

DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE APOYO EN VIADUCTOS EN ZONAS DE ALTA SISMICIDAD DE LA L.A.V. ANKARA-ESTAMBUL

Francisco MILLANES	Miguel ORTEGA	Javier PASCUAL	Juan Carlos LANCHA
Dr. Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos	Dr. Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos
IDEAM S.A.	IDEAM S.A.		O.H.L.
Presidente	Jefe de Proyectos		Oficina Técnica
general@ideam.es	miguel.ortega@ideam.es		jclancha@ohl.es

Resumen

El artículo describe los problemas específicos relativos al diseño y dimensionamiento del sistema de aparatos de apoyo de dos Viaductos proyectados por IDEAM para OHL en la Línea de Alta Velocidad Ankara-Estambul, en Turquía.

Los Viaductos, con una longitud total de 2232 y 1032 m, consisten en una sucesión de múltiples vanos isostáticos de 34 m de longitud entre ejes de pilas adyacentes, con sección transversa constituida por doce vigas doble T prefabricadas pretensadas, dispuestas a tope una contra otra, y una losa superior armada.

Al tratarse de una zona de alta sismicidad, con una aceleración del terreno de 0.21 g, ha obligado al proyecto de un innovador sistema de aparatos de apoyo, materializando topes transversales en los dos extremos de cada vano, y una línea de doce apoyos libres en un extremo de las vigas y en el extremo opuesto el diseño de un sistema de 4 apoyos centrales tipo POT guiados en transversal contenidos en sentido longitudinal por neoprenos precomprimidos dotándoles de la ductilidad longitudinal necesaria requerida, como se describe en detalle en el artículo.

Palabras Clave: Viaductos de alta velocidad, diseño sísmico, sistema de apoyos, análisis multimodal, neoprenos precomprimidos.

1. Descripción de los viaductos

IDEAM, S.A. ha colaborado con OHL, en el proyecto de ejecución de los Viaductos 1 y 4 con una longitud de 1032,80 y 2232,45 m respectivamente, dentro del Proyecto de Rehabilitación de la línea de Alta Velocidad Ankara-Estambul, línea diseñada para una velocidad de proyecto de 250 Km/h.

El viaducto 4 es el Puente más largo de la línea Ankara-Estambul con 2.232,45 m de longitud, y el tablero consta de 66 vanos isostáticos con la siguiente distribución: 23.4+64x34+32.05 m (Fig. 1). El viaducto 1 tiene una longitud de 1.032,80 m, y el tablero consta de 31 vanos isostáticos con la siguiente distribución: 23.40+29x34+23.40 m. [1]

De acuerdo con la tipología elegida por el cliente, la sección transversal del tablero del puente se constituye mediante 12 vigas contiguas de hormigón pretensado de 1,95 m de canto y 0,93 m de ancho (Fig. 2). Para poder cumplir con los requerimientos de hormigonado y transporte, el vano máximo no debería ser mayor de 35 m. Entre las vigas adyacentes hay una distancia de 0,03 metros para permitir tolerancias durante la colocación de las vigas. La losa de compresión superior tiene un espesor que varía de 0,25 metros a 0,34 para obtener la pendiente transversal requerida. La anchura del tablero se mantiene constante en 11,50 m.

Los vanos isostáticos se fijan en los apoyos de un extremo, permitiendo el libre movimiento longitudinal en el otro. Los desplazamientos transversales se restringen en ambos extremos de cada vano con dos apoyos laterales a modo de tope entre el tablero y la pila o estribo.

Las pilas aporcadas constan de 2 fustes de 2,20 m de ancho y 3,40 m de largo, conectados mediante un dintel superior que sirve de apoyo de las vigas. Este elemento superior incluye también los topes laterales para el tablero

(Figs. 3 y 4). La altura de las pilas varía de 7,40 m hasta 18,03 m en el Viaducto 4, y de 4,25 m hasta 7,82 m en el Viaducto 1.



Fig. 1: Vista lateral del Viaducto 4 concluido

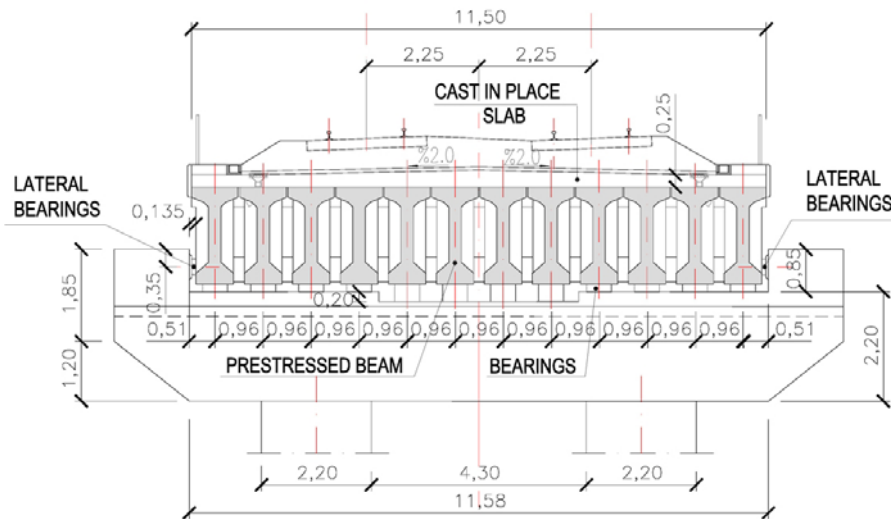


Fig. 2: Sección transversal del viaducto

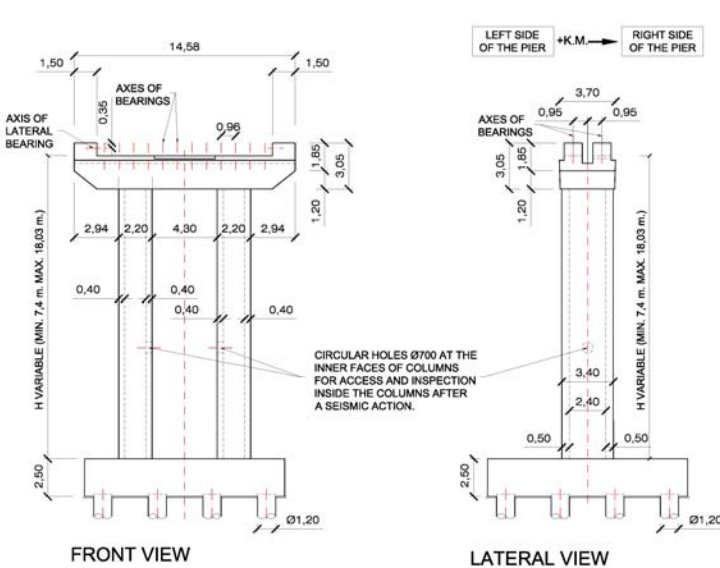


Fig. 3 y 4: Vista frontal y lateral de una pila.

2. Criterios de diseño sísmico

Con un puente con múltiples vanos isostáticos cortos, los efectos térmicos y reológicos no producen problemas tensionales significativos en los raíles. Desde el punto de vista de la interacción vía estructura, es necesario materializar puntos fijos en el tablero para asegurar que las cargas de frenado se transfieran correctamente. La creación de tales puntos fijos implica que se debe controlar la flexibilidad de las pilas y su cimentación. En general los criterios de diseño sísmico son contrarios a los criterios de diseño en función de la interacción vía estructura. De hecho se necesitan, puntos fijos y pilas rígidas para asegurar un comportamiento adecuado de la estructura respecto a la interacción vía estructura, lo cual incrementa las fuerzas sísmicas en las pilas y sus cimentaciones.

En la zona de ubicación del proyecto, la aceleración del suelo es 0.21 g para Viaducto 4 y 0.25 g para el Viaducto 1. De acuerdo con los requerimientos del cliente y la propiedad Turca, las cargas sísmicas para la redacción del proyecto se obtuvieron a partir del espectro de respuesta elástico (Fig. 5) de AASHTO [2], y todos los cálculos posteriores se realizaron de acuerdo a los Eurocódigos, incluyendo un análisis de la capacidad plástica para obtener las fuerzas de diseño para los apoyos y las cimentaciones.

Las fuerzas sísmicas de cálculo para cada elemento individual del puente se han determinado dividiendo las fuerzas elásticas obtenidas del espectro de la figura 5 mediante el apropiado "factor de comportamiento" q del Eurocódigo. Este factor tiene el mismo significado que el Factor R de AASHTO.

Los sistemas de apoyos y las fuerzas transmitidas a las cimentaciones se han obtenido mediante un análisis por capacidad plástica incluyendo, los factores apropiados de sobre resistencia de acuerdo con los Eurocódigos. Para el análisis se ha realizado un cálculo lineal equivalente en todos elementos incluidos los componentes dúctiles como las pilas.



Fig. 5: Espectro horizontal para acciones sísmicas.

Una sobreestimación de la rigidez de la subestructura conlleva a resultados que están del lado de la seguridad en cuanto a las acciones sísmicas, por lo que no se han considerado los efectos de fisuración en las pilas a la hora de obtener el reparto de fuerzas. Para el caso de desplazamientos ocurre lo contrario, los cálculos con una rigidez fisurada en las pilas para obtener valores de movimientos máximos en cabeza de pilas es una hipótesis conservadora y del lado de la seguridad.

Las pilas y estribos se han considerado empotradas en la cimentación a la hora de evaluar las acciones sísmicas, mientras que a la hora de verificar los desplazamientos sísmicos se ha considerado la rigidez real de la cimentación de acuerdo a parámetros geotécnicos del suelo.

Las fuerzas elásticas y los desplazamientos se han obtenido de manera independiente en 2 ejes perpendiculares, el longitudinal y el transversal del tablