9.3
	2.70	6 T 25 $\phi$ 0.6"	13.1 (vano)	Hip. car. # 1	13.7	1.5	1.5	48.4
			25.5 (apoyo)	Hip. car. # 2	11.7	1.5	1.56	7.5
			30 (vano)	Hip. car. # 1	12.0	1.5	1.81	7.6
			76 (apoyo)	Hip. car. # 2	14.1	1.5	1.9	9.2
	3.30	6 T 21 $\phi$ 0.6"	13.8 (vano)	Hip. car. # 1	9.1	1.5	1.7	7.1
			25 (apoyo)	Hip. car. # 2	9.5	1.5	1.79	6.7
			26 (vano)	Hip. car. # 1	9.15	1.5	2.1	7.4
			76 (apoyo)	Hip. car. # 2	8.6	1.5	2.2	7.6

Esquema estático:



Sección transversal:



Monolítico

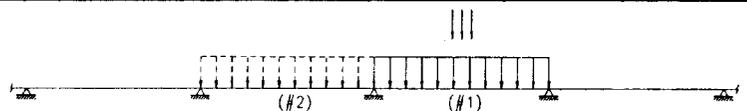
Anclajes cada:

1 vano

Tabla 8: Puentes continuos monolíticos con sección cajón, tendones anclados cada 1 vano.

Luz (m)	Canto (m)	Pretensado	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Hip. de carga	f centro luz (cm)	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
50	2.00	6 T 31 $\phi$ 0.6"	11.6 (vano)	Hip. car. # 1	22.6	1.373	1.373	5.1
			26 (apoyo)	Hip. car. # 2	19.9	1.398	1.398	5.2
			52 (vano)	Hip. car. # 1	19.4	1.5	1.5	4.4
			88 (apoyo)	Hip. car. # 2	19.3	1.5	1.604	5.5
	2.20	8 T 22 $\phi$ 0.6"	11.6 (vano)	Hip. car. # 1	15.6	1.38	1.38	3.6
			26 (apoyo)	Hip. car. # 2	15.6	1.4	1.4	4.6
			50 (vano)	Hip. car. # 1	16.8	1.5	1.58	4.2
			96 (apoyo)	Hip. car. # 2	15.3	1.5	1.65	4.7
	2.70	6 T 25 $\phi$ 0.6"	13.1 (vano)	Hip. car. # 1	11.2	1.466	1.46	63.4
			25.5 (apoyo)	Hip. car. # 2	12.0	1.5	1.5	4.6
			30 (vano)	Hip. car. # 1	13.3	1.5	1.80	4.4
			76 (apoyo)	Hip. car. # 2	13.0	1.5	1.9	5.3
	3.30	6 T 21 $\phi$ 0.6"	13.8 (vano)	Hip. car. # 1	9.1	1.5	1.67	3.7
			25 (apoyo)	Hip. car. # 2	9.6	1.5	1.7	4.6
			26 (vano)	Hip. car. # 1	9.3	1.5	1.8	3.8
			76 (apoyo)	Hip. car. # 2	8.3	1.5	2.0	33.7

Esquema estático:



Sección transversal:



Monolítico

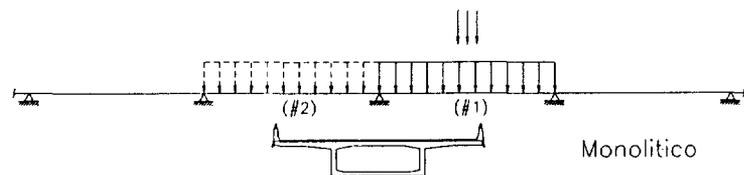
Anclajes cada:

2 vanos

Tabla 9: Puentes continuos monolíticos con sección cajón, tendones anclados cada 2 vanos.

