

# Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche

Hugo Corres Peiretti  
Alejandro Pérez Caldente  
Álvaro Ruiz Herranz



## 1. Introducción

En este trabajo se proyectan las pilas esbeltas del viaducto del Alberche de acuerdo con el método simplificado propuesto por las FIP Recommendations 1996 (FIP96) [1].

La solución así obtenida se comprueba con sendos análisis, no lineal mecánico y geométrico, con distintos niveles de simplificación.

En el primer análisis, las pilas se consideran en la dirección transversal como elementos aislados, libres en cabeza y empotrados en la cimentación, sometidos a las cargas que actúan a través del tablero, obtenidas según un reparto lineal y las cargas de viento que actúan directamente en la pila. Longitudinalmente, las pilas se consideran como elementos apoyados en el extremo superior y empotrados en el inferior, imponiéndose un desplazamiento longitudinal de 100 mm en el extremo superior para tener en cuenta el sistema de control del desplazamiento longitudinal dispuesto en los estribos.

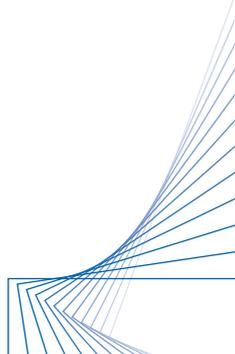
Finalmente, se ha realizado un análisis no lineal, considerando la estructura en su conjunto. En este caso, se ha supuesto un comportamiento lineal para el tablero y no lineal mecánico y geométrico para las pilas.

Por último, se han proyectado las mismas pilas de acuerdo con los procedimientos indicados en el Eurocódigo 2 (EC2) [2] y el Código Modelo 90 (MC90) [3].

## 2. Descripción de la estructura y acciones consideradas

El viaducto está constituido por cinco vanos de 38.00-56.00-66.00-52.00-34.00, con una longitud total de 246.00 m (figura 1). El trazado en planta es complejo, iniciándose con un tramo recto seguido de una clo-

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.



toide de transición y una curva de radio  $R=350.00$  m. La sección transversal está formada por dos vigas armadas doble T de acero de 2.30 m de canto y una losa de hormigón armado de canto variable de 0.15 a 0.30 m (figura 2).

Las cuatro pilas están constituidas por una sección hueca rectangular de  $4.00 \times 1.80$  m<sup>2</sup> y 0.30 m de espesor de pared, que se completa con un dintel mixto en coronación, que permite recibir el tablero. Las dos pilas centrales, P2 y P3 (figura 3), tienen 40.92 m y 44.05 m de altura, respectivamente. Las dos pilas cortas, P1 y P4 (figura 4), tienen 23.04 y 22.58 m, respectivamente. Todas las pilas se cimentan directamente sobre roca granítica.

El tablero está fijo en las pilas altas P2 y P3 y apoyado sobre neoprenos en las pilas P1 y P4 y en los estribos. En los estribos se dispone de un sistema (figura 5) que permite limitar el desplazamiento longitudinal del tablero y, por lo tanto, de la cabeza de las pilas más esbeltas, a 0.10 m.

Las características de los materiales de las pilas y los coeficientes parciales de minoración de materiales utilizados se describen en la tabla 1.

Material	$f_{ck}, f_{yk}$ [MPa]	$E_c, E_s$ [MPa]	$\gamma$
Hormigón H-250	25.0	30000	1.50
Acero pasivo AEH-500	510.0	210000	1.15

Tabla 1. Características de los materiales y coeficientes de minoración.

Para el proyecto se han utilizado las cargas y combinaciones establecidas en el Instrucción sobre Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP95) [4]. Un resumen de las cargas consideradas se describe en la Tabla 2.

Acciones	
– Permanentes(G)	
Peso propio del tablero	95.0 kN/m
Pavimento, aceras y barreras de seguridad	45.0 kN/m
Peso propio de las pilas	25.0 kN/m <sup>3</sup>
– Retracción libre hormigón tablero (G*)	
	-260 $\mu\epsilon$
– Acciones variables	
Tráfico	
Vertical	
Carga uniforme	4.0 kN/m <sup>2</sup>
Carro	600.0 kN
Horizontal	
Frenado	2.5 kN/m
Fuerza centrífuga	1.2 kN/m
Acciones ambientales	
Viento longitudinal o transversal	$\pm 2.0$ kN/m <sup>2</sup>
Temperatura del tablero	
Hormigón	$\pm 17.0^\circ$
Acero	$\pm 35.0^\circ$

Tabla 2. Acciones consideradas.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.

