

Diseño de conexiones tablero-punto fijo

Designing deck-point of fixity connections

José Antonio Crespo Martínez⁽¹⁾, Domingo Lorenzo Esperante⁽²⁾ y José Ramón González de Cangas⁽²⁾

Recibido | Received: 26-12-2009
Aceptado | Accepted: 04-03-2011

Resumen

En este artículo se describen las soluciones tipológicas adoptadas en diversos proyectos realizados en SILGA para el diseño de la conexión del tablero al punto fijo al que se transmiten fundamentalmente las acciones debidas al frenado y arranque y, en su caso, también el sismo. Se realizan reflexiones sobre su cálculo, dimensionamiento y diseño orientado a la durabilidad y el mantenimiento.

Palabras clave: punto fijo, anclaje, conexión, losa pretensada, vigas prefabricadas, sección cajón.

Abstract*

This article describes different typologies used in SILGA for the design of the connection of the deck to the fixed point to where forces due to traction, braking, and occasionally earthquake are transmitted. Aspects about its analysis, dimensioning and durability and maintenance oriented design are also covered.

Keywords: fixed point, anchoring, connection, prestressed slab, precast beams, box girder.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 103 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA, S.L. (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA, S.L. (Santander, España).

Persona de contacto / Corresponding author: j.a.crespo@silga.es

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos de diseño que más influye en la elección de tipología de la estructura de puentes de ferrocarril en general, es la necesidad de realizar comprobaciones específicas de las condiciones de sobretensión que se producen en los carriles al pasar de un medio continuo y fijo como son las plataformas sobre desmonte o terraplén, a un medio como es la estructura sometida a deformaciones horizontales debidas a efectos reológicos y temperatura, deformaciones verticales por su propia flexibilidad, y especialmente una respuesta elástica bajo cargas horizontales que puede tener una gran influencia en las cargas en los carriles.

El cálculo de las tensiones en los carriles se realiza por los procedimientos recogidos en la normativa vigente IAPF-10 [1] que se deriva de la europea EN-1991-2 [2]. Para cualquiera que haya realizado las comprobaciones se hace claro, por un lado, que con longitudes de dilatación superiores a unos 90 metros no es posible mantener en puentes de hormigón carril continuo sobre la estructura y hay que recurrir a disponer al menos un aparato de dilatación en vía. Otro aspecto igualmente importante es que la flexibilidad horizontal de la estructura debe restringirse al máximo. Esto es así porque una estructura muy flexible origina que las fuerzas de frenado y arranque sean absorbidas mayoritariamente por la vía, con el consiguiente riesgo de sobretensión.

Por esta razón, salvo en casos muy sencillos, es necesario conectar el tablero a un punto lo suficientemente rígido para limitar esa flexibilidad horizontal. La normativa limita la deformación de ese punto bajo arranque y frenado únicamente a 5 mm, lo que hace que la estructura diseñada para resistir las cargas horizontales, generalmente un estribo, sea normalmente un elemento relativamente voluminoso. A esto contribuye no sólo la necesidad de rigidez sino la cuantía de las fuerzas a las que está sometido, que son las citadas de frenado y arranque a las que hay que añadir las debidas al rozamiento de los apoyos deslizantes, las propias de la interacción vía-estructura, y el viento longitudinal. La situación se agrava en zonas sísmicas en donde es fácil alcanzar fuerzas sobre el elemento fijo de varias decenas de miles de kilonewtons.

Este artículo se va a centrar en la forma en que se materializa la conexión del tablero al punto fijo. La expe-

riencia de las consultoras españolas en este tipo de conexiones es muy amplia, pero los autores opinan que existen aspectos del cálculo, dimensionamiento, y especialmente de la forma en que se detalla la conexión, que no siempre se resuelven de manera satisfactoria bien porque no se consideran correctamente las acciones que actúan, bien porque no se comprueban todos los estados de carga posibles, o bien porque los detalles planteados pueden tener a medio plazo problemas de mantenimiento y conservación.

En los siguientes apartados se describen las tipologías más usuales tanto de tablero como de su conexión. Seguidamente se abordan los aspectos más significativos del cálculo y dimensionamiento. Finalmente se realizan reflexiones sobre algunos aspectos de la forma en que según los autores debería detallarse la conexión para evitar problemas futuros de comportamiento y eventual sustitución.

2. TIPOLOGÍAS

Existen diversas formas para resolver las conexiones entre el tablero y el punto fijo. La primera y más directa es a través de los propios apoyos, si bien por las limitaciones que impone la capacidad de éstos frente a cargas horizontales se suele recurrir como segunda opción a soluciones a través de anclajes con barras o cables pretensados. Un tercer grupo de conexiones lo constituyen los topes longitudinales diseñados con apoyos situados en planos verticales. Finalmente se analiza la alternativa de conexión a un punto fijo intermedio, materializado casi siempre a través de pilas tipo delta.

2.1. Conexiones a través de los propios apoyos

Aunque en relativo desuso en la actualidad, existen en España numerosas realizaciones de puentes para ferrocarril de Alta Velocidad realizados con vigas prefabricadas isostáticas. Este tipo de solución tiene el problema de la limitación que se impone a la deformación de las pilas durante el frenado. La ventaja es que, con la adecuada configuración, puede eliminarse la necesidad de realizar juntas en el carril, incluso para viaductos de gran longitud.

Con juntas de tablero sobre cada pila, es cada una de ellas la encargada de absorber las fuerzas horizonta-

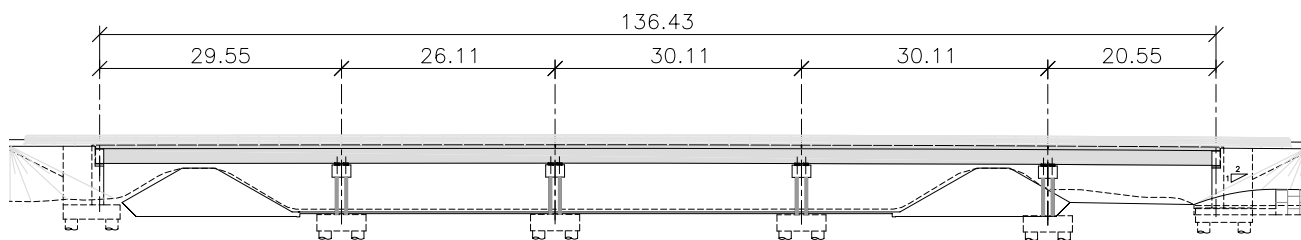


Figura 1. Puente de vigas isostáticas. Alzado

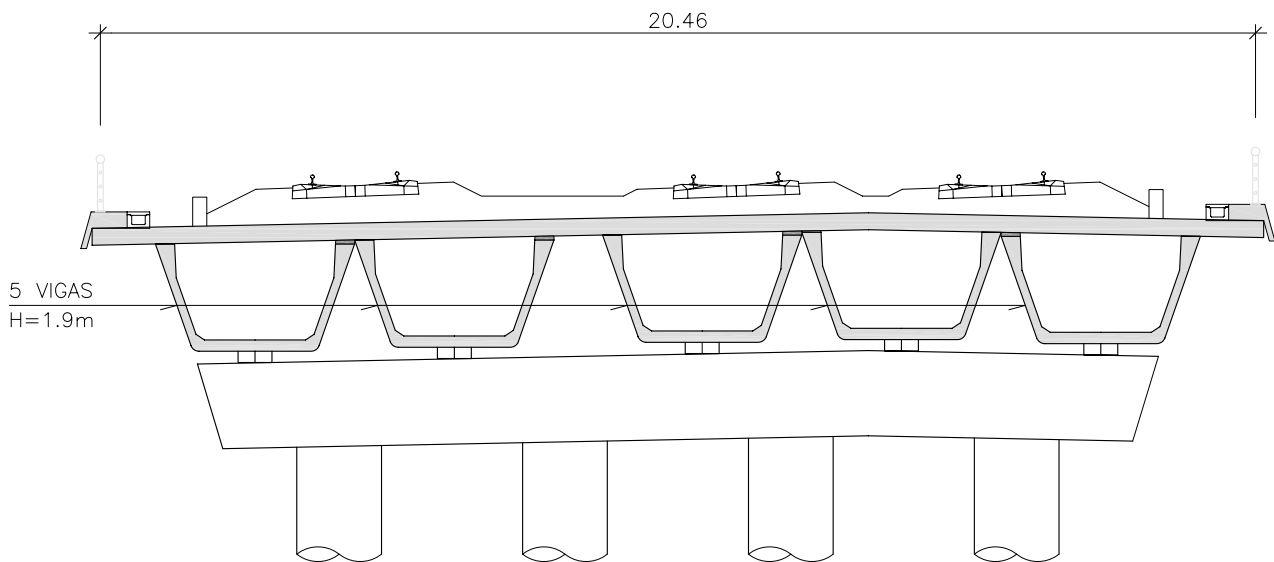


Figura 2. Punte de vigas isostáticas. Sección

les correspondientes al tramo de tablero fijado a las mismas. Sin embargo, durante el frenado el movimiento en cabeza se limita a únicamente 5 mm, por lo que la alternativa de vigas isostáticas suele estar restringida a estructuras con pilas de escasa altura. En la figuras 1 y 2 se incluye un ejemplo de puente de vigas isostáticas proyectado por Silga recientemente.