Luz (m)	Canto ( m )	Pretensado	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Hip. de carga	f centro luz (cm)	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
50	2.00	6 T 31 $\phi$ 0.6"	11.6 (vano)	Hip. car. # 1	25.7	1.196	1.196	4.4
			26 (apoyo)	Hip. car. # 2	20.7	1.195	1.195	3.7
			52 (vano)	Hip. car. # 1	24.3	1.5	1.57	4.1
			88 (apoyo)	Hip. car. # 2	20.4	1.5	1.56	3.9
	2.20	8 T 22 $\phi$ 0.6"	11.6 (vano)	Hip. car. # 1	14.4	1.36	1.36	2.0
			26 (apoyo)	Hip. car. # 2	13.8	1.37	1.37	2.3
			50 (vano)	Hip. car. # 1	19.0	1.5	1.56	3.3
			96 (apoyo)	Hip. car. # 2	16.4	1.5	1.64	3.4
	2.70	6 T 25 $\phi$ 0.6"	13.1 (vano)	Hip. car. # 1	10.6	1.45	1.45	2.0
			25.5 (apoyo)	Hip. car. # 2	9.6	1.465	1.465	2.2
			30 (vano)	Hip. car. # 1	10.7	1.5	1.596	1.9
			76 (apoyo)	Hip. car. # 2	11.3	1.5	1.796	2.9
	3.30	6 T 21 $\phi$ 0.6"	13.8 (vano)	Hip. car. # 1	9.9	1.5	1.63	2.9
			25 (apoyo)	Hip. car. # 2	7.7	1.5	1.55	2.2
			26 (vano)	Hip. car. # 1	9.6	1.5	2.0	2.6
			76 (apoyo)	Hip. car. # 2	9.2	1.5	2.1	2.3

Esquema estático:



Sección transversal:



Monolítico

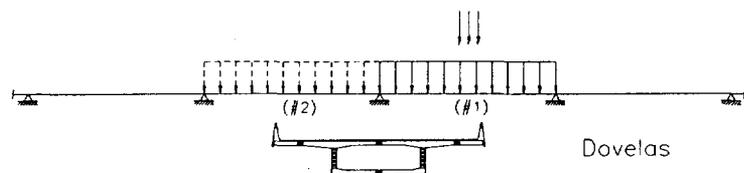
Anclajes cada:

3 vanos

Tabla 10: Puentes continuos monolíticos con sección cajón, tendones anclados cada 3 vanos.

Luz ( m )	Canto ( m )	Pretensado	Trazado	f centro luz (cm)	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
50	2.00	8 T 28 $\phi$ 0.6"	Trazado # 1	14.3	1.5	1.7	4.9
			Trazado # 2	16.9	1.5	2.01	6.2
	2.20	6 T 35 $\phi$ 0.6"	Trazado # 1	14.4	1.5	1.85	5.9
			Trazado # 2	16.2	1.5	2.067	6.8
	2.70	6 T 28 $\phi$ 0.6"	Trazado # 1	10.6	1.5	1.82	5.3
			Trazado # 2	13.0	1.5	2.05	7.2
	3.30	6 T 24 $\phi$ 0.6"	Trazado # 1	8.0	1.5	2.1	5.0
			Trazado # 2	11.8	1.5	2.4	28.0

Esquema estático:



Sección transversal:



Dovelas

Anclajes cada:

1 vano

Tabla 11: Puentes continuos construidos por dovelas con sección cajón, tendones anclados cada 1 vano.

### 3.3.1 Puentes isostáticos

Como ya se ha mencionado, se han estudiado tres tipos de puentes isostáticos: monolíticos de sección cajón, dovelas de sección cajón y monolíticos de sección en  $\pi$ .

En los tres casos no se observa, en los resultados de variación de tensión en el acero activo, una importante influencia ni de la esbeltez, ni de la cuantía de armadura pasiva.

Por el contrario, sí que influye tanto el tipo de sección como el procedimiento de construcción, siendo mayor el incremento de tensión cuanto más flexible es la estructura.

