

Proyecto de Construcción del Viaducto Mesón de Calvos

Construction Project of Mesón de Calvos bridge

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez^a, Jorge Eloy de Vena Retuerto^b, Pablo Carrión Mantilla^c, Fátima Otero Vieitez^d, Luis García Vega^e

^aDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ORRAMOS INGENIERÍA CEO. Universidad de Cantabria.

oramos@orramoseng.com

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Proyecto. ORRAMOS INGENIERÍA. jdevena@orramoseng.com

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de Puentes. ORRAMOS INGENIERÍA. pcarrión@orramoseng.com

^dIngeniera de Caminos, Canales y Puertos. Directora Técnica General. Grupo Puentes. foter@grupopuentes.com

^eIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Oficina Técnica - Estructuras y Montajes. Grupo Puentes. lvega@grupopuentes.com

RESUMEN

El Viaducto Mesón de Calvos, enmarcado en el “Proyecto de Construcción de Plataforma de Integración Urbana y Acondicionamiento de la Red Ferroviaria de Ourense”, permite el cruce de la línea de alta velocidad sobre la carretera N-525 y sobre el río Mesón de Calvos. El viaducto tiene una longitud de 387 m dividida en 9 vanos de 45 m de vano. Se describen en este artículo los aspectos más significativos del diseño, relacionados con las características singulares de alguna de las cimentaciones profundas y del encaje geométrico del pretensado del tablero.

ABSTRACT

Mesón de Calvos bridge, included in “Proyecto de Construcción de Plataforma de Integración Urbana y Acondicionamiento de la Red Ferroviaria de Ourense”, allows the high speed railway to cross both the N-525 road and the Mesón de Calvos river. The bridge is 387 m long, and it is divided into 9 spans of 45 m length. The specific nature of the structure itself as well as the environment in which the structure is located resulted in some challenges. These are related to the soil strata and a low height/span length coefficient, which made difficult the geometrical design of the prestressing and the reinforcement distribution in order to avoid any defect during the concrete pouring.

PALABRAS CLAVE: cimbra autolanzable, ferrocarril de alta velocidad, hormigón pretensado, encepado cimentado en varios materiales, puesta en obra hormigón

KEYWORDS: movable scaffolding system, high speed railway, prestress concrete, pile cap founded on different materials, concrete pouring

1. Introducción

El viaducto se ubica entre los PKs 1+510.75 y 1+897.75 de la traza, con una longitud de 387 m dividida en 9 vanos de 36 m de longitud para los dos vanos extremos y 45 m de longitud para el resto de los vanos.

Durante la fase de obra se realizaron las modificaciones pertinentes en el encaje de vanos para permitir la construcción de la estructura con los medios auxiliares propios del contratista. Particularmente se reubicó la posición de las pilas, permitiendo conseguir una longitud de vano tipo de 45 m para siete de los nueve vanos del viaducto, y se ajustó la geometría de la sección transversal del tablero.

La razón principal de la redistribución de vanos fue la de conseguir una longitud de vano idéntica en la mayoría de los vanos posibles para así mantener iguales las maniobras de la autocimbra utilizada para la ejecución del tablero en cada una de las puestas. Las principales dificultades a la hora de realizar el nuevo encaje fueron las de garantizar los gálibos horizontales y verticales mínimo exigidos tanto para con el río Mesón de Calvos, como con la carretera N-525, cuyo tráfico se debía de mantener en servicio durante la ejecución del Viaducto.

Por otro lado, la modificación de la sección transversal se realizó para poder reutilizar los encofrados y demás elementos auxiliares de otros viaductos similares de la línea, permitiendo acortar el plazo de inicio de los trabajos de ejecución de la superestructura.

A pesar de tratarse de una tipología de estructura utilizada con anterioridad en diferentes Proyectos de las líneas de alta velocidad españolas, las condiciones particulares del Viaducto de Mesón de Calvos llevaron a algunas singularidades en su diseño. Los retos

planteados durante su diseño fueron la presencia de cimentaciones profundas con pilotes cimentados en diferentes estratos y el análisis detallado de la distribución de armadura pasiva de tablero, teniendo en cuenta los cruces de los tendones de pretensado, para garantizar el puesta en obra del hormigón de manera óptima.

2. Descripción de la Estructura

El puente se ubica en una alineación curva en planta con dos tipos de curva. La primera curva se desarrolla entre el inicio del viaducto, localizado en el P.K. 1+510.75, y el P.K. 1+741.48 y se corresponde con una clotoide de parámetro A igual a 868,332 con un radio de 12,600 m en estribo 1 y de 2,600 m al final de la clotoide. Desde el P.K. 1+741,48 hasta el final del viaducto, P.K. 1+897.75, se desarrolló una curva circular de radio 2,600 m. En cuanto al trazado en alzado el puente se ubica en un trazado constante con una rampa longitudinal del 0,79% (ascendente desde el estribo 1 hasta el estribo 2).