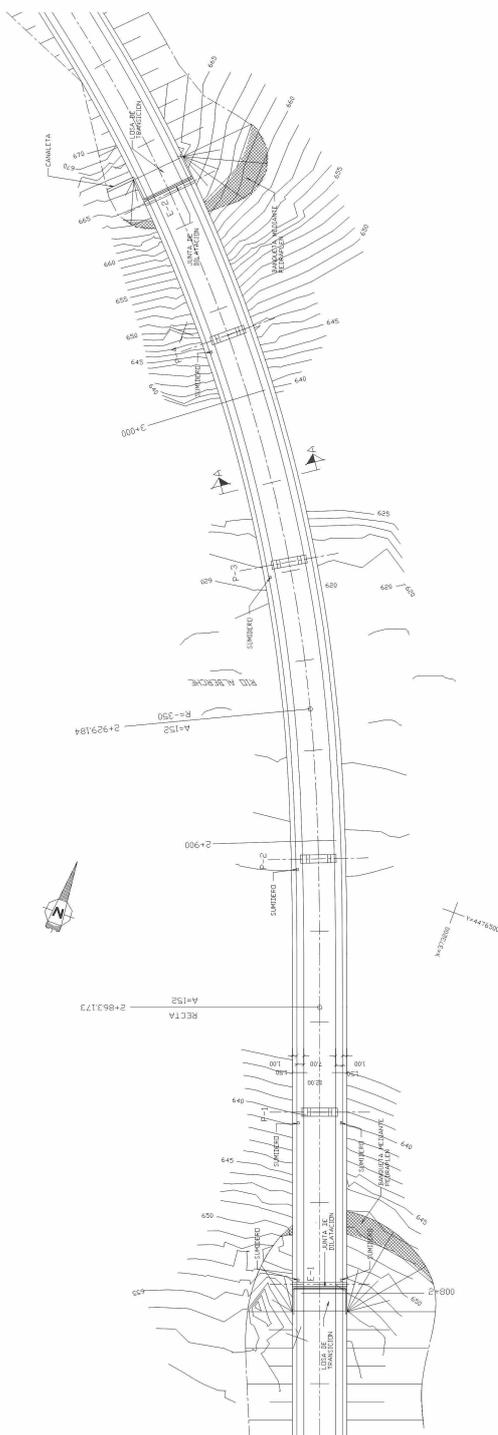
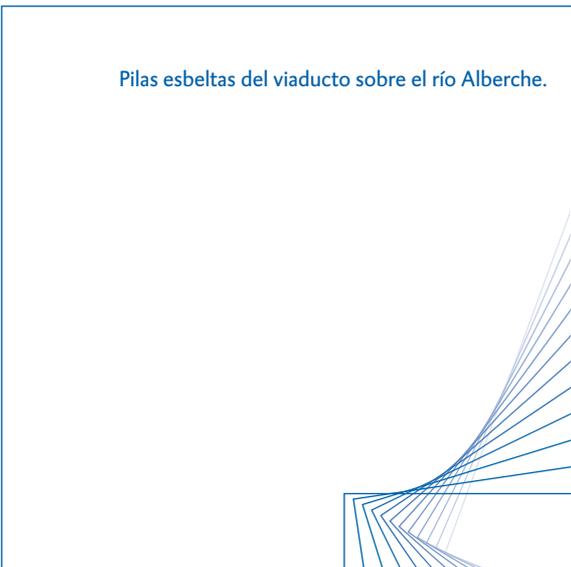


Figura 1. Planta.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.

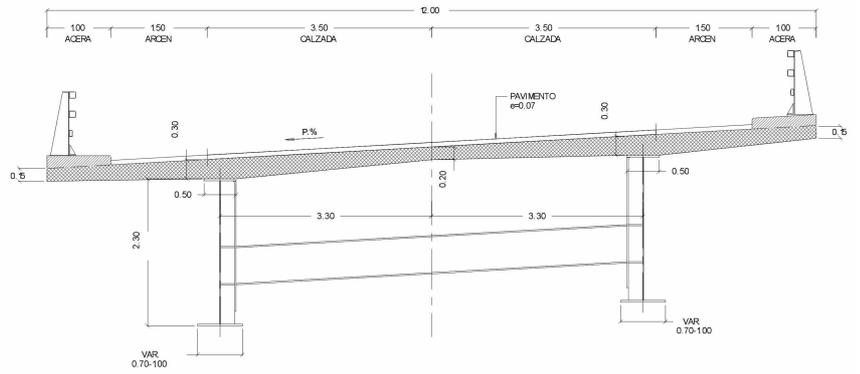


Figura 2. Sección transversal.