Se ha realizado un análisis estadístico de los incrementos de tensión obtenidos, para cada tipo de sección y procedimiento de construcción. Este análisis estadístico ha consistido en aproximar una distribución estadística para los datos obtenidos y, a partir de ella, obtener valores característicos del incremento de tensión en el acero de pretensado. La elección de la distribución se ha realizado mediante contraste con el test de Kolmogorov - Smirnov. El intervalo de confianza exigido para determinar el valor característico ha sido del 95%.

Los resultados obtenidos han sido:

—Tablero monolíticos sección cajón. Distribución tipo normal.

$$\Delta\sigma_p \text{ (media)} = 12.28 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\text{desviación típica} = 0.75 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,k} = 11.04 \text{ Kp/mm}^2$$

—Tablero construido por dovelas, sección cajón. Distribución tipo lognormal.

$$\Delta\sigma_{p,k} = 11.3 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\text{desviación típica} = 1.29 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_p \text{ (media)} = 13.3 \text{ Kp/mm}^2$$

—Tablero monolítico con sección en  $\pi$ . Distribución tipo lognormal.

$$\Delta\sigma_{p,k} = 12.64 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\text{desviación típica} = 0.98 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_p \text{ (media)} = 14.19 \text{ Kp/mm}^2$$

### 3.3.2 Puentes continuos

En el caso de los puentes continuos, el incremento de tensión del acero de pretensado depende, fundamentalmente, del tipo de trazado de pretensado, entendiéndose como tal el número de vanos sobre los que discurre el pretensado entre anclajes.

También se observa una dependencia del valor de la esbeltez. Cuando esta esbeltez alcanza valores elevados, el incremento de tensión aumenta.

Estos dos aspectos son los que se estudian en las figuras 21 y 22. La figura 21 corresponde al caso de armadura pasiva mínima (0.15%  $A_c$ ); mientras que la figura 22 corresponde a una armadura pasiva calculada a partir del Estado Límite Último de rotura por flexocompresión, en la hipótesis de incremento de tensión de valor 10 Kp/mm<sup>2</sup>. Se puede observar que el incremento de tensión en el acero de pretensado

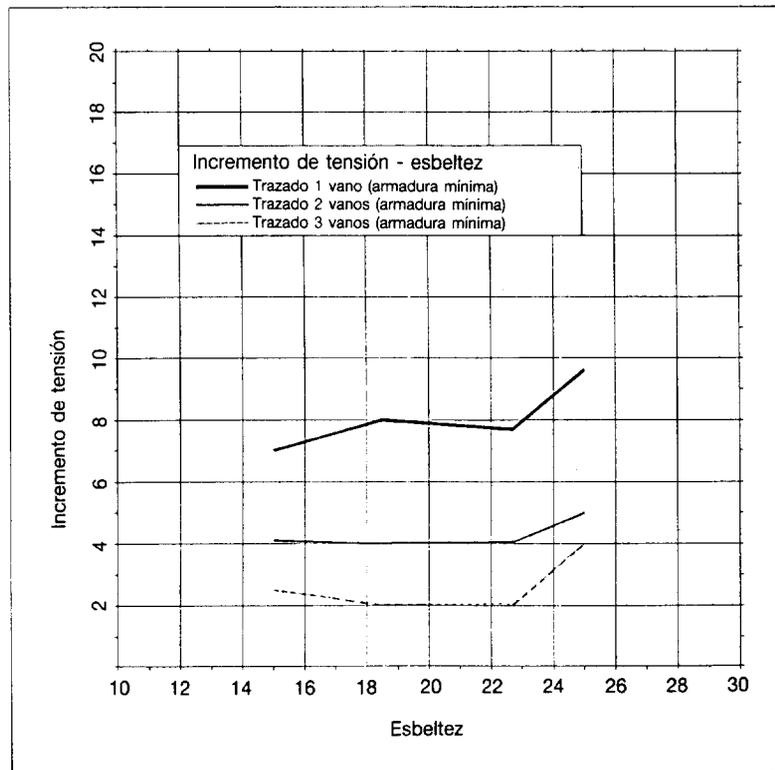


Figura 21: Valores del incremento de tensión del acero de pretensado en función de la esbeltez y del tipo de trazado para puentes continuos monolíticos con armadura pasiva mínima