2.1 Superestructura

El tablero consta de nueve vanos con una distribución de 36 m en los vanos extremos y 45 m en los intermedios, dando lugar a una longitud total de 387 m. Se trata de una sección cajón de 13,60 m de anchura de tabla superior, 5,50 m de anchura de tabla inferior, 3,05 m de canto máximo, voladizos de 3,36 m y bombeo del 2 %.

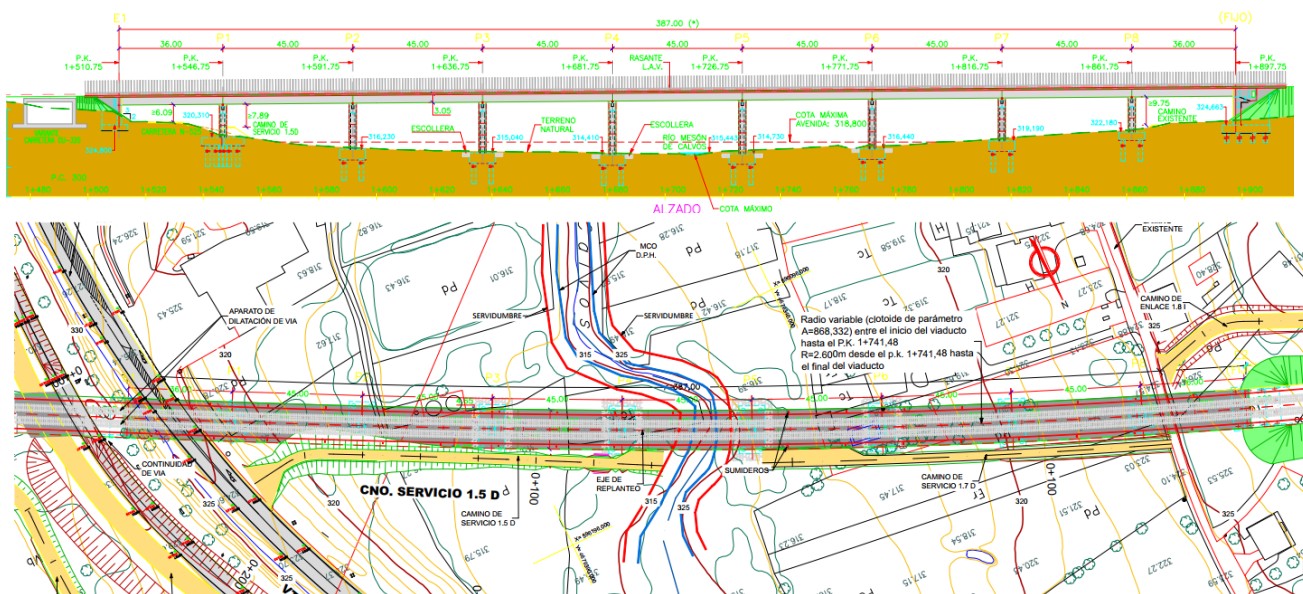


Figura 1. Vistas en alzado y planta de la estructura

El tablero se construye mediante cimbra autolanzable comenzando desde el Estribo 2, que además de ser el punto fijo durante la construcción, será el punto fijo definitivo. Debido a las limitaciones de gálibro vertical, para la ejecución del vano 1 entre el estribo 1 y la pila 1, se realizará un desvío provisional de la carretera N-525 a la carretera OU-320 para poder mantener el tráfico de la carretera N-525 en servicio durante su construcción.

El ancho de la plataforma de vías entre muretes guardabalasto es de 9,70 m, siendo 2,15 m la distancia entre el eje de vía y el eje de tablero. El espesor de balasto bajo traviesa es de 0,40 m.

Los diafragmas de estribo 1 y de pilas tienen una longitud de 2,0, mientras que el diafragma del estribo fijo (estribo 2) tiene una longitud de 2,3 m, siendo 1,3 m desde el eje de apoyos hacia el estribo y de 1,0 m de eje de apoyos a pila 8.

El tablero se apoya en la subestructura por medio de dos apoyos POT por línea de apoyo, siendo uno de los apoyos libre en ambas direcciones y el otro guiado únicamente en sentido longitudinal del viaducto. La separación entre apoyos es de 4,00 m en estribos y de 3,80 m en pilas.

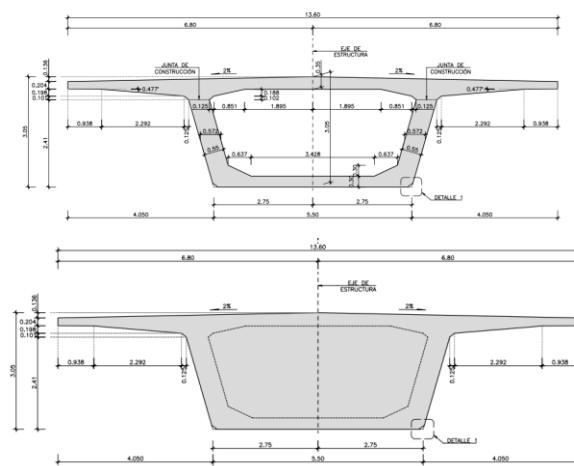


Figura 2. Secciones transversales tipo y de diafragma

2.2 Estribos

El estribo 1 tiene una altura total de 11,27 m, medidos desde la base del encepado hasta el punto alto del murete y está formado por un muro frontal de 1,60 m de canto y un murete de 0,50 m de canto. Lateralmente la tierra se contiene mediante muros en vuelta de 1,00 m de canto.