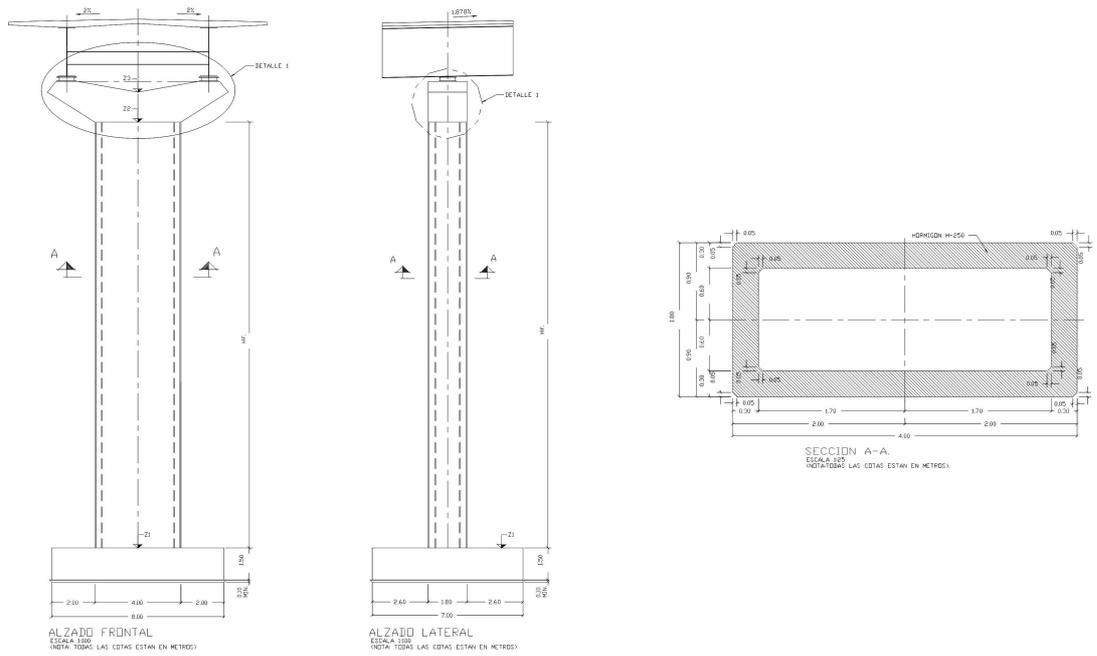


Figura 3. Pilas P2 y P3. Alzado y sección transversal.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.

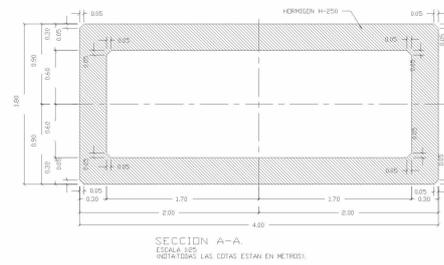
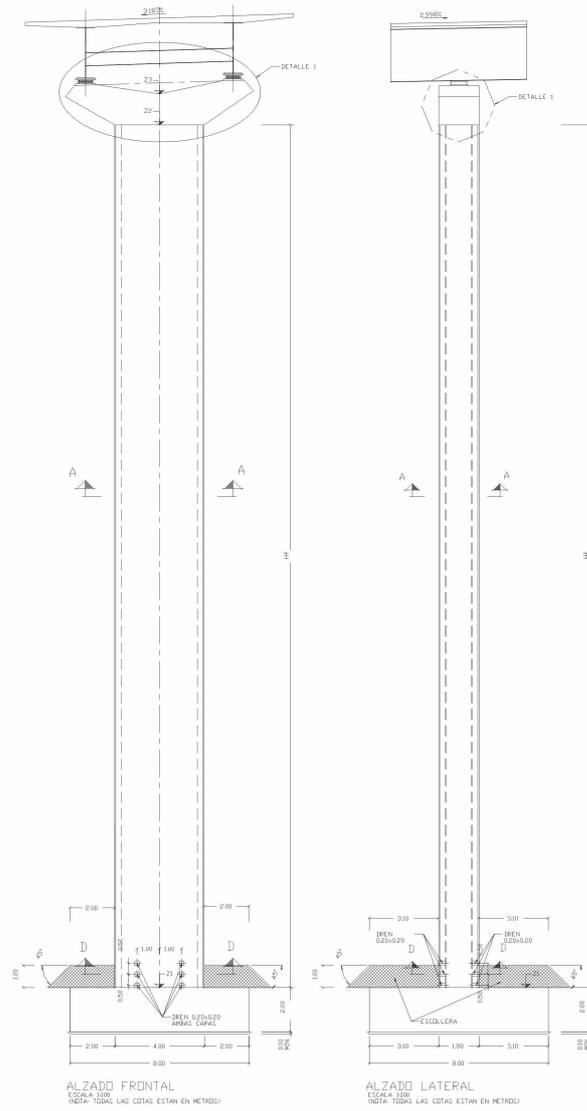
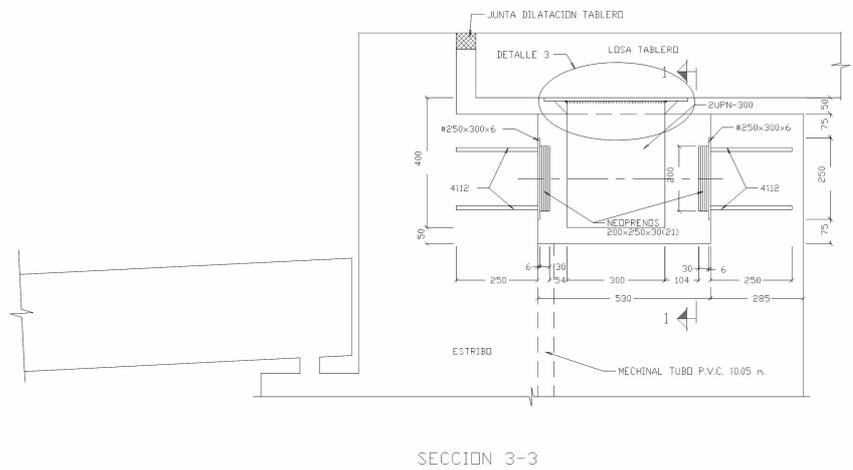
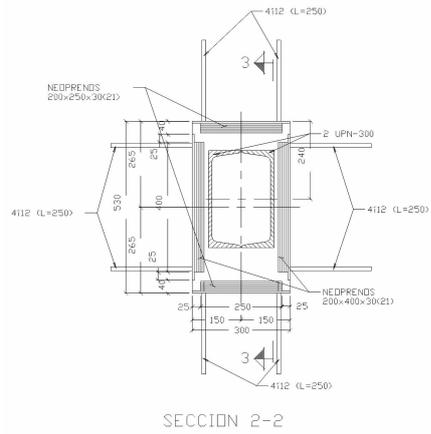
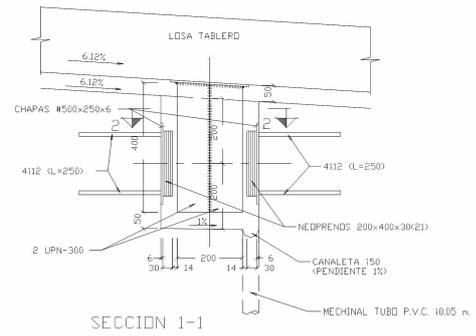