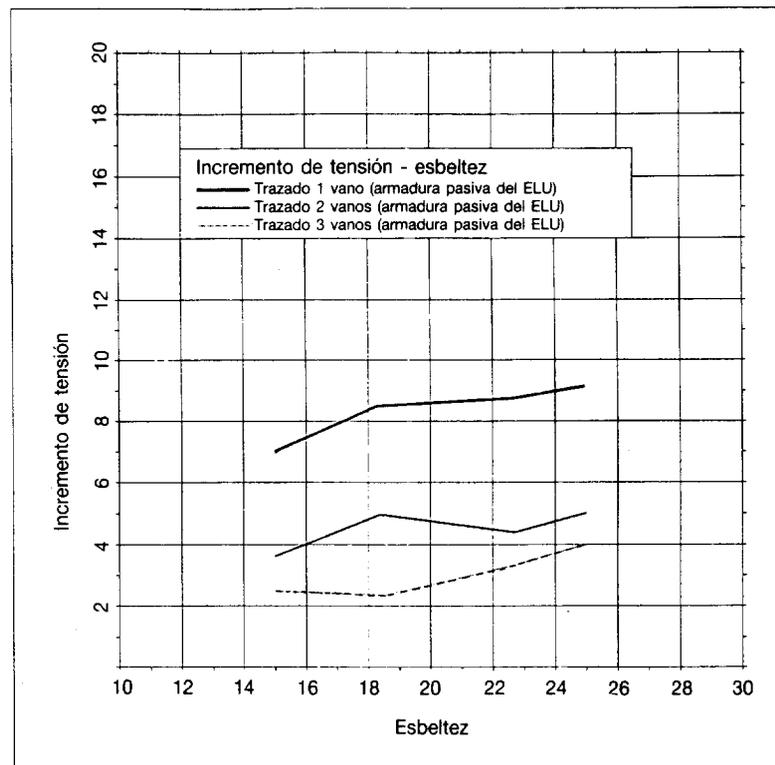


Figura 22: Valores del incremento de tensión del acero de pretensado en función de la esbeltez y del trazado de pretensado para los puentes monolíticos continuos con armadura pasiva derivada del E.L.U.

es mayor en el caso de mayor cuantía de armadura pasiva. Este hecho es fácilmente explicable debido a la mayor capacidad de redistribución de esfuerzos y, por tanto, mayor carga y flecha última que tienen estas estructuras, pero la diferencia de incremento de tensión no es significativa.

En el caso de puentes continuos construidos por dovelas prefabricadas, no se observa una dependencia tan directa de la esbeltez. Los resultados se han tratado de forma estadística, tal como se ha hecho con los puentes isostáticos, obteniéndose:

$$\Delta\sigma_p \text{ (media)} = 5.91 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\text{desviación típica} = 1.41 \text{ Kp/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,k} = 3.91 \text{ Kp/mm}^2$$

En este caso, la distribución ajustada, para obtener el valor característico, ha sido una distribución del tipo lognormal. El bajo valor característico del incremento de tensión es debido a una importante dispersión de resultados que se ve reflejada en la desviación típica de la muestra.

Cabe resaltar, que para puentes continuos, tanto en el caso de puentes monolíticos como en el de puentes por dovelas, la seguridad última de la estructura es muy superior a la esperable a partir de un análisis lineal. Esta diferencia es debida a la capacidad de redistribución de esfuerzos en estas estructuras, que no es despreciable.

En las figuras 23 y 24 se muestra la evolución del momento en las secciones de centro luz y de apoyo para dos de los casos estudiados: puente monolítico continuo de canto 2.0 m, armadura pasiva necesaria para cubrir estrictamente el E.L.U. sin redistribución y sobrecarga sobre vano central, y el mismo caso con el tablero de canto 3.30 m.