La cimentación del estribo 1 se resuelve mediante cimentación directa. Dicha cimentación tiene 9,00 m en sentido longitudinal del puente, 14,10 m en sentido transversal y un canto de 2,00 m.

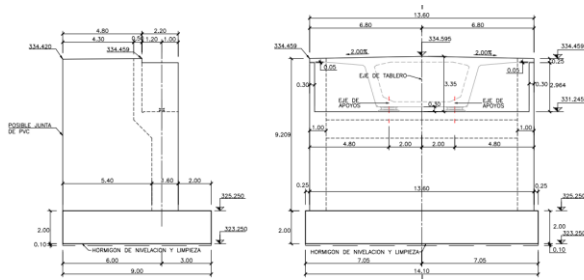


Figura 3. Estribo 1

El estribo 2, donde se materializa el punto fijo del puente frente a acciones longitudinales, tiene una altura total de 15,14 m medida desde la parte superior del encepado hasta el punto alto del murete. Este estribo está formado por un muro frontal de 2,75 m de canto y un murete de 4,55 m de canto donde se aloja la cámara de tesado. Lateralmente la tierra se contiene mediante muros en vuelta de 1,00 m de canto. El punto fijo se resuelve por medio de 6 tendones de 21 cordones de 150 mm² que se anclan en la cámara de tesado situada en el propio estribo y que comprimen el tablero contra el estribo a través de 8 neoprenos.

La cimentación del estribo 2 se resuelve con 16 pilotes de 1,50 m de diámetro espaciados 4,50 m en longitudinal y 4,00 m en transversal. El encepado tiene unas dimensiones en planta de 16,00 m en la dirección del puente y 14,50 m en la dirección transversal y un canto de 2,75 m.

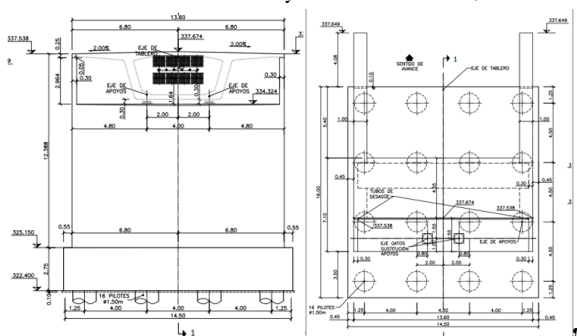


Figura 4. Estribo 2



Figura 5. Recinto de excavación. Estribo 2

2.3 Pilas

Las pilas tienen una altura variable entre los 6,00 m y los 18,00 m aproximadamente. Dichas pilas se materializan con una sección rectangular de 5,50 x 2,70 m con los bordes achaflanados y con un rehundido de 1,30 m de longitud y 0,10 m de profundidad. Los primeros 3 m, correspondientes a la cabeza de pila son macizos con el único espacio del hueco para inspección de aparatos de apoyo, mientras que el resto de la pila es hueca.

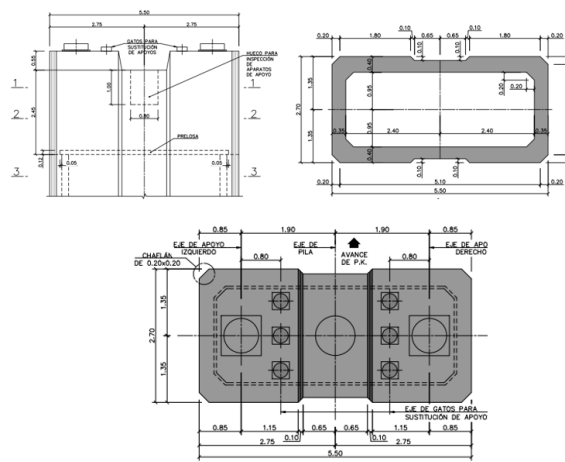


Figura 6. Alzado frontal y secciones de pila



Figura 7. Vista de las pilas una vez construidas.

La cimentación de las pilas 1 y 8 se resuelve mediante encepados de 6 pilotes de 1,50 m de diámetro con espaciamiento de 3,75 m en sentido transversal al puente y de 6,00 m en longitudinal. El encepado tiene unas dimensiones de 10,00 m en sentido transversal, de 8,50 m en sentido longitudinal y canto de 2,25 m.

m. La cimentación de la pila 1 se dispone esviada 50° para colocarla paralela a la carretera N-525.

La cimentación del resto de pilas se resuelve mediante encepados de 8 pilotes de 1,50 m de diámetro con espaciado de 3,75 m en sentido transversal al puente y de 6,00 m en longitudinal. El encepado tiene unas dimensiones de 13,75 m en sentido transversal, de 8,50 m en sentido longitudinal y canto variable de 2,25 m en extremo y 3,25 m bajo pila.