La configuración longitudinal en este caso era, empezando por el estribo 1, y denominando con "F" la línea de apoyos fija y como "M" la móvil, la siguiente: F - MF - MF - MF - MM - F. Es decir, que se asigna a cada estribo la carga horizontal longitudinal correspondiente a un vano. Lo mismo sucede con

todas las pilas menos una, que se descarga de cualquier función de punto fijo longitudinal.

La transmisión de la carga en estos casos suele ser a través de los propios apoyos. En este puente la carga horizontal durante el sismo es del orden de la carga vertical máxima por apoyo. Los apoyos se anclan a través de pernos de gran tamaño. Un punto importante a tener en cuenta es la trasmisión local de las cargas en pilas y estribos en donde suele ser necesario realizar armados de bastante densidad.

Otro punto que es importante considerar en tablero isostáticos es que las holguras existentes en los apoyos tipo Pot fijos, pueden hacer que la respuesta

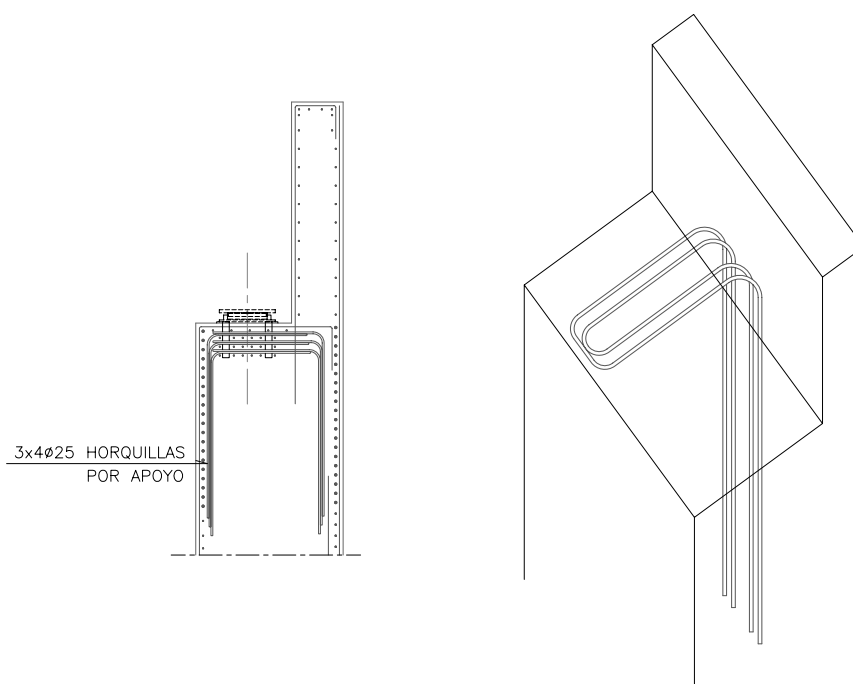


Figura 3. Armadura de transmisión local de la fuerza de un apoyo fijo

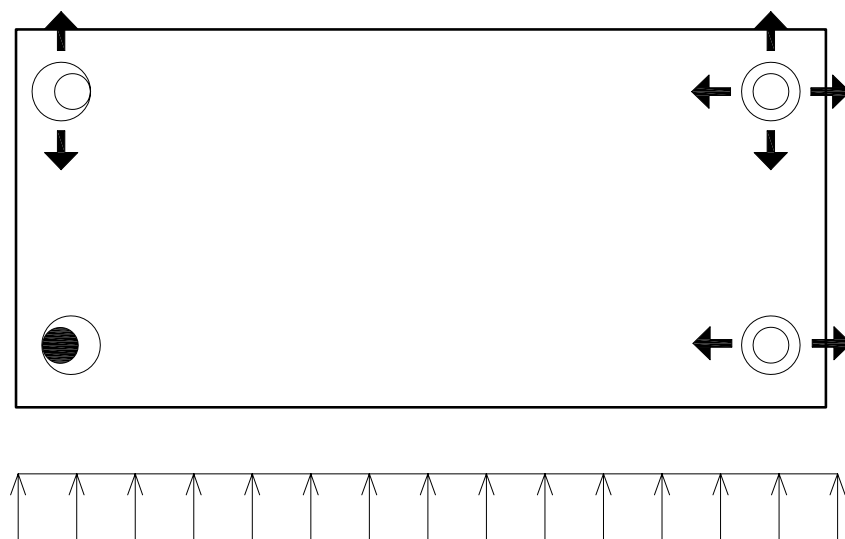


Figura 4. Problemática de holguras en tableros isostáticos

frente a cargas horizontales no sea la que se supone en un principio. Ese problema se describe en [3]. Como ejemplo incluimos la Figura 4.

Aquí se observa una configuración típica de apoyos en planta para los que se pretende que los dos de la línea de la izquierda absorban los esfuerzos longitudinales y los dos inferiores los transversales. Las holguras dibujadas pueden hacer que el comportamiento sea distinto. Se puede observar que en el tablero de la figura los esfuerzos transversales producen un par de fuerzas longitudinales en la línea de apoyo izquierda según la planta representada, en lugar de dos fuerzas transversales en los apoyos inferiores.

Las soluciones a este problema pasan por un lado por diseñar esquemas isostáticos frente a cargas horizontales, tal y como se apunta en la citada publicación [3]. Una alternativa menos recomendable, pero igualmente válida, es la de realizar el diseño de los apoyos frente a la carga horizontal teniendo en cuenta las posibilidades más desfavorables de configuración de las holguras. Aunque los tableros isostáticos de varios vanos están casi en desuso en la práctica actual, no sucede así con los isostáticos de un solo vano, por lo

que pensamos que este problema se sigue planteando hoy en día en numerosas ocasiones.

2.2. Conexiones a través de barras o cables

Mucho más habitual hoy en día es la realización de soluciones hiperestáticas para los viaductos con tablero de vigas prefabricadas, losa pretensada o sección cajón. En este caso, para cargas moderadas, la transmisión de la fuerza horizontal se realiza como en los vanos isostáticos a través de los propios apoyos. Cuando las cargas transversales son de mayor importancia, como en el caso de zonas con fuerte sismo, puede ser necesario recurrir a topes como los de la figura 5.

Un tema fundamental y al que no siempre se le dedica la suficiente atención es la forma en que los apoyos podrán ser sustituidos en el futuro. En la figura 6 se recoge una solución aplicada por los autores, y que se basa en el diseño del apoyo soldado a chapas extraíbles.

Longitudinalmente se diseña en general el anclaje a uno de los estribos. Por razones obvias conviene

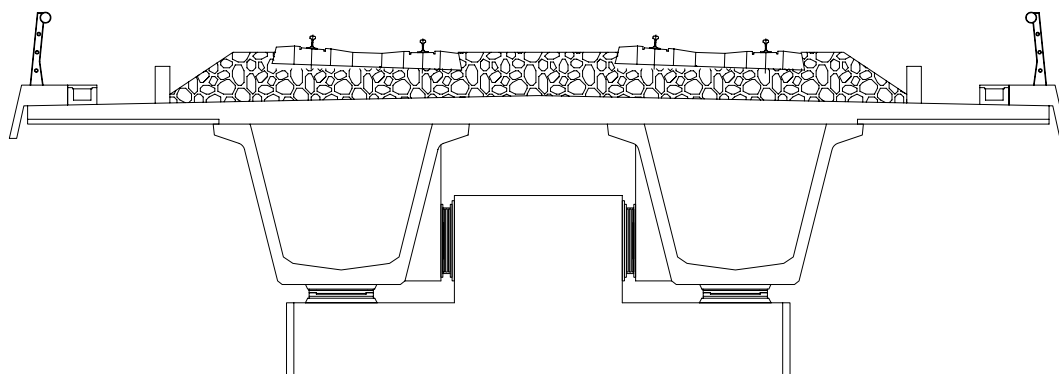


Figura 5. Tablero de vigas prefabricadas continuas

elegir el punto fijo en el estribo de menor altura y/o de mejores condiciones de cimentación.