En dichas figuras se ha dibujado también el valor de la mitad del momento isostático como referencia.

Se puede observar que, en ambos casos, se produce una importante redistribución de esfuerzos, siendo mayor en el caso de menor esbeltez. El tablero de canto 3.30 m tiene un comportamiento casi perfectamente plástico.

Esta ductilidad se fundamenta en la capacidad de redistribución que presenta la estructura base considerando sólo hormigón y acero pasivo.

Dicha capacidad de redistribución también aparece en los tablero construidos mediante dovelas prefabricadas, y es debida a los diferentes momentos de apertura de junta entre vano y apoyo, que permiten importantes diferencias de rigidez entre esas secciones y, por tanto, redistribución de esfuerzos entre ellas.

Creemos importante resaltar este punto pues, a pesar de que los incrementos de tensión no son importantes, la seguridad de estas estructuras es muy superior a la que se puede deducir a partir de un simple análisis elástico lineal.

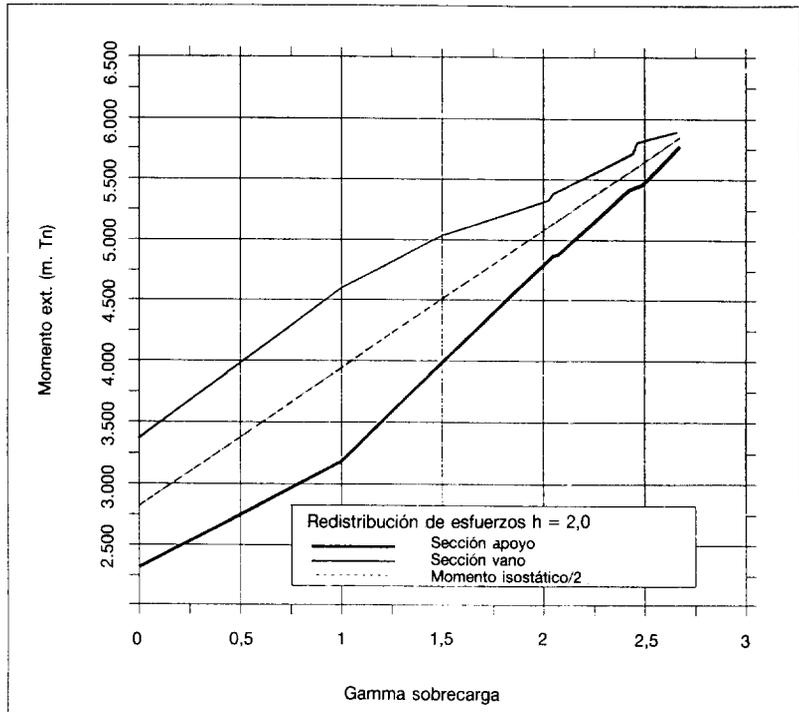


Figura 23: Redistribución de esfuerzos tablero monolítico de canto 2.0 m  
Viga continua de infinitos vanos.  
Sobrecarga en un vano.