Figura 4. Pilas P2 y P3. Alzado y sección transversal.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.



DETALLE 2  
 ESCALA 1:10  
 (NETA= TODAS LAS CDTAS ESTAN EN MILIMETROS)

Figura 5. Detalle del sistema de control del desplazamiento longitudinal.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.

Los coeficientes parciales de mayoración y las combinaciones de acciones considerados se indican en las tablas 3 y 4.

Acciones	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanentes	$\gamma_G = \gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_G = \gamma_{G^*} = 1.35$
Variables	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1.50$

Tabla 3. Coeficientes parciales de mayoración de acciones.

Combinación	Descripción y criterios de combinación
I	Carga permanente más sobrecarga de tráfico actuando en la mitad de la sección del tablero y viento transversal $1.35(G+G^*) + 1.50^{\circ} Q_{\text{sobrecarga en mitad del tablero}} + 0.45^{\circ} Q_{v.\text{transversal}}$
II	Carga permanente más viento transversal $1.35(G+G^*) + 1.50^{\circ} Q_{v.\text{transversal}}$
III	Carga permanente más sobrecarga de tráfico actuando en la sección completa del tablero y viento longitudinal $1.35(G+G^*) + 1.50^{\circ} Q_{\text{sobrecarga total}} + 0.45^{\circ} Q_{\text{longitudinal}}$
IV	Carga permanente más sobrecarga de tráfico actuando en la mitad de la sección del tablero y viento longitudinal $1.35(G+G^*) + 1.50^{\circ} Q_{\text{sobrecarga en mitad del tablero}} + 0.45^{\circ} Q_{\text{viento longitudinal}}$
V	Carga permanente más viento longitudinal $1.35(G+G^*) + 1.50^{\circ} Q_{\text{viento longitudinal}}$

Tabla 4. Combinaciones de acciones consideradas.

### 3. Proyecto de acuerdo con las FIP Recommendations

Las FIP Recommendations establecen un procedimiento simplificado para soportes esbeltos aislados sometidos a flexión compuesta recta, que permite dimensionar la sección del soporte esbelto agregando una excentricidad  $e_2$ , obtenida simplifícadamente, que tiene en cuenta los efectos de segundo orden. Para flexión compuesta esviada se propone el uso de un diagrama de interacción simplificado, obtenido también a partir de la excentricidad  $e_2$ .

$$\left( \frac{M_{sd,x}}{M_{Rd,x}} \right) + \left( \frac{M_{sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \geq 1$$

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.

donde:

$M_{sd,x}$  Momento de proyecto en la dirección x, incluyendo los efectos de segundo orden.

$M_{sd,y}$  Momento de proyecto en la dirección y, incluyendo los efectos de segundo orden.

$M_{Rd,x}$  Momento resistido por la sección en la dirección x, concomitante con el axil de cálculo Nsd.

$M_{Rd,y}$  Momento resistido por la sección en la dirección y, concomitante con el axil de cálculo Nsd.

Para la obtención de  $M_{sd,x}$  y  $M_{sd,y}$  se utiliza el procedimiento establecido en el apartado 6.6.6. de la FIP96. En cada dirección:

$$M_{sd} = M_{sd}^o + M_2$$

$$M_2 = N_{sd} \cdot e_2$$

$$e_2 = (1/r) \cdot l_0^2 / 10$$

donde, definidos de acuerdo con las FIP96:

$M_{sd}^o$  Momento de cálculo de primer orden.

$M_2$  Momento debido a los efectos de segundo orden.

$e_2$  Excentricidad de segundo orden.

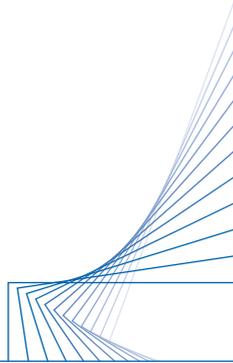
$l_0$  Longitud del soporte equivalente (longitud de pandeo).

$1/r$  Curvatura de referencia.

En el caso de las pilas de puentes las combinaciones pésimas corresponden a casos de flexión compuesta esviada. La determinación de  $l_0$  depende de la forma de vinculación entre la pilas y el tablero y de las condiciones de contorno de la estructura en su conjunto, por lo que resulta muy difícil su evaluación y, generalmente, pueden resultar valores diferentes en cada una de las direcciones principales de la sección transversal del soporte. Por último, los esfuerzos de cada pila, debidos al tablero, dependen del comportamiento general de la estructura y muy especialmente de las condiciones de rigidez de las pilas.