El tablero rara vez se diseña empotrado en el estribo. Es mucho más habitual que exista una junta entre tablero y estribo, y que la conexión se realice a través de anclajes materializados por medio de barras o cables pretensados. La elección entre uno u otro dependerá general-

mente del nivel de cargas. Para tableros de mayor longitud o en zonas sísmicas la experiencia de los autores ha sido la de recurrir a anclajes por medio de cables, si bien ambas alternativas son admisibles.

En las figuras 7 y 8 se incluye una conexión típica entre vigas y estribo realizada por medio de barras pretensadas.

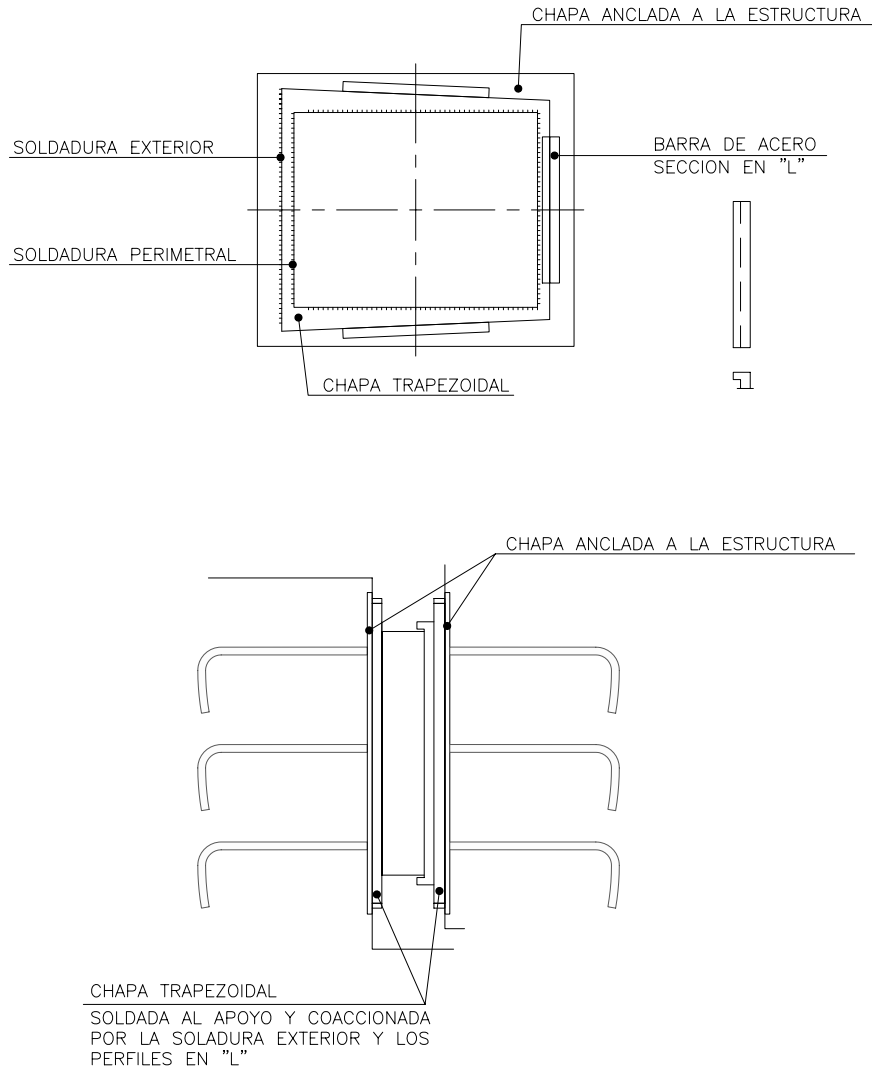


Figura 6. Apoyo lateral extraíble

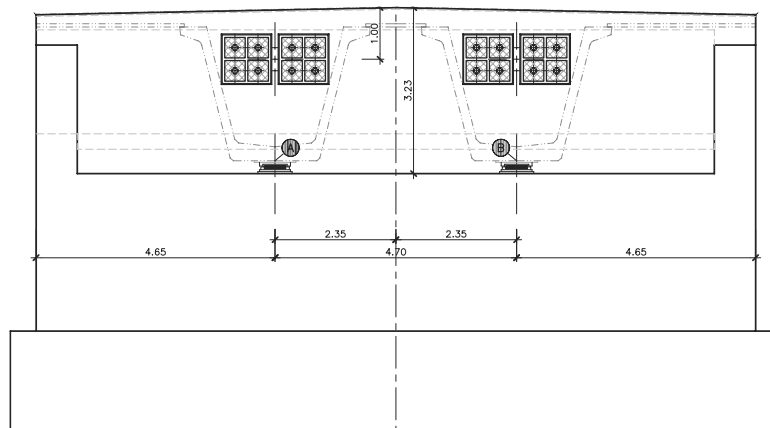


Figura 7. Estribo fijo de tablero de vigas prefabricadas continuas

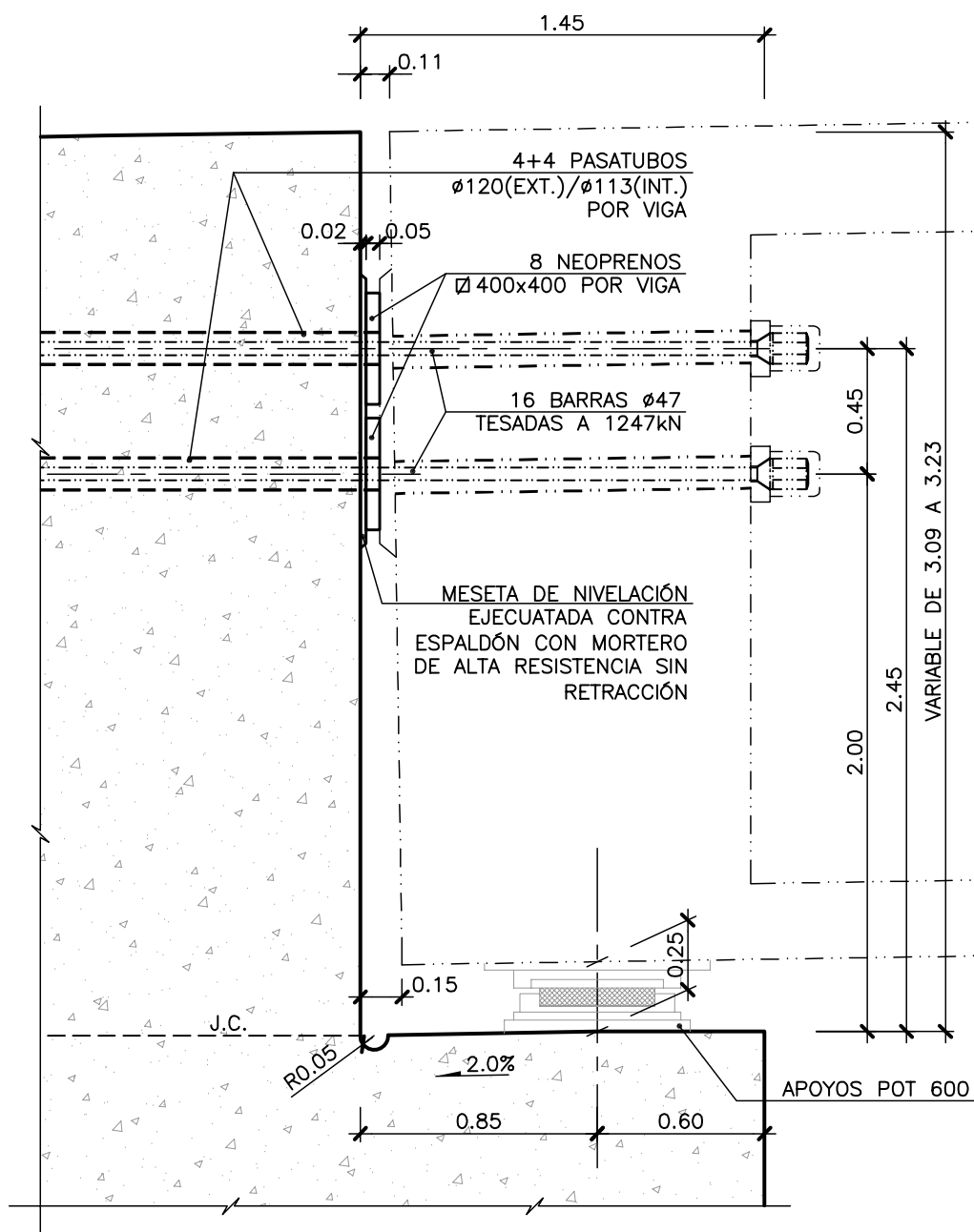


Figura 8. Estribo fijo de tablero de vigas prefabricadas continuas. Detalle de anclaje

Habitualmente se realiza la conexión coincidiendo, como se puede ver en la figura, con los ejes de las vigas. Por ello el anclaje del lado del tablero queda siempre en el interior de la viga, lo que le hace casi inaccesible una vez hormigonada la losa superior. Esto provoca un detalle no resuelto en la mayoría de las ocasiones según el cual es difícil la sustitución de los anclajes si hubiera necesidad en el futuro.