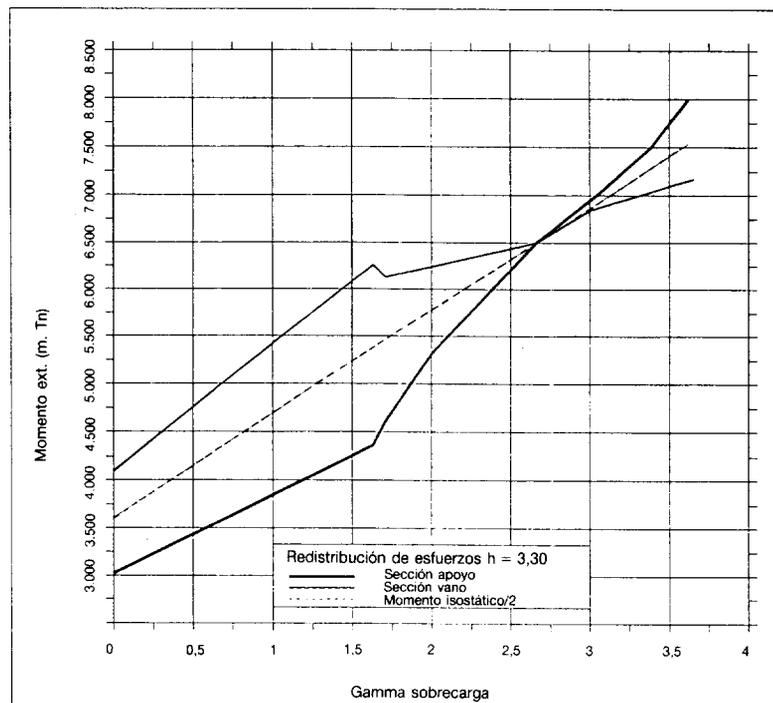


Figura 24: Redistribución de esfuerzos tablero monolítico de canto 3.30 m  
Viga continua de infinitos vanos.  
Sobrecarga en un vano.

### 3.3.3 Influencia de la disposición de desviadores

Para el estudio de la posible influencia de la disposición de desviadores en el valor del incremento de tensión, hemos utilizado los puentes continuos construidos mediante dovelas prefabricadas, utilizando las hipótesis de carga de sobrecarga sólo en el vano central.

En la tabla 12 se muestra la comparación entre los dos trazados distintos de pretensado. El trazado 1 corresponde al de la figura 18, y es el utilizado en el resto del estudio (15 + 20 + 15); mientras que el trazado 2 corresponde a una disposición de desviadores de 20 + 10 + 20 m en cada vano.

Del resumen de resultados se deduce que la posición de desviadores sí influye en el valor del incremento de tensión, y que esta influencia es importante. También se demuestra que el trazado adoptado para realizar este estudio paramétrico (15 + 20 + 15) da valores del incremento de tensión que están del lado seguro, pudiéndose alcanzar incrementos superiores de tensión con otra disposición de desviadores adecuada a cada caso concreto.

Luz ( m )	Canto ( m )	Pretensado	Hip. de carga	f centro luz (cm)	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Delta\sigma_p$ (kp/mm <sup>2</sup> )
50	2.00	8 T 28 $\phi$ 0.6"	Hip. car. # 1	14.3	1.5	1.75	4.9
			Hip. car. # 2	12.3	1.5	1.83	4.5
	2.20	6 T 35 $\phi$ 0.6"	Hip. car. # 1	14.4	1.5	1.85	5.9
			Hip. car. # 2	13.0	1.5	1.972	6.0
	2.70	6 T 28 $\phi$ 0.6"	Hip. car. # 1	10.6	1.5	1.82	5.3
			Hip. car. # 2	11.4	1.5	1.988	6.8
3.30	6 T 24 $\phi$ 0.6"	Hip. car. # 1	8.0	1.5	2.1	5.0	
		Hip. car. # 2	11.8	1.5	2.48	8.9	

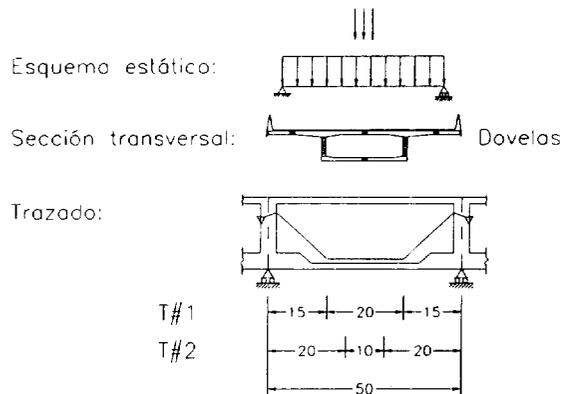


Tabla 12: Influencia de la posición de los desviadores.