En este ejemplo, la determinación de los esfuerzos de primer orden en las pilas se ha realizado suponiendo un comportamiento lineal de la estructura, considerando las rigideces brutas de las secciones de las pilas y del tablero y las condiciones reales de conexión entre pilas y tablero. En las tablas 5 y 6 se muestran los esfuerzos de cálculo de primer orden para las pilas P1 y P4 y P2 y P3, respectivamente.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.



Combinación	$N_{sd}$ [KN]	$M_{sd,transversal}^o$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}^o$ [mKN]
I	14900	11300	1100
II	13250	13500	2150
III	16700	1950	3800
IV	14900	7450	3400
V	12900	200	6100

Tabla 5. Esfuerzos de cálculo de primer orden. Pilas P1 y P4.

Combinación	$N_{sd}$ [KN]	$M_{sd,transversal}^o$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}^o$ [mKN]
I	20900	19950	700
II	17700	40950	1250
III	23150	6100	2950
IV	20900	8200	2800
V	17650	750	5000

Tabla 6. Esfuerzos de cálculo de primer orden. Pilas P2 y P3.

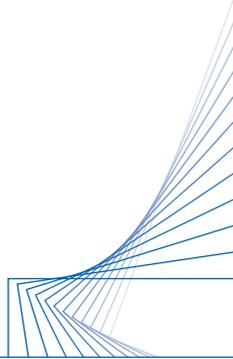
Para la determinación de los esfuerzos debidos a los efectos de segundo orden, en la dirección transversal se ha considerado que las pilas están empotradas en la cimentación y libres en la parte superior y, por tanto,  $l_0=2 \cdot l$ . De esta forma, se desprecia cualquier contribución del tablero en la estabilidad transversal de las pilas. En la dirección longitudinal, para tener en cuenta que en el proyecto se ha limitado la deformación longitudinal de las pilas a un valor máximo de 0.10 m, se ha considerado  $e_2=0.10$  m.

En las tablas 7 y 8 se indican los valores de esfuerzos de cálculo resultantes, en las dos direcciones principales, para la sección de empotramiento. Para las pilas del ejemplo la armadura se dispone constante a lo largo de toda la longitud y por lo tanto la sección del empotramiento en la cimentación resulta la más desfavorable.

Combinación	$N_{sd}$ [KN]	$M_{sd,transversal}^o$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}^o$ [mKN]
I	14900	14035	2595
II	13250	15925	3470
III	16700	5045	5460
IV	14900	10160	4890
V	12900	2540	7390

Tabla 7. Esfuerzos de cálculo, incluyendo efectos de segundo orden. Pilas P1 y P4.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.



Combinación	$N_{sd}$ [KN]	$M_{sd,transversal}^o$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}^o$ [mKN]
I	20900	30400	2780
II	17700	51685	3025
III	23150	16830	5255
IV	20900	18650	4890
V	17650	10480	6760

Tabla 8. Esfuerzos de cálculo, incluyendo efectos de segundo orden. Pilas P2 y P3.

Para determinar la armadura de dimensionamiento debe procederse iterativamente. Se propone una cuantía, se determinan los valores de  $M_{Rd}$  y  $M_{sd}$  en cada dirección y se comprueba la condición establecida por el diagrama de interacción propuesto.

En las tablas 9 y 10 se indican los valores de  $M_{Rd}$ ,  $M_{sd}$  en cada dirección, y  $(M_{sd,x}/M_{Rd,x} + M_{sd,y}/M_{Rd,y})$  para cada grupo de pilas, P1 y P4 y P2 y P3 respectivamente, para las distintas combinaciones estudiadas y para las armaduras propuestas. Para las pilas P1 y P4 la armadura elegida  $A_s=124.80\text{ cm}^2$  ( $\omega=A_s f_{yd}/A_c f_{cd}=0.11$ ), es la cuantía mínima establecida por la norma española [5]. Para las pilas P2 y P3 la armadura de diseño es  $A_s=656.63\text{ cm}^2$  ( $\omega=A_s f_{yd}/A_c f_{cd}=0.56$ ), y tal como puede observarse en la tabla 10 la combinación II resulta la condicionante del dimensionamiento.

Combinación	$N_{sd}$ [KN]	$M_{sd,transversal}^o$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}^o$ [mKN]	$\left(\frac{M_{sd,x}}{M_{Rd,x}}\right) + \left(\frac{M_{sd,y}}{M_{Rd,y}}\right) \geq 1$
I	14900	30000	15210	0.64
II	13250	28870	14160	0.80
III	16700	30920	16240	0.50
IV	14900	30000	15210	0.66
V	12900	28595	13935	0.62

Tabla 9. Diagrama de Interacción. Pilas P1 y P4.