Para el caso de tableros con sección cajón de hormigón pretensado, el problema de la accesibilidad es mucho más sencillo de resolver. Aunque también es posible realizar los anclajes de los tableros de sección cajón por medio de barras, en nuestra experiencia hemos empleado más a menudo las soluciones por medio de cables, fundamentalmente por su mayor capacidad resistente. El mayor espacio disponible para el acceso en ambos extremos del anclaje facilita este tipo de pretensado en

comparación con las barras empleadas generalmente en los puentes de vigas. En la figura 9 se muestra un ejemplo de dicha conexión.

Aquí elegimos una solución en la que el anclaje se disponía a lo largo de un tabique central del estribo. La ventaja es doble. Por un lado se configura un sistema muy eficaz estructuralmente para la transmisión de las fuerzas horizontales. Por otro lado, el cable es de la suficiente longitud para que las pérdidas por penetración de cuñas sean más sencillas de controlar.

En la figura 10 se observa claramente el contrafuerte central descrito. También se puede ver la galería de acceso a los anclajes para su sustitución o retesado.

Siempre que sea posible, conviene disponer los anclajes en una zona concentrada alrededor del

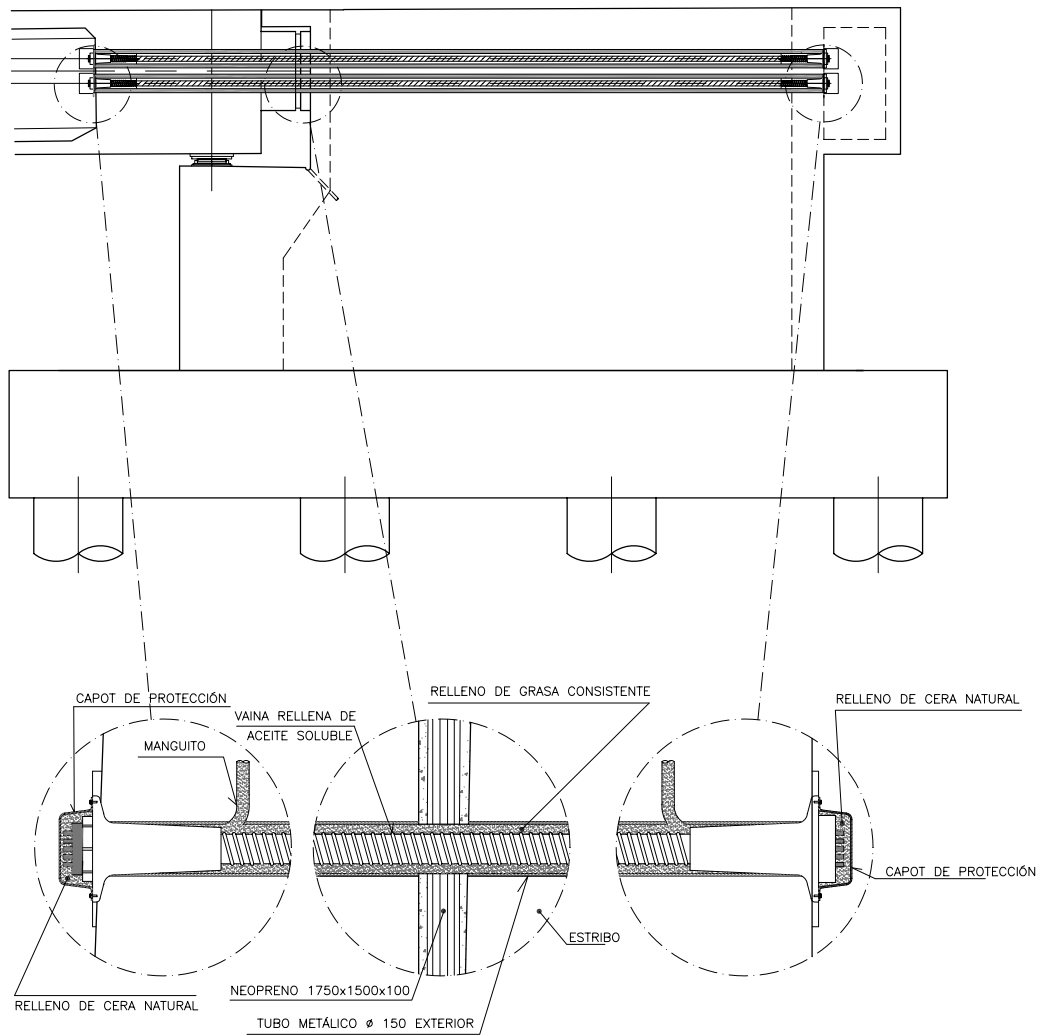


Figura 9. Estribo fijo de tablero tipo cajón de hormigón pretensado. Sección longitudinal

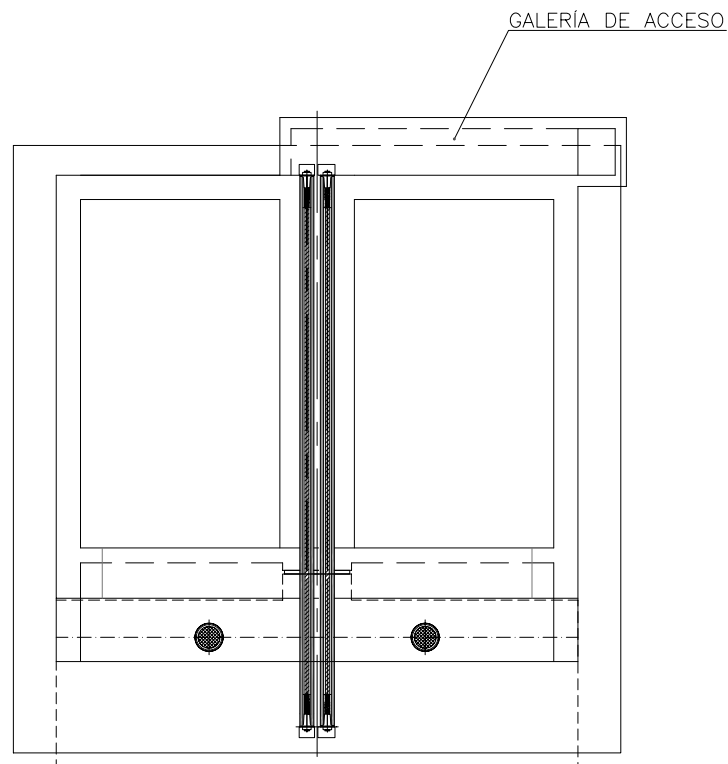


Figura 10. Estribo fijo de tablero tipo cajón de hormigón pretensado. Sección horizontal