Debido a la variación abrupta de la cota de la roca en las pilas 1 y 3 tal y como se describe en el Anejo Geotécnico, estas cimentaciones han sido diseñadas con parte de los pilotes cimentados en roca y parte en Jabre.

3. Singularidades en las cimentaciones

3.1 Encepados apoyados en diferentes materiales

La cimentación de las pilas se encuentra altamente condicionada por las características geotécnicas propias del emplazamiento y la situación de la carretera actual, la cual se mantiene en funcionamiento durante la ejecución del viaducto.

En el caso de la cimentación de la pila 1, la cual se dispone paralela a la carretera N-525, los pilotes se empotran mayoritariamente en jabre, salvo uno de ellos cuyo empotramiento se realiza en roca.

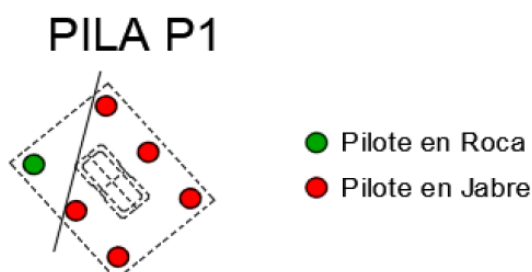


Figura 8. Estrato de empotramiento de pilote. Pila 1

En el caso particular de la cimentación de la pila 3, el apoyo se realiza sobre tres estratos diferentes, estando todos los pilotes situados a

Pk+ empotrados en roca superficial, mientras los pilotes a Pk- se empotran o en jabre o en roca profunda (Fig. 9).

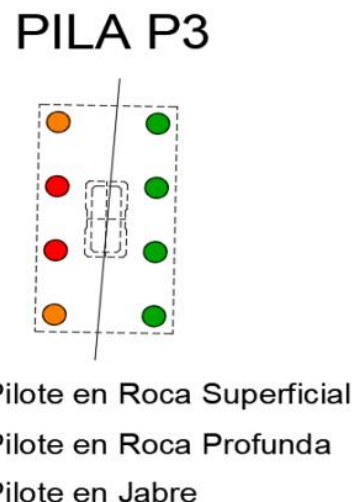
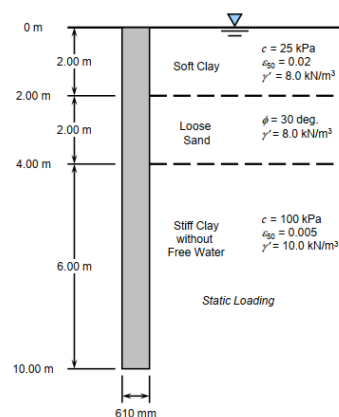


Figura 9. Estrato de empotramiento de pilote. Pila 3

3.2 Metodología de diseño de las cimentaciones

En el caso de las cimentaciones del Viaducto Mesón de Calvos, y debido a las singularidad de contar con apoyo en diferentes materiales, estas se han diseñado mediante el uso de curvas p-y.

Las curvas p-y relacionan la respuesta del terreno con la deformación del pilote para pilotes sometidos a cargas horizontales tanto estáticas como dinámicas.



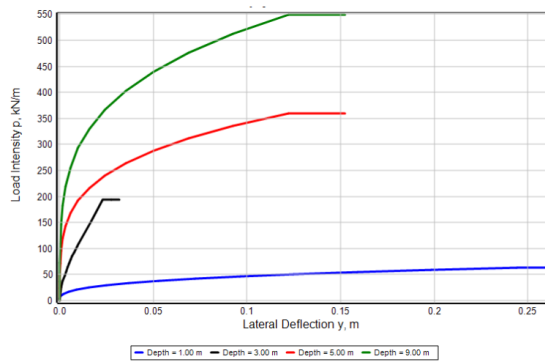


Figura 10. Ejemplo de curvas p-y para diferentes profundidades

El diseño de los pilotes de los encepados de pilas 1 y 3 se realizó mediante modelo de elementos finitos de cimentación aislada de encepado y pilotes. El encepado se modeló como un elemento tipo shell, mientras que los pilotes se modelaron como elementos tipo viga, cada uno con la longitud necesaria para empotrar en su estrato correspondiente.

A cada uno de los pilotes se les asignó las diferentes familias de curvas p-y a lo largo de su profundidad.