Combinación	$N_{sd}$ [KN]	$M_{sd,transversal}^o$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}^o$ [mKN]	$\left(\frac{M_{sd,x}}{M_{Rd,x}}\right) + \left(\frac{M_{sd,y}}{M_{Rd,y}}\right) \geq 1$
I	20900	57260	31210	0.77
II	17700	57435	31090	0.99
III	23150	56780	30655	0.46
IV	20900	57260	31210	0.48
V	17650	57435	31085	0.40

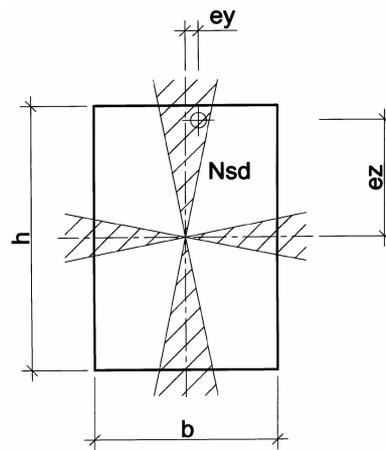
Tabla 10. Diagrama de Interacción. Pilas P2 y P3.

#### 4. Proyecto de acuerdo con el EC2 y CEB-FIP Model Code 90

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.

El EC2 y el CEB-FIP Model Code 90 establecen criterios similares entre si y al propuesto por las FIP96, para el dimensionamiento de soportes esbeltos aislados sometidos a flexión compuesta recta.

Para flexión compuesta esviada sólo establecen la posibilidad de una comprobación independiente en cada dirección, si existe una excentricidad predominante, como se indica en la figura 6.



$$\frac{e_z/h}{e_y/b} \geq \frac{1}{4} \quad \text{ó} \quad \frac{e_y/b}{e_z/h} \geq \frac{1}{4} \quad (\text{MC90})$$

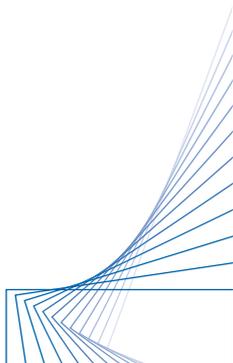
$$\frac{e_z/h}{e_y/b} \geq \frac{1}{5} \quad \text{ó} \quad \frac{e_y/b}{e_z/h} \geq \frac{1}{5} \quad (\text{EC2})$$

Figura 6. Condición para la comprobación separada en los dos planos principales.

Este tipo de propuesta es claramente insuficiente para el proyecto de pilas de puentes ya que, generalmente, las combinaciones de proyecto corresponden a flexión esviada con excentricidades no predominantes que incumplen los límites de aplicación de estos procedimientos.

En el caso del ejemplo estudiado, para las pilas P2 y P3, la combinación II que condiciona el dimensionamiento, sí es una combinación con excentricidad predominante en la dirección transversal y cumple los criterios establecidos por EC2 y MC90. En la tabla 11 se muestra la cuantía obtenida con EC2 y MC90 y se compara con las calculadas en el apartado 3. En este caso, en el que resultan aplicables los criterios de EC2 y MC90, los resultados son similares.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.



	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	$\omega$
Eurocódigo 2	64171	0.55
CEB-FIP Model Code 90	69965	0.60
FIP Recommendations 1996	65663	0.56

Tabla 11. Dimensionamiento de pilas P2 y P3, según FIP Recommendations 1996, EC-2 y CEB-FIP Model Code 90.

## 5. Comprobación no lineal

Para calibrar los resultados obtenidos en el procedimiento propuesto por FIP96 se han realizado comprobaciones con cálculo no lineal.

Para ello se ha utilizado un programa de elementos finitos que permite tener en cuenta la no linealidad mecánica, debida al comportamiento no lineal de los materiales, y la no linealidad geométrica, debida al efecto de las deformaciones sobre los esfuerzos.

Para tener en cuenta el comportamiento no lineal del hormigón se ha considerado el diagrama parábola-rectángulo descrito en la figura 7, en el que la tensión máxima se ha tomado igual a  $f_{cd}$ . Es bien sabido que el diagrama parábola-rectángulo se ha desarrollado para evaluar la capacidad resistente de secciones en estado límite último debido a tensiones normales y que subestima la rigidez para estados tensionales pequeños.

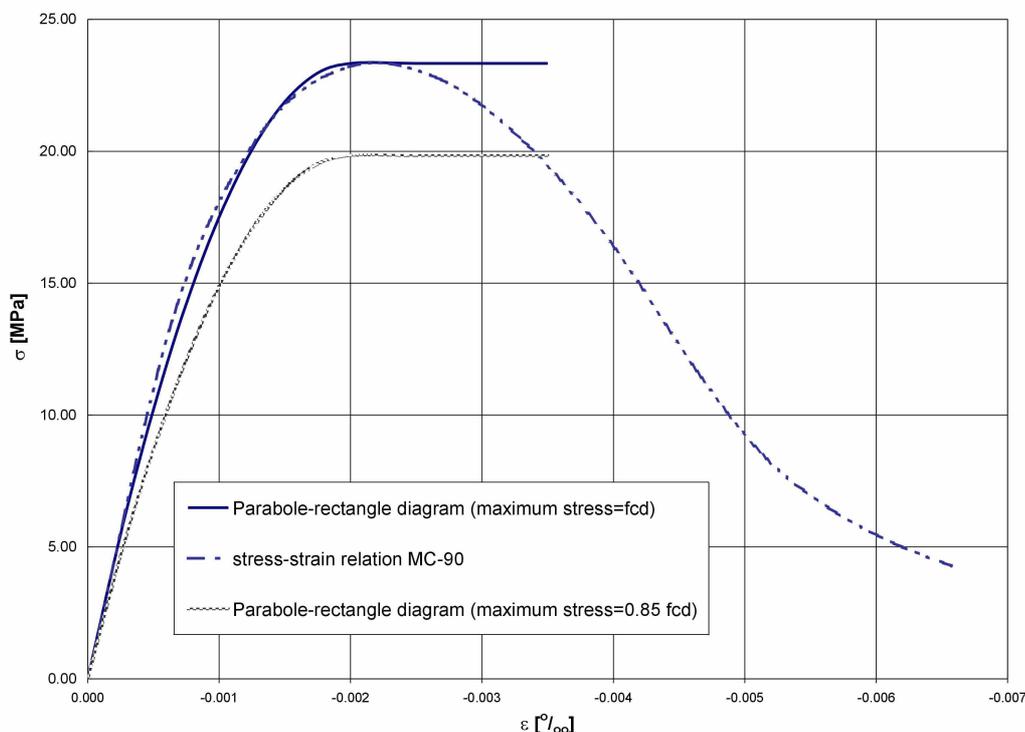
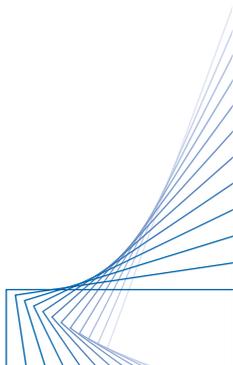