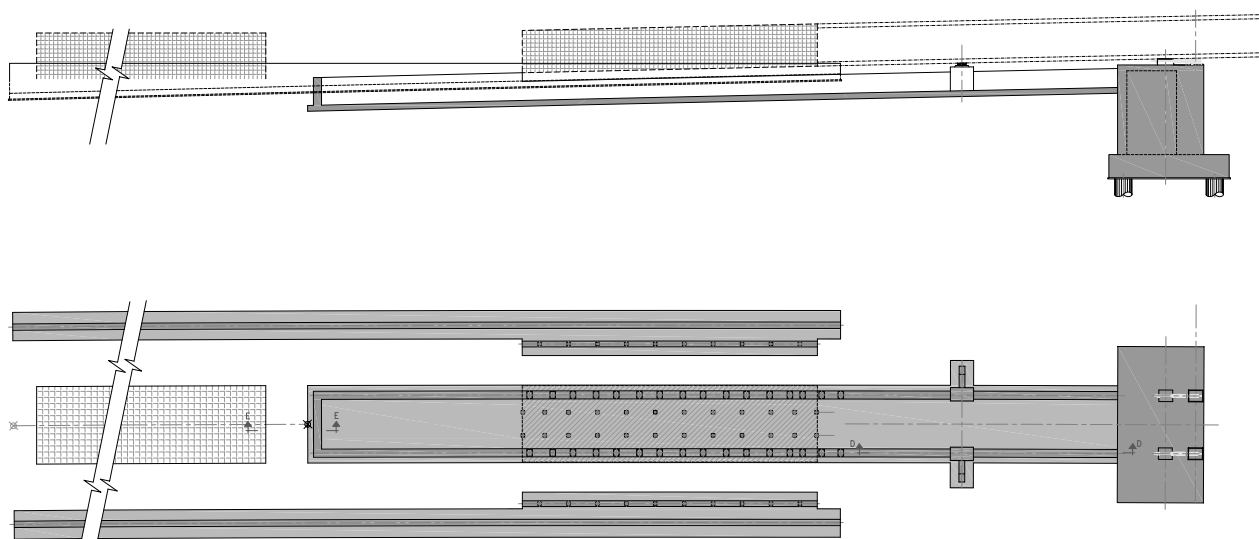


Figura 11. Parque de fabricación de puente empujado. Planta y alzado

centro de gravedad de la sección. Para cargas horizontales muy grandes puede no ser posible centrar los anclajes en el eje del tablero en planta, y haya que disponerlos en dos grupos a izquierda y derecha del eje. En ese caso no debe olvidarse que todas las cargas horizontales producen un momento de eje vertical en la unión entre tablero y estribo que debe

tenerse en cuenta en el dimensionamiento de los anclajes.

Un caso particular lo constituyen los estribos fijos de los puentes empujados. Para este caso, resulta muy útil disponer el punto fijo en el estribo en el que se sitúa el parque de fabricación para poder emplearlo

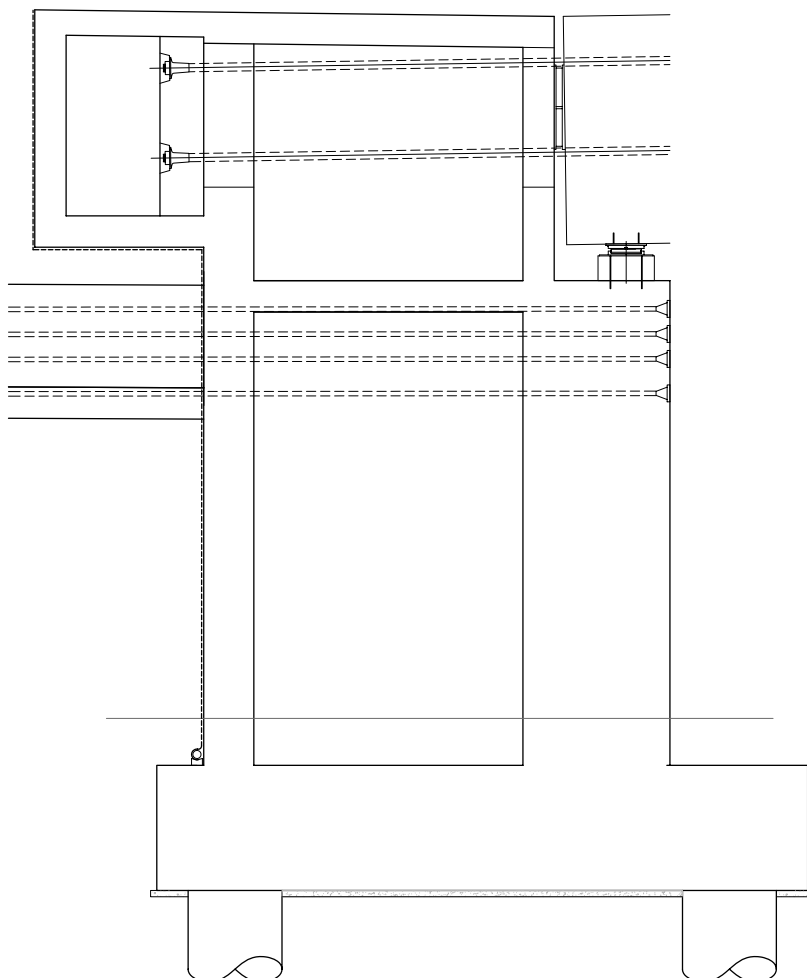


Figura 12. Parque de fabricación de puente empujado. Detalle de anclaje entre parque y estribo

como elemento que con su peso y el de las tierras sobre él contribuye a resistir las cargas horizontales.

2.3. Conexiones a través de topes longitudinales

Los tableros tipo losa constituyen un caso en el que el diseño de los accesos a los anclajes para mantenimiento o sustitución es a menudo complicada. Para estos casos los autores preferimos recurrir a soluciones con topes longitudinales como el de la figura 13.

Se trata de una solución tecnológicamente muy sencilla.

De cara al dimensionamiento el único punto que no debe olvidarse es que las acciones longitudinales de tiro provocan no sólo tracciones sino también flexiones en el tablero por la excentricidad del apoyo con respecto al centro de gravedad. Para las acciones horizontales en el sentido hacia el estribo, esta flexión puede atenuarse o eliminarse porque sí es posible aquí disponer los apoyos cercanos al centro de gravedad.

Por último, desde el punto de vista estético, conviene que el tope longitudinal quede lo más integrado posible en el estribo. Una forma es hacerlo como en el estribo de la figura 14.

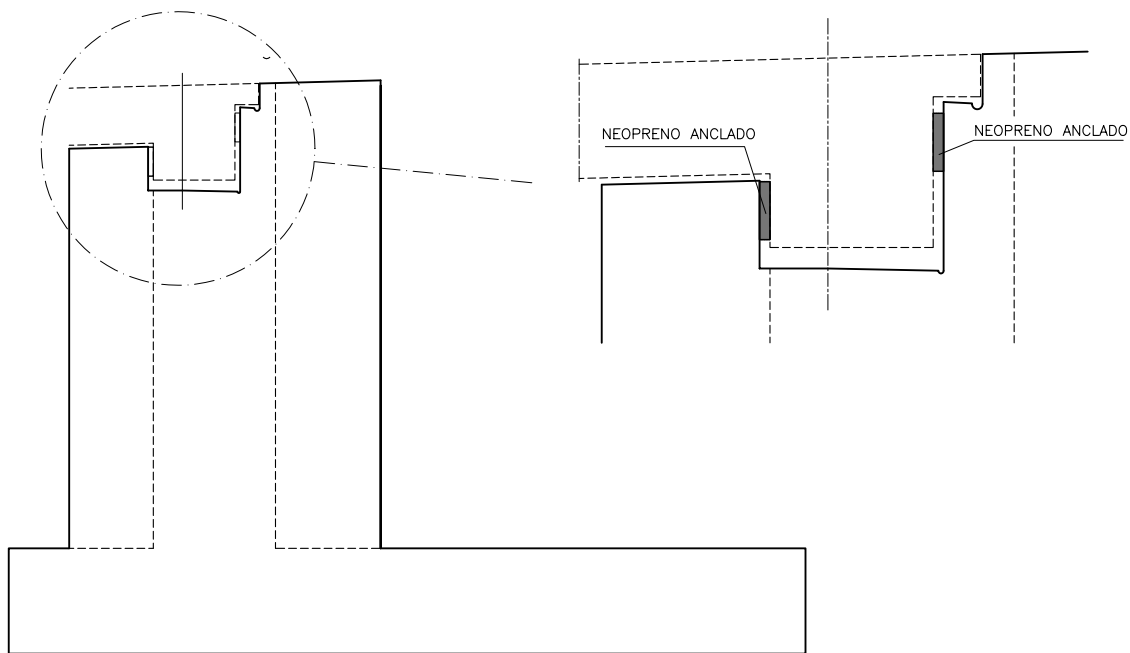


Figura 13. Estribo fijo de tablero tipo losa pretensada. Sección y detalle de anclaje