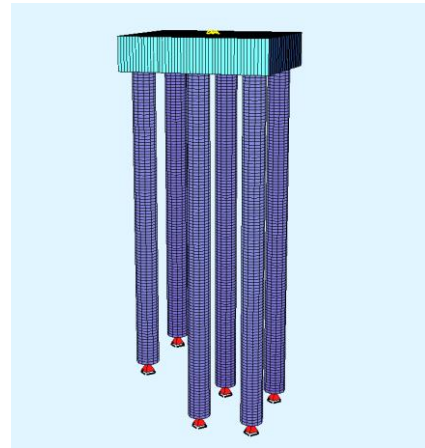


Figura 11. Modelo de cálculo. Pila 1

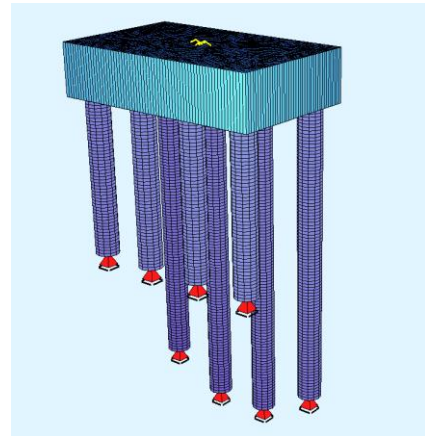


Figura 12. Modelo de cálculo. Pila 3

CURVAS p-y - PILOTE INDIVIDUAL

PROYECTO: AVE Tramo Taboada-Túnel de Rante
STRUCTURA: Viaducto de Módulo de Calvos
ELEMENTO: Pila P1 - Caso de Pilotes Apoyados en Jabre

DIÁMETRO: 1500 mm

CARGA CÍCLICA (2 Ciclos)

Cota Pilote: 317.6 m

Cota Terreno: 320.8 m

Factor multiplicador por efecto grupo, P_{gr}
milímetro lineal a lo largo de la longitud del pilote

1.0

Prof.	Cota	Material	LPILE		RIGIDEZ LATERAL
			y	p	K
[m]	[m]	[-]	[m]	[kN/m]	[kN/m ³]
1	0.5	317.1	0	0	36564
			0.0043	238.03	27552
			0.0062	257.06	22386
			0.0081	271.99	19017
			0.0100	284.40	16601
			0.0119	295.09	14786
			0.0137	304.51	13367
			0.0156	312.98	12223
			0.0175	320.67	11280
			0.0194	327.75	10493
			0.0212	334.30	9816
			0.0231	340.41	9230
			0.0250	346.14	8639
			0.0268	351.40	8043
			0.0286	356.18	7443
			0.0304	360.48	6839
			0.0322	364.21	6231
			0.0340	367.38	5619
			0.0358	370.00	5003
			0.0376	372.07	4383
2	1.5	316.1	0	0	46425
			0.0042	291.09	35444
			0.0061	312.72	29131
			0.0080	347.82	24943
			0.0099	368.91	21871
			0.0118	387.24	19723
			0.0136	403.53	17955
			0.0155	418.77	16514
			0.0174	431.75	15328
			0.0193	444.21	14327
			0.0212	455.82	13463
			0.0231	466.70	12719
			0.0250	476.95	12093
			0.0268	486.58	11566
			0.0286	495.18	11093
			0.0304	502.74	10651
			0.0322	509.26	10239
			0.0340	514.74	9851
			0.0358	519.18	9483
3	2.5	315.1	0	0	56348
			0.0027	229.90	40705
			0.0048	290.45	33208
			0.0068	327.22	28516
			0.0088	376.41	25301
			0.0108	410.64	22896
			0.0129	441.33	21041
			0.0149	469.32	19534
			0.0169	495.18	18298
			0.0189	519.29	17246

Material	z Ini	z Fin	EL. Ini	EL. End	y'	Tipo	Sand		Rock		RQD	k _{so}
							Ø	k	q _{ult}	E _p		
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[kN/m ²]	[kPa]	[kPa]	[%]	[-]
1	-3.2	0.2	320.8	317.4	10.0	Sand Reese	30					
2	0.2	8.8	317.4	308.8	11.0	Sand Reese	32	14,829				
3	8.8	18.8	308.8	298.8	11.0	Sand Reese	34	20,369				
4	18.8	35.0	298.8	282.6	11.0	Sand Reese	35	23,240				
5												
6												

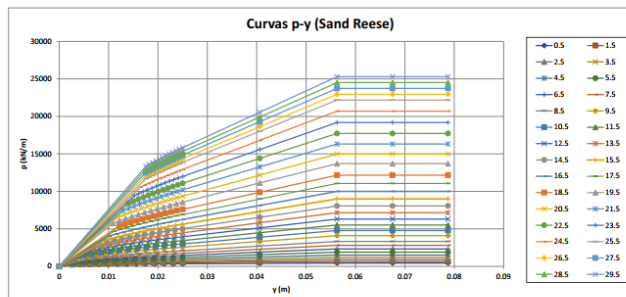


Figura 13. Curvas p-y. Pila 1

Asimismo, el hecho de que coexistan en un mismo encepado pilotes empotrados en la roca y pilotes empotrados en el jabre da lugar a diferencias de rigidez sustancial que se tuvieron en cuenta en el diseño estructural. Para tener en cuenta esta diferencia de rigideces se colocó un muelle vertical en la punta de cada pilote con la rigidez del coeficiente de balasto vertical de cada material.

Por tanto, los modelos de cálculo desarrollados no solo permitieron realizar un análisis preciso del comportamiento suelo-pilote, sino que también permitió analizar la interacción e influencia de las diferentes rigideces del conjunto pilote-terreno en la distribución de esfuerzos y deformaciones en cada uno de los pilotes del encepado.