# 4

## RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO

A partir de los resultados obtenidos cabe diferenciar claramente entre estructuras isostáticas y continuas.

### 4.1 PUENTES ISOSTATICOS

Para puentes isostáticos de **sección transversal cajón**, tanto **monolíticos** como construidos mediante **dovelas prefabricadas**, el valor del incremento de tensión del acero de pretensado a utilizar para la evaluación de la seguridad frente a la rotura por flexocompresión es:

$$\Delta\sigma_p = 11.0 \text{ Kp/mm}^2$$

Si el tablero presenta **sección transversal en  $\pi$**  y es **monolítico**, el incremento de tensión del acero de pretensado en rotura es:

$$\Delta\sigma_p = 12.5 \text{ Kp/mm}^2$$

### 4.2 PUENTES CONTINUOS

En el caso de **puentes monolíticos**, la variación de tensión depende de la esbeltez y del número de vanos que los tendones recorren entre anclajes. Por ello, los valores de proyecto se hallan reflejados en la figura 25.

En el caso de **puentes continuos construidos por dovelas prefabricadas**, el valor del incremento a utilizar es:

$$\Delta\sigma_p = 4.0 \text{ Kp/mm}^2$$

En todos los puentes continuos estudiados existe una muy importante redistribución de esfuerzos, que incrementa de forma notable la seguridad de la estructura frente a un análisis elástico lineal.

Por tanto, la realización de un análisis elástico lineal de la estructura y posterior aplicación de estos incrementos de tensión al acero de pretensado a nivel seccional, está claramente del lado seguro. Este efecto es tanto más importante cuanto más dúctil sea el tablero del puente, considerando sólo el hormigón y la armadura pasiva existente.

En el caso de estructuras isostáticas, el hecho de haber adoptado un valor característico con intervalo de confianza del 95% también incrementa el nivel de seguridad.

Por último, como se ha visto en el apartado 3.3.3., la disposición de desviadores adoptada produce valores de incremento de tensión que pueden fácilmente verse superados con disposiciones en las que los desviadores estén más cercanos a puntos de flecha máxima.

A modo de resumen, con los valores expuestos en este apartado, del incremento de tensión del acero de pretensado entre la situación permanente y la de rotura, puede evaluarse de forma seccional la seguridad frente a rotura por flexión de un tablero de puente de hormigón con pretensado exterior, obteniéndose un dimensionamiento del lado seguro.