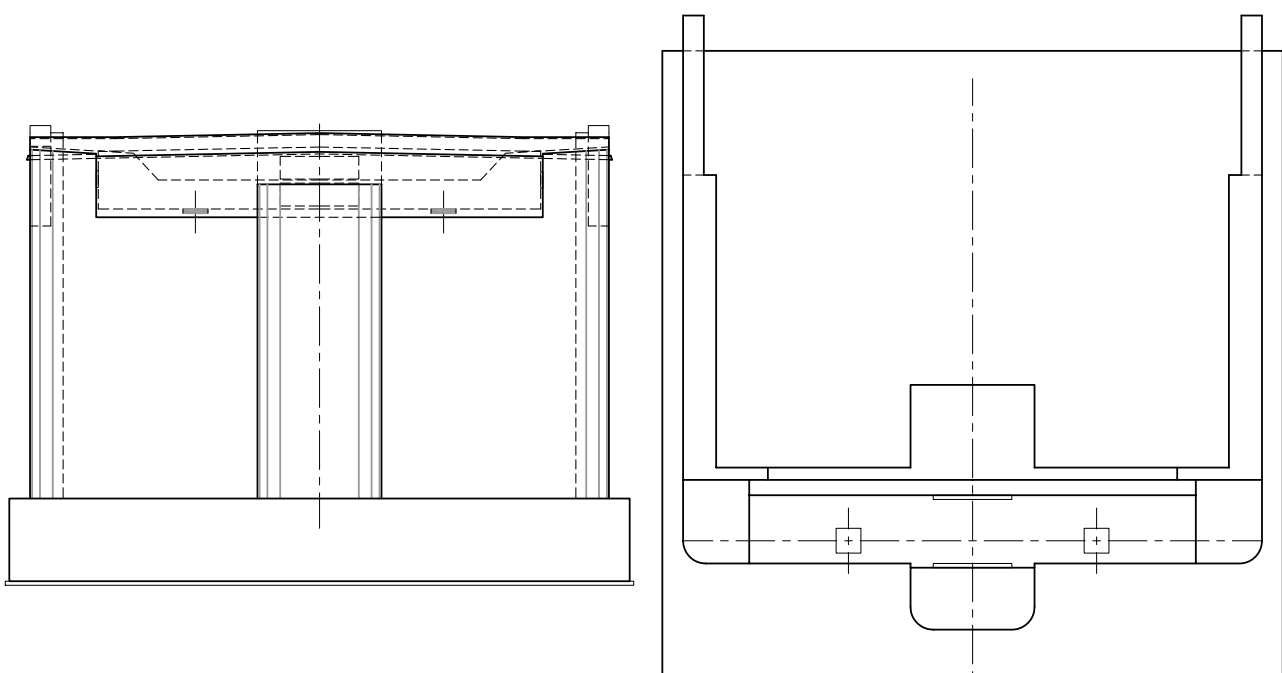


Figura 14. Estribo fijo de tablero tipo losa pretensada. Alzado y planta

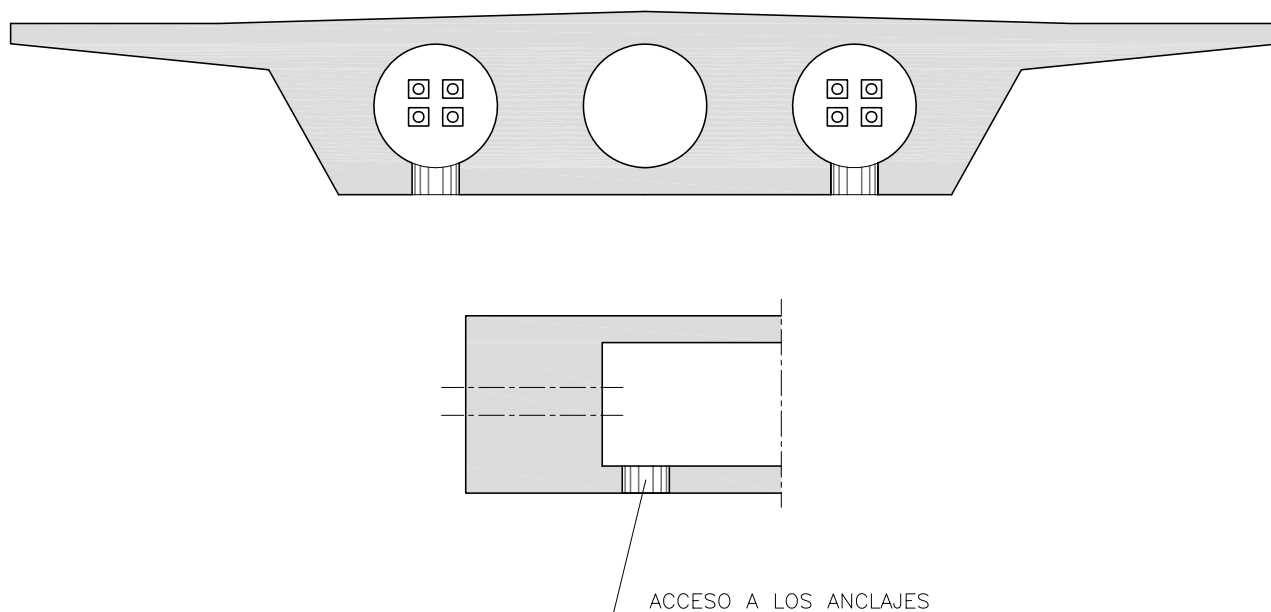


Figura 15. Estribo fijo de tablero tipo losa pretensada. Cajetín de acceso a anclajes

Naturalmente, estas soluciones son también posibles en tableros de sección cajón. Aunque no en la experiencia de los autores de este artículo, sí pueden verse detalles en otras publicaciones [4]

Otra alternativa válida en ocasiones en puentes tipo losa es realizar un detalle como el que muestra la figura 15.

2.4. Conexiones a través de enlaces sísmicos

Como ya se ha citado, en zonas de sismicidad elevada, las cargas que actúan sobre el punto fijo pueden ser muy grandes. Cuando el viaducto no es de gran longitud y con sismos moderados, se puede realizar el diseño con la tipología habitual, simplemente introduciendo en el análisis las hipótesis correspondientes a la acción sísmica.

Cuando no es el caso, puede ser necesario realizar detalles antisísmicos, que se pueden englobar en dos grupos: los dispositivos de conexión y los de disipación. Los primeros, conocidos como conectores o por su denominación en inglés STU (shock transmission units), no impiden el desplazamiento del tablero bajo cargas lentas. Así, se puede configurar el punto fijo en una pila intermedia del viaducto. Bajo cargas rápidas como el sismo, pero también el frenado y arranque, los dispositivos se bloquean, por lo que se convierten en los transmisores de las elevadas cargas originadas por esas acciones. De esta forma es posible además no solo diseñar un único punto fijo sino que, por ejemplo, ambos estribos pueden convertirse en puntos fijos bajo cargas rápidas. Un ejemplo de utilización de este sistema está en el magnífico viaducto diseñado por IDEAM sobre el arroyo Las Piedras, en la línea de alta velocidad entre Córdoba y Málaga [5].

Un segundo grupo de enlaces, que también pueden ser complementarios de los dispositivos anteriormente citados, son los amortiguadores. Éstos tienen la función de disipadores de energía durante el sismo. Su función es la de reducir los efectos del sismo. El viaducto antes citado combina ambos elementos en un único aparato. Los autores no hemos tenido la oportunidad de diseñarlo en nuestros viaductos para ferrocarril de alta velocidad, pero sí en un viaducto de carretera en zonas de muy alta sismicidad, del que se incluye un detalle en la figura 16.

El cálculo de estos elementos es complejo no tanto por las herramientas disponibles para ello sino porque las características elásticas y de amortiguamiento dependen del fabricante concreto. Lo habitual es que el Proyectista realice el diseño estructural basándose en los esfuerzos sísmicos calculados por el suministrador de los dispositivos.

2.5. Conexiones en puntos intermedios del tablero

Existe un grupo de conexiones que se disponen en puntos intermedios del tablero. Se emplean habitualmente en casos en los que el tablero es de gran longitud y se busca reducir los esfuerzos en el punto fijo mediante la eliminación o disminución de los correspondientes a los rozamientos de los apoyos. También puede preferirse la disposición de dos juntas (una en cada estribo), pero de desplazamientos mitad a una sola junta en el estribo móvil. Un caso particular lo constituyen tableros de entre 90 y 180 m de longitud. La disposición del punto fijo en mitad de la longitud del tablero puede permitir eliminar la necesidad de juntas de carril en los estribos.