3.3 Asientos

Otra de las dificultades encontradas durante el diseño de la estructura fue la determinación de los asientos verticales. Las altas rigideces asociadas a la estructura de ferrocarril junto a la relación canto/luz de este viaducto provocaron una fuerte dependencia del diseño del tablero a los asientos diferenciales considerados.

El viaducto se sitúa sobre un complejo perfil geotécnico y las prospecciones complementarias ejecutadas en la fase de obra revelaron la existencia de un gran número de fallas que compartimentaban la zona del vano comprendida entre las pilas 2 y 6.



Figura 14. Perfil geológico pila 5

A pesar, de las prospecciones llevadas a cabo, no se pudo afirmar con certeza la

inclinación de las fallas ni su orientación en planta, lo que resultó en la imposibilidad que

cimentaciones se veían realmente afectadas. Debido a esta incertidumbre, se realizó un análisis pila a pila determinando de manera conservadora los posibles asientos diferenciales para su consideración en el cálculo.

4. Aspectos relevantes en el diseño del tablero

4.1 Frentes de fase

Uno de los aspectos relevantes en el diseño de los tableros de los puentes construidos vano a vano por autocimbra es la resolución de la continuidad del pretensado en los frentes de fase.

Tradicionalmente esta continuidad se ha resuelto de dos formas: por un lado, uso de acopladores en los tendones de pretensado, y por otro, cruce de los anclajes activos y pasivos de los tendones de la fases anterior y posterior. En general, por cuestiones relativas a la inspección y mantenimiento del puente, el segundo método suele ser preferible y es el más usado comúnmente.

No obstante, cuando el canto de la sección cajón es pequeño, no hay espacio suficiente en el alma para poder alojar todos los anclajes de los tendones que se cruzan en el frente de fase. Esto ocurre cuando las luces de los vanos están en el rango de los 30-40 m (se ha de recordar aquí que por encima de los 30 m de luz la norma NAP 2-0-0.1 de ADIF [1] se decanta por el uso de secciones cajón de ferrocarril (L/12 a L/17, referencia [2]) conducen a cantos inferiores a los 3.00 m. En estos casos se suele optar por la utilización de acopladores de pretensado que, si bien tienen el inconveniente ya indicado de no permitir su inspección una vez hormigonados, simplifica el trazado del pretensado y la disposición de armadura pasiva en los frentes de fase. Un ejemplo del empleo de acopladores (Fig. 15 y 16) se puede ver en el Viaducto de

Cortijo de Roperos [3], en el que se tiene un canto de 2.75 m, para un vano tipo de 39 m.

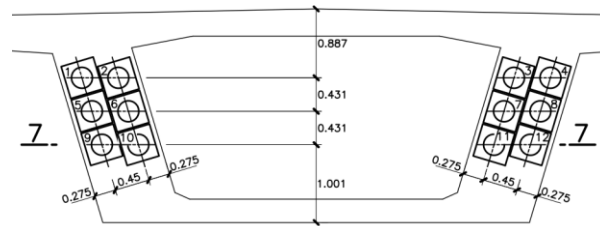


Figura 15. Sección de frente de fase del Viaducto de Cortijo de Roperos.

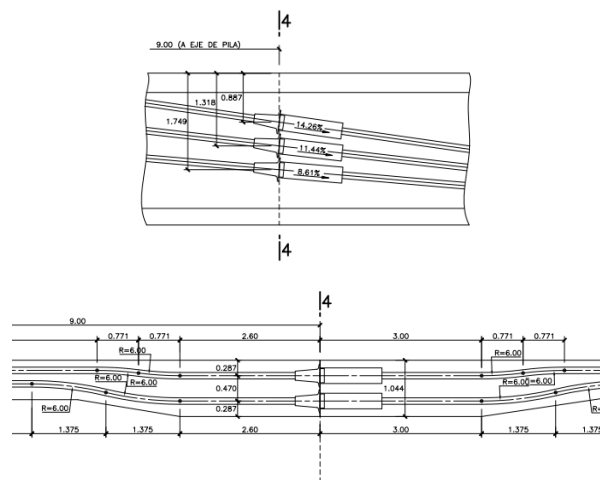


Figura 16. Alzado y planta del frente de fase del Viaducto de Cortijo de Roperos.

En el caso del Viaducto de Mesón de Calvos, la sección cajón tiene un canto de 3.05 m, por lo que se ha optado por cruzar los anclajes activos y pasivos del pretensado en el frente de fase, de forma que sea posible la inspección de estos una vez hormigonado el tablero. Para realizar el cruce de los tendones se ha recurrido a disponer los anclajes en unas cuñas de hormigón situadas por completo en la fase anterior del hormigonado (Fig. 17).