Figura 7. Ecuaciones constitutivas del hormigón.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.



Sin embargo, en otras contrastaciones realizadas [6] se ha comprobado que conduce a resultados adecuados a los que se obtienen con diagramas más precisos, como el propuesto por el MC90 (figura 7).

En el análisis realizado se desprecia la contribución del hormigón traccionado entre fisuras. Para el acero se ha utilizado un diagrama bilineal, considerando como tensión máxima el valor correspondiente al límite elástico,  $f_{yd}$ .

En todos los casos se ha comprobado la condición de carga correspondiente a la combinación II, descrita en el apartado 2, que produce las peores condiciones para las pilas altas. Se ha estudiado inicialmente una condición de cargas mayoradas idéntica a la de la combinación II y luego se ha incrementado la carga horizontal debida al viento, hasta conseguir la carga de colapso de la estructura. Los resultados de la tabla 12 corresponden al análisis no lineal de una pila esbelta aislada (figura 8) empotrada en la cimentación y libre en cabeza, sometida a las mismas cargas consideradas para le dimensionamiento de la armadura del apartado 3.

En este caso, las cargas verticales y horizontales que provienen del tablero, en la dirección transversal, se obtienen de un reparto lineal en función de las rigideces brutas de las distintas pilas. En el sentido longitudinal se ha considerado un desplazamiento impuesto de 0.10 m, para tener en cuenta el límite del movimiento permitido por el sistema estructura elegido. Los resultados obtenidos indican que con la armadura definida de acuerdo con las FIP96, el soporte es estable para las cargas mayoradas correspondientes a la combinación II y alcanza la rotura sólo si se aumenta la carga horizontal de viento por un valor de  $\beta=1.2$ .

	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd,transversal}$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}$ [mKN]
Esfuerzos de primer orden	17700	40950	1250
Capacidad resistente última $\beta=1.20$	17700	62280	1535

Tabla 12. Análisis de la capacidad resistente última de la pila aislada. Pilas P2 y P3.

Por último, se ha realizado un análisis no lineal de la estructura completa (figura 9) y los resultado se indican en la tabla 13. En este caso, el tablero se ha considerado con un comportamiento lineal y las pilas con un comportamiento no lineal mecánico y geométrico. Resultados obtenidos en otros trabajos [6] ponen de manifiesto que el comportamiento no lineal del tablero tiene poca influencia en los resultados de un análisis estructural de este tipo.

Como en el análisis anterior, la estructura se comprueba inicialmente para las condiciones de carga correspondientes a la combinación II, para la que resulta estable, y luego se aumenta la carga horizontal de viento transversal hasta alcanzar la rotura. En la tabla 13 se muestra que la

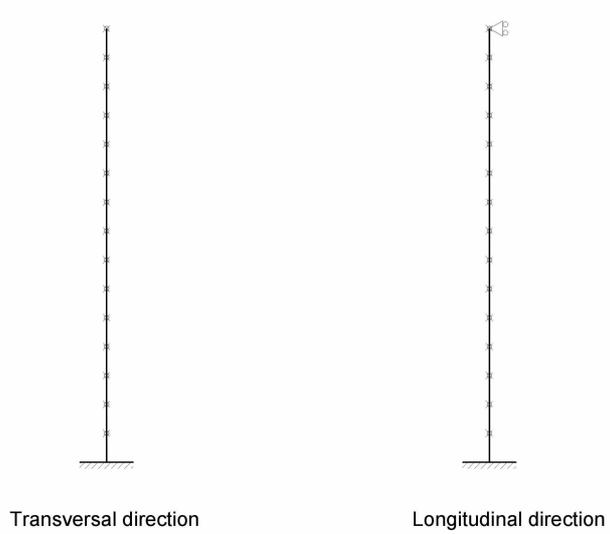
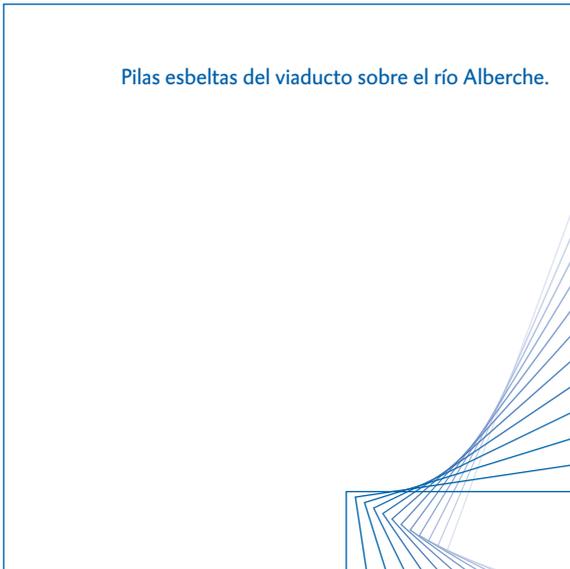


Figura 8 Modelo de cálculo. Análisis no lineal de la pila aislada.

carga mayorada de viento transversal, correspondiente a lo considerado en la combinación II, debe multiplicarse por un factor  $\beta=1.80$  para producir el colapso de la estructura.

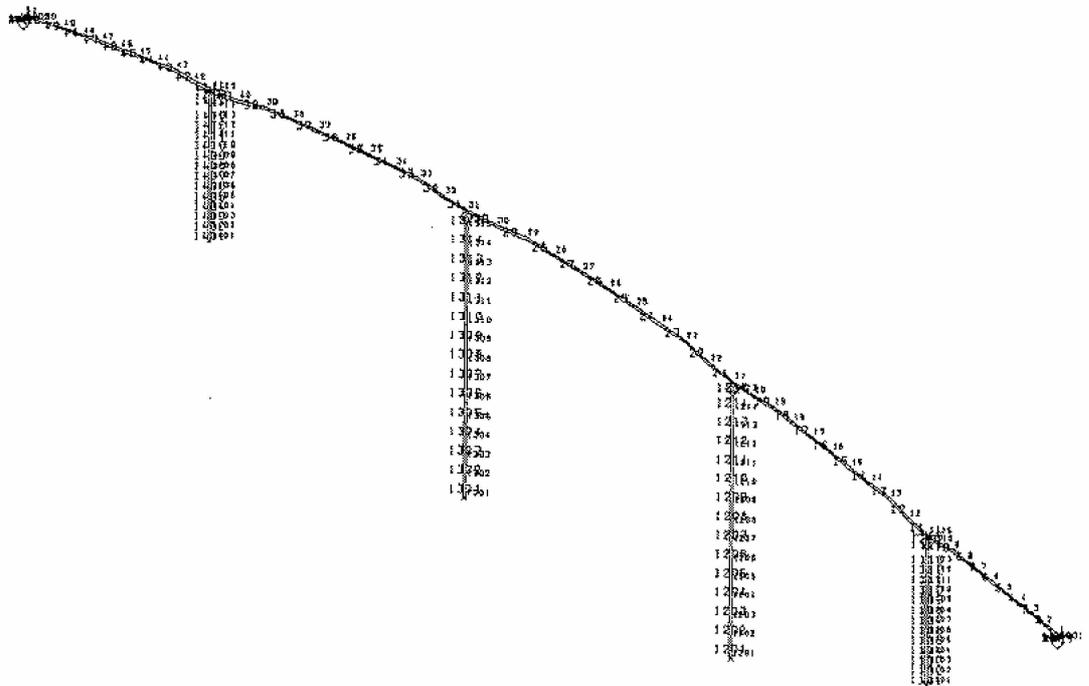


Figura 9. Modelo de cálculo. Análisis no lineal de la estructura completa.

Pilas esbeltas del viaducto sobre el río Alberche.

	$N_{sd}$ [KN]	$M_{sd,transversal}$ [mKN]	$M_{sd,longitudinal}$ [mKN]
Esfuerzos de primer orden	17700	40950	1250
Capacidad resistente última $\beta=1.80$	17700	60815	1345

Tabla 13. Análisis de la capacidad resistente última de la estructura . Esfuerzos en pila P2 y P3.

## 6. Consideraciones finales

El método propuesto en las FIP96 permite el estudio de pilas esbeltas de puentes, sometidas a flexión compuesta esviada, y conduce a resultados razonables y suficientemente seguros, de acuerdo con los resultados de comprobaciones más precisas mediante cálculo no lineal.

## 7. Referencias

- [1] FIP Recommendations 1996. 'Practical Design of Structural Concrete'. International Federation for Prestressing. May 1998
- [2] Eurocode 2 (1989). Eurocode 2, Design of concrete structures. European Committee for Standardisation. 1989.
- [3] CEB-FIP Model Code (1990). CEB-FIP Model Code for concrete structures, Euro-International Committee for Concrete, Bulletin n° 213/214, Lausanne, May 1993.
- [4] Spanish Code of Loads on Road Bridges (1995). IAP Instrucción sobre Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. Madrid, April 1997.
- [5] Spanish Reinforced Concrete Code (1991). EH-91 Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en masa o armado. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Madrid, 1992.
- [6] Working Group 'Design Examples'. FIP Commission 3. Meeting in Madrid, on 24th and 25th October 1997.