Este último caso es el del viaducto que se muestra a continuación. El tablero es de vigas prefabricadas

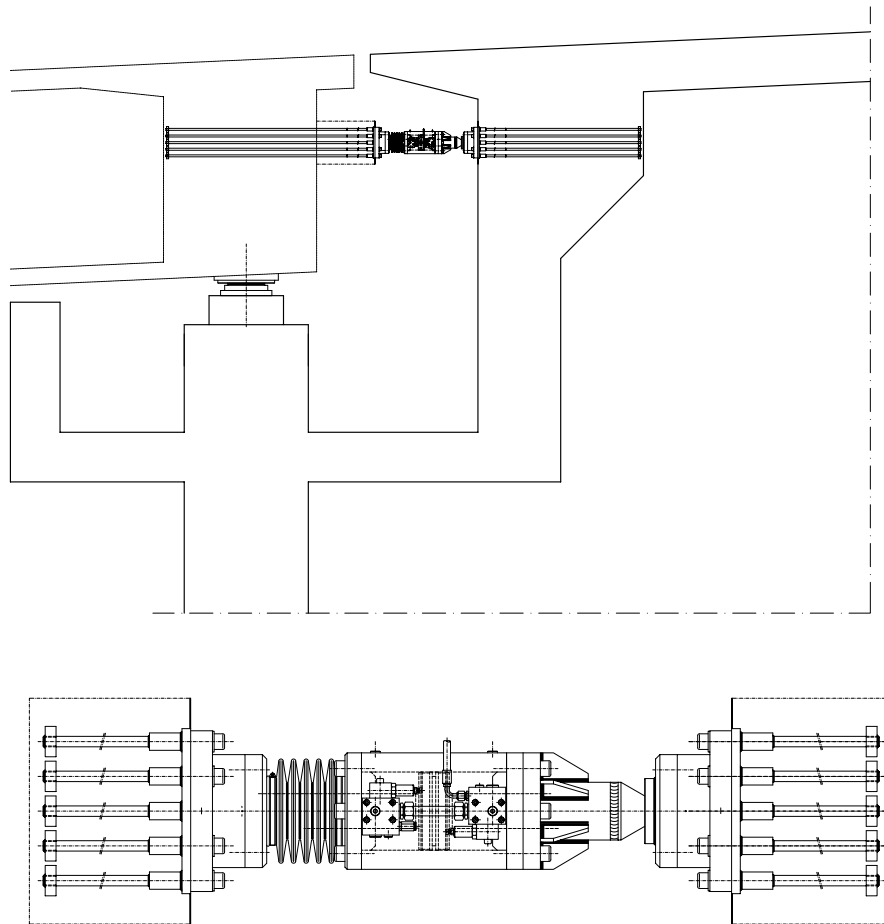


Figura 16. Amortiguador sísmico

continuas pero la solución es aplicable a otras tipologías. La solución habitual de pila en forma de Delta se amplía aquí haciendo que los arranques de la pila central coincidan con los de las laterales, con las que comparte cimentación. Esta pila se diseña con criterios resistentes y de deformabilidad. Para facilitar su ejecución se realiza en sección cajón metálica rellena posteriormente de hormigón. Un alzado y detalle de la estructura citada se incluyen en las figuras 17 y 18 (en página siguiente).

3. DIMENSIONAMIENTO

Las acciones que contribuyen al dimensionamiento de la conexión son las siguientes:

- 1) Efecto del rozamiento de los aparatos de apoyo. En puentes para ferrocarril de alta velocidad lo preceptivo es el empleo de apoyos tipo Pot. El rozamiento entre el teflón y acero inoxidable es variable en función de la carga y de la vida del aparato. A efectos de diseño, las directivas del ADIF recomiendan un valor mayorado del 5% de la carga permanente para análisis en ELU, y del 3% en ELS. Para un cálculo más afinado se puede recurrir a normativas como la británica o la europea [6] [7] o literatura especializada [8]. Cuando se diseñan puntos fijos intermedios surge la duda de qué coeficiente de rozamiento emplear. Sería demasiado favorable pensar que los pots a un lado y a otro rozan con el mismo valor. Por otro lado, también sería excesivamente desfavorable suponer que todos los pots de un lado rozan con

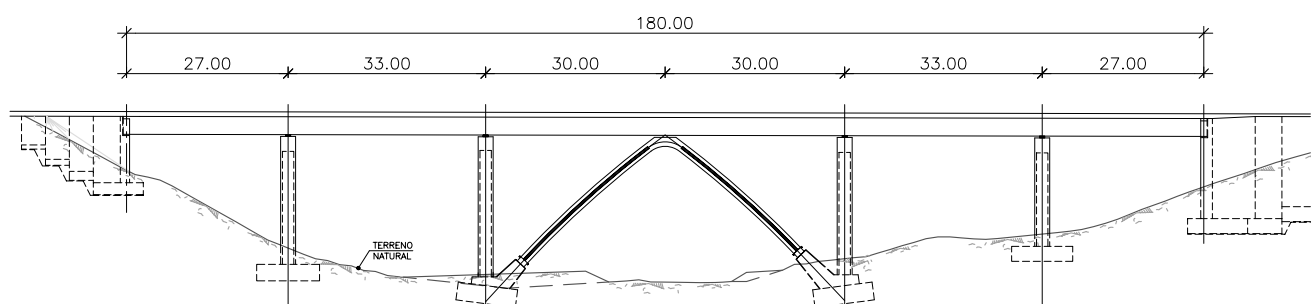


Figura 17. Puente con conexión a punto fijo intermedio. Alzado

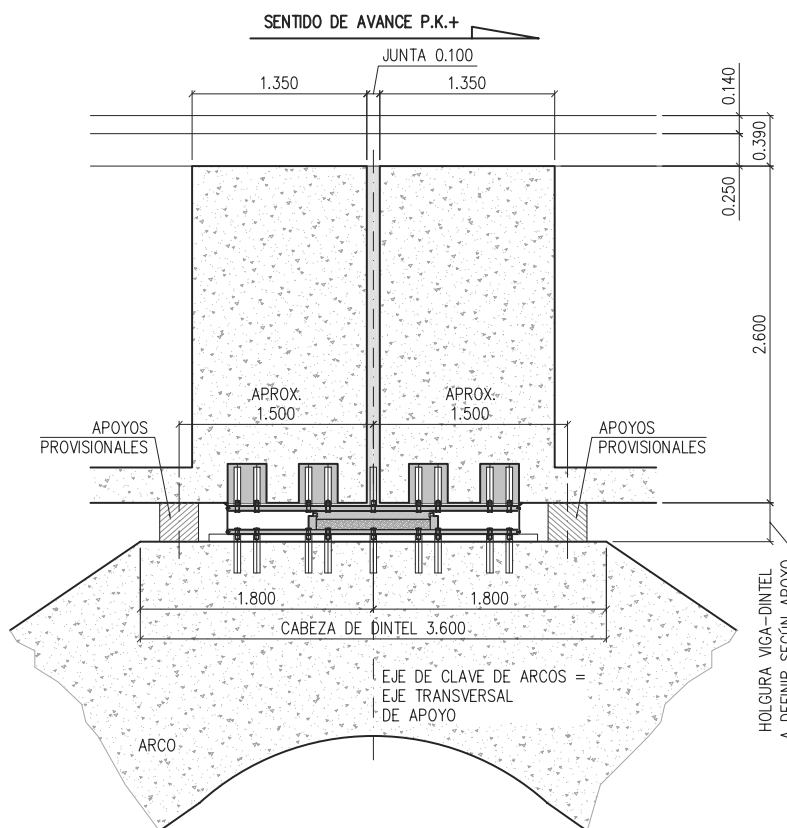


Figura 18. Puente con conexión a punto fijo intermedio. Detalle

el 5% y los del otro con un valor mínimo (1%). Algunos autores [9] proponen diseñar suponiendo un valor del rozamiento en uno de los lados igual a dos puntos por debajo del rozamiento en el otro lado. También puede pensarse al menos en un rozamiento igual a un lado y a otro pero mayorar y minorar las cargas permanentes en la línea de lo que figura en la EHE08 [10] para situaciones en donde la estructura es sensible a valores desiguales de la carga permanente.

- 2) Interacción vía estructura. Las acciones reológicas y térmicas dan lugar a reacciones en el apoyo fijo que se evalúan por los métodos recogidos en [1] o [2].
- 3) Frenado y arranque. Se pueden evaluar estas acciones también según las normas citadas. Se debe tener en cuenta la excentricidad en la aplicación de la carga puesto que el frenado actúa en una vía y el arranque en la otra. Por otro lado, también resulta posible disminuir esta acción teniendo en cuenta la parte que se transmite directamente a la vía. De esta forma se puede trabajar directamente con la carga resultante del análisis de interacción. Los resultados pueden ser muy apreciables, con reducciones de hasta un 40% en la fuerza de frenado que se transmite al estribo en el caso de puentes continuos de escasa longitud (<40 metros).
- 4) Fuerza centrífuga y de lazo.

5) Viento: Evaluado según [1].

6) Sismo. La acción del sismo longitudinal y transversal se evalúa de acuerdo con la normativa vigente española o europea [11][12]. La masa que se emplea en la evaluación de la acción del sismo es la permanente y la parte cuasipermanente de la sobrecarga de tráfico. En España este valor es cero pero la normativa europea recomienda un valor de 0,3 para líneas de tráfico intenso.