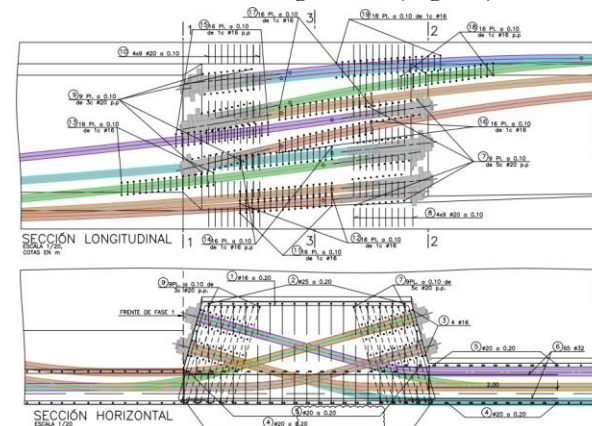


Figura 17. Alzado y planta del frente de fase del Viaducto de Mesón de Calvos.

La disposición de la cuña de anclaje solamente en la fase anterior y el disponer todos los anclajes (tanto activos como pasivos) en la cuña, presenta una serie de ventajas respecto a otros diseños en los que la cuña penetra en la fase posterior y en los que el anclaje activo se dispone en el alma (Fig. 18). En efecto, la solución adoptada en el Viaducto de Mesón de Calvos permite separar los anclajes activos de la armadura de arrastre, con lo que se evitan interferencias con los gatos de tesado. Además, la geometría más sencilla de la cuña facilita las labores de desencofrado.

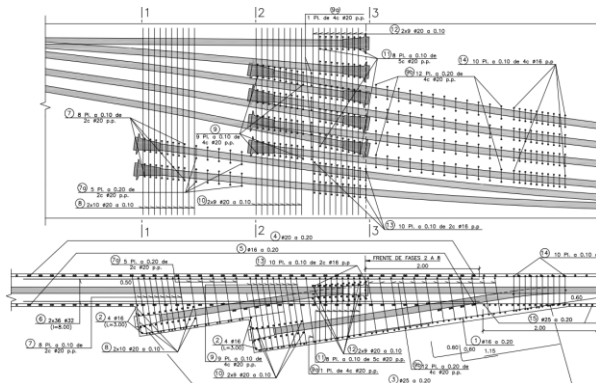


Figura 18. Alzado y planta del frente de fase del Viaducto sobre Rambla Almocáizar [4].

4.2 Trazado del pretensado

En este tipo de puentes es habitual que el pretensado discorra únicamente por las almas (Fig. 19). Este diseño presenta ventajas, tales como un replanteo del pretensado en obra bastante sencillo, como evitar interferencias con los cercos del alma.

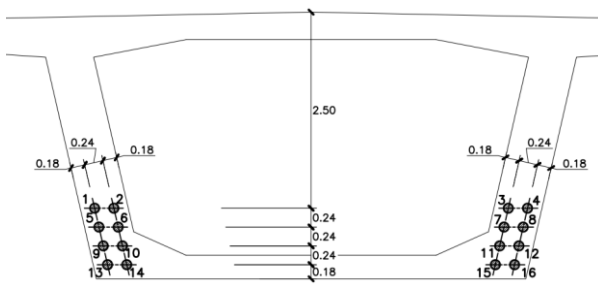


Figura 19. Viaducto sobre Río Guadalhorce y A-92. Pretensado. Sección de vano [5].

En el Viaducto de Mesón de Calvos se ha optado, sin embargo, por desplazar en planta los tendones de pretensado hacia las tablas inferior y superior de la sección (Fig. 20 y 21). De esta

manera, se consigue aprovechar mejor la excentricidad del pretensado, con lo que este es más eficiente y se consiguen optimizar su cuantía (con ahorros alrededor del 25% sobre la cuantía de pretensado que se obtendría sin permitir que los tendones abandonasen las almas).

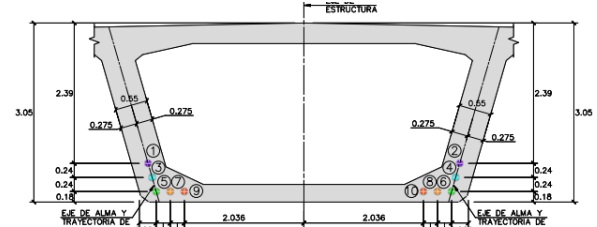


Figura 20. Viaducto Mesón de Calvos. Pretensado. Sección de centro luz.

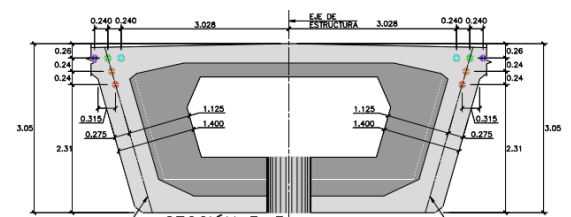


Figura 21. Viaducto Mesón de Calvos. Pretensado. Sección de pila.

Por otra parte, con un cuidadoso estudio y detallamiento de la armadura de las almas y de las cartelas de la sección, es posible soslayar las interferencias de los movimientos en planta de los tendones con estas armaduras. Así, en el Viaducto Mesón de Calvos se han realizado cortes transversales de la sección del tablero cada 0.20 m (coincidiendo con la separación de las barras de armadura transversal), en los que se ha representado la posición de los tendones y de la armadura.