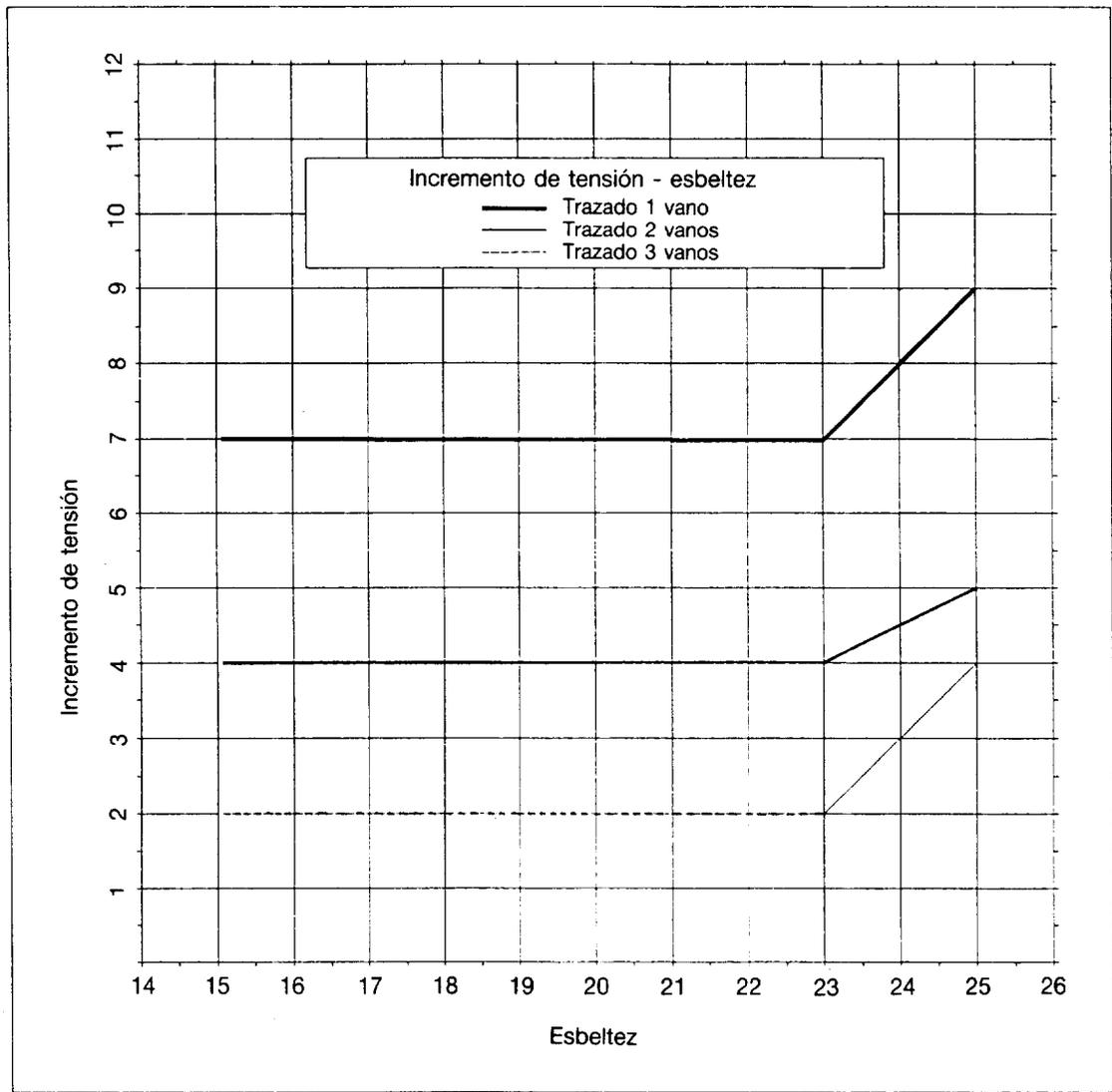


Figura 25: Incremento de tensión ( $Kp/mm^2$ ), en rotura, del acero de pretensado para puentes continuos monolíticos en función de su esbeltez y del trazado de pretensado.

## REFERENCIAS

- 1 - Zienkiewicz O.C., Taylor R.L.: The Finite Element Method - Fourth Edition. Volume 1 & 2. MacGraw-Hill, Londres 1989.
- 2 - Hughes T.J.R.: The Finite Element Method. Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1987.
- 3 - Oñate E.: Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos. CIMNE, Barcelona, 1992.
- 4 - Ramos G.: Estudio del comportamiento en servicio, prerotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción. UPC. Barcelona, 1994.
- 5 - Roca P.: Un modelo de análisis no lineal para el estudio del comportamiento de estructuras laminares de hormigón pretensado. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción. UPC. Barcelona, 1988.
- 6 - CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton. Suiza 1991.
- 7- Gilbert R.J., Warner R.F.: Tension stiffening in reinforced concrete slabs. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, nº ST/2, Diciembre de 1978.
- 8- Aparicio A.C.: Estudio de la evolución hasta rotura por solicitaciones normales de tableros continuos de puente de hormigón armado o pretensado. Tesis Doctoral. Universidad de Santander. Abril 1980.
- 9- Fouré B., Rezendre P.C., Hoang L.H.: Problèmes de sécurité à rupture et de modélisation du comportement des poutres en béton à précontrainte extérieure. Annales de l'I.T.B.T.P. Febrero 1991, pp 46-95.