7) Pretensado. En el caso de emplear cables o barras pretensadas se considera su acción de acuerdo con [10], es decir, con su valor mayorado o minorado para comprobaciones en ELS. Se deben evaluar las pérdidas a corto y largo plazo. En cables cortos se debe especificar un sistema o procedimiento que minimice las pérdidas por penetración de cuñas. Lo más habitual es recurrir a anclajes regulables, a procedimientos de tesado del tipo "isotensión". Alternativamente puede diseñarse la conexión teniendo en cuenta el importante valor de las pérdidas por penetración de cuñas en cables cortos.

En la evaluación de las acciones sobre los anclajes de la conexión se debe tener en cuenta si existe coacción al giro. Así, para los casos en los que se dispone el anclaje en dos o más bloques separados transversalmente en sección, es necesario considerar que las acciones horizontales transversales provocan en la conexión momentos de eje vertical. El modelo debe por tanto recoger este empotramiento y tener en cuenta la flexi-

bilidad de las pilas para una correcta evaluación de los esfuerzos en cada bloque de anclajes.

La conexión se debe comprobar para las siguientes combinaciones:

- 1) Máxima tracción en ELU y Sismo de Diseño. Comprobación de resistencia
- 2) Máxima tracción en ELS y Sismo Frecuente. Se comprueba aquí que no existe despegue en la conexión.
- 3) Máxima compresión en ELS. Para el diseño de la capacidad de los apoyos de neopreno en su caso.

El pretensado no tiene requerimientos especiales con respecto al habitual. Existe la opinión, pensamos que equivocada, de que los elementos de conexión deben diseñarse con el criterio habitual en puentes atirantados que consiste en limitar la tensión máxima en el cable o barra al 45% de la tensión de rotura, para evitar riesgos de fallo por fatiga. En puentes atirantados esta precaución es lógica puesto que las cargas producen oscilaciones apreciables en las tensiones del cable. En el caso de conexiones a puntos fijos, si se siguen las pautas de diseño mencionadas en este artículo, las variaciones tensionales son mínimas puesto que cualquier acción horizontal se reparte entre un sistema muy rígido, el apoyo, y otro flexible, el cable o barra diseñado con la suficiente longitud, y sin una inyección rígida de la vaina. Por ello, el acero de esos elementos puede llevarse hasta el límite elástico minorado bajo acciones en ELU.

4. DETALLES DE DISEÑO

En las conexiones más habituales, las realizadas por medio de cables o barras pretensadas, es muy impor-

tante asegurarse que estos elementos se encuentren dentro de vainas con suficiente holgura. Es decir, que se debe evitar que tanto en el lado del tablero como en el del estribo las barras o cables estén en contacto directo con el hormigón o indirecto a través una vaina inyectada. La función protectora de la inyección entre la barra y la vaina la cumple en su lugar un relleno de grasa o aceite

La razón para no inyectar está en que se debe permitir que la barra no tome cargas por efecto de los giros o deformaciones verticales de los apoyos. Si la barra estuviese inyectada se produciría un efecto de cargas repetidas al paso de los trenes que reduciría notablemente el margen de seguridad a rotura e influiría también en la resistencia a la fatiga. También habría que tener en cuenta el incremento de carga bajo acciones longitudinales repetidas. La diferencia de rigideces entre apoyos verticales y el pretensado es muy elevada a favor de los primeros sólo en el caso de que los pretensados tengan suficiente longitud libre. Finalmente, sólo elementos libres pueden ser objeto de sustitución.

Los detalles que hay que cuidar son por otro lado los relativos a la conservación. No deben existir juntas por la que pueda acceder agua a los anclajes. Una forma habitual de evitarlo es utilizar los apoyos verticales de la conexión como elementos que lo impidan, haciéndolos con un taladro central por el que pasa la barra o cable.

En los puentes que diseñamos en Silga también solemos hacer un detalle que evita que el agua que pueda entrar por la junta entre tablero y estribo llegue a caer directamente sobre los neoprenos del anclaje (figura 19).

Por último, otro aspecto que pensamos que resulta importante es prever la posibilidad de inspeccionar,

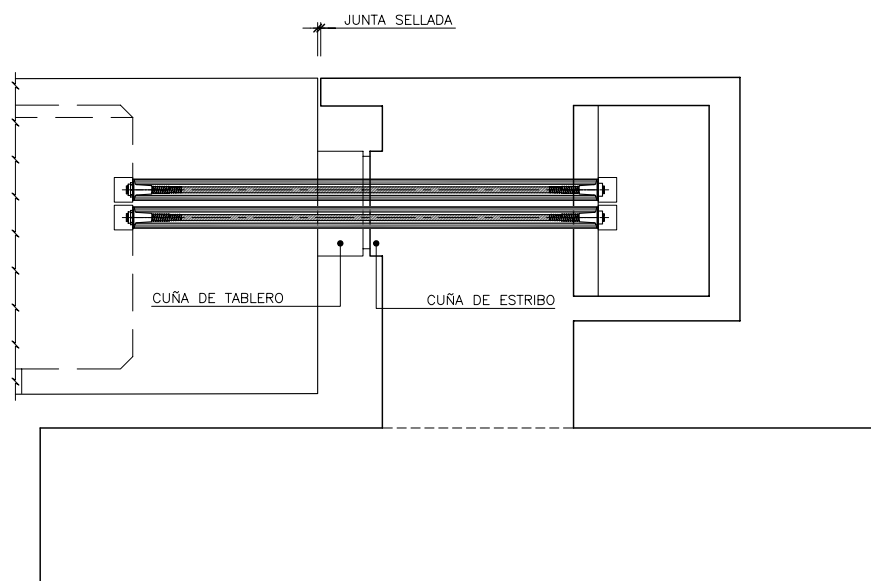


Figura 19. Estribo fijo de tablero tipo cajón de hormigón pretensado. Detalle de anclaje

conservar o reemplazar los elementos pretensados. Para ello hay que prever el acceso al tablero siempre que sea posible y en todos los casos al extremo del anclaje correspondiente al estribo para el que se debe diseñar una galería de acceso. No existen directrices acerca de las dimensiones mínimas de esta galería. Los autores emplean en sus diseños valores de unos 2,00 m de altura y 1,50 m de anchura. Hay que tener en cuenta que cualquier operación de sustitución de anclajes se hará siempre con gatos unifilares que se manejan a mano y que tienen unas dimensiones muy reducidas.

5. CONCLUSIÓN

Se han descrito las tipologías más usuales empleadas en el diseño de las conexiones al punto fijo en puentes para ferrocarril de Alta Velocidad. Se han descrito a continuación los puntos fundamentales que pensamos que se deben tener en cuenta en el dimensionamiento de la conexión.

Finalmente se presenta la experiencia de los autores en el diseño de las conexiones con la vista puesta en el comportamiento estructural, la conservación y el mantenimiento de unos elementos que en muchos casos resultan críticos para la seguridad de la estructura.

REFERENCIAS

- [1] MINISTERIO DE FOMENTO. *IAPF 10. Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2010. 134 p. NIPO: 161-10-229-X.
- [2] AENOR. *UNE-EN 1991-2:2004. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes*. Madrid: AENOR, 2004. 162 p.
- [3] CALÇADA R., DELGADO R., CAMPOS E MATOS, A. *Bridges for High Speed Railways*. 1ª ed. Leiden, The Netherlands: CRC Press, 2009. 304 p. ISBN: 978-0-415-47147-3.
- [4] MARTÍNEZ CUTILLAS A. *Viaductos continuos de ferrocarril de gran longitud. Puentes de Ferrocarril. Proyecto, construcción y conservación*. Vol 1. Grupo español del IABSE. 1ª ed, 2002. 292 p.
- [5] MILLANES MATO M., PASCUAL SANTOS J., ORTEGA CORNEJO M. "Viaducto Arroyo Las Piedras. Primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas". *Revista Hormigón y Acero*, 2007, nº 243, p. 5-36.
- [6] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *BS 5400-9:1983. Steel, concrete and composite bridges. Part.9: Bridge Bearings*. London: British Standards Institution, 1983.
- [7] AENOR. *UNE-EN 1337-2. Apoyos estructurales. Parte 2: Elementos deslizantes*. Madrid: AENOR, 2006.
- [8] RAMBERGER G. *Structural Bearings and Expansion Joints for Bridges*. IABSE 2002. 89 p.
- [9] HERRERO BENEITEZ J.E. "Aparatos de apoyo. Cálculo". *Jornada sobre apoyos, juntas y equipamientos de puentes*. Madrid: Asociación Técnica de Carreteras, 1996.
- [10] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE 08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
- [11] MINISTERIO DE FOMENTO. *NCSE 07. Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2007.
- [12] *EN-1998-2:2005. Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2: Bridges*. 2005.