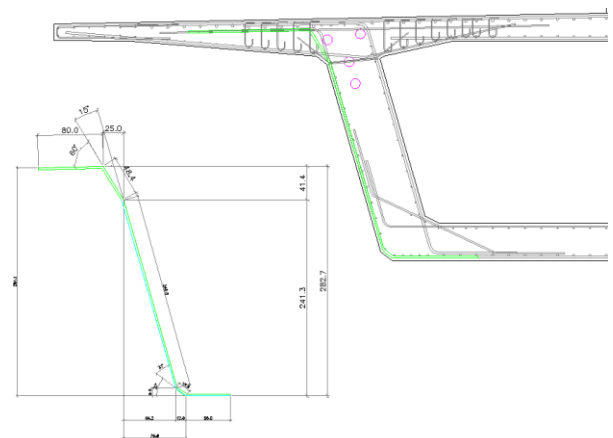


Figura 22. Viaducto sobre Río Guadalhorce y A-92. Pretensado. Sección de vano [5].

De este modo, se identificó, con antelación a la puesta en obra, los conflictos existentes entre los tendones y las armaduras, con lo que fue posible modificar las formas de estas últimas para adaptarlas al trazado de los tendones y evitar cortes de barras de armaduras en obra (Fig. 22).

4.3 Detallamiento de las zonas con alta densidad de armadura

En este tipo de puente también resulta habitual que se produzca una alta concentración de armaduras en los diafragmas de pilas y estribos, así como en los frentes de fase. En efecto, en estas zonas se han de añadir las armaduras locales de anclaje, arrastre y desvíos de pretensado (frentes de fase y diafragmas de estribo) o las armaduras de desvío de cargas hacia los apoyos y el propio zunchado de apoyos (diafragmas de pilas y estribos) a la armadura tipo del tablero (Fig. 23).

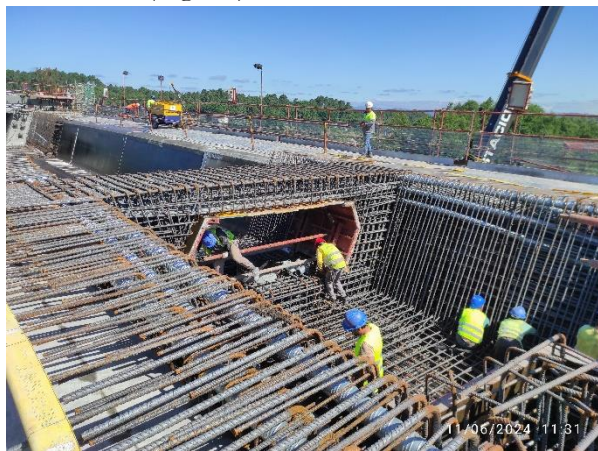


Figura 23. Ferrallado de la zona del diafragma de pila y de la zona de frente de fase.

Por este motivo, en estas zonas se ha llevado a cabo una distribución y racionalización de la armadura dispuesta, con la finalidad de evitar tanto los conflictos entre la armadura pasiva y activa del tablero, como para garantizar una disposición de armadura óptima que permita la puesta en obra del hormigón sin la aparición de ningún cavidades o coqueras

Agradecimientos

El Viaducto objeto de esta ponencia se enmarca dentro del “Proyecto de Construcción de Plataforma de Integración Urbana y Acondicionamiento de la Red Ferroviaria de Ourense”. La empresa contratista encargada es Túnel de Rante U.T.E conformada por Sando y Rover Infraestructuras, así como la empresa constructora subcontratista encargada de los trabajos de construcción de la estructura es Grupo Puentes.

Referencias

- [1] Grupo de trabajo GT-112. Estructuras. Comité de Normativa (2024) *Norma ADIF Plataforma. Puentes y Viaductos Ferroviarios. NAP 2-0-0.1*, Madrid, Administrador de Infraestructuras Ferroviarias.
- [2] Sobrino Almunia, J. A., Gómez Pulido, M.D., (Junio 2004) Aspectos significativos de cálculo en el proyecto de puentes de ferrocarril, *Revista de Obras Públicas*. N° 3445: 7–18.
- [3] Ortega Carreras, G., et al., (Junio 2017) Viaducto del Cortijo de Roperos. Pila Delta como Solución para el Punto Fijo en Viaductos en Zonas de Sismicidad Media, *VII Congreso de ACHE*. Ponencia 468.
- [4] Ramos Gutiérrez, O.R., et al., (2014) Viaductos del Tramo de Alta Velocidad Los Gallardos – Sorbas. Nueva Estrategia para Hacer Frente a las Acciones Horizontales, *VI Congreso de ACHE*. Ponencia 173.
- [5] Ramos Gutiérrez, O.R., et al., (2014) Viaducto sobre Río Guadalhorce y A-92 en la Línea de Alta Velocidad Antequera - Granada, *VI Congreso de ACHE*. Ponencia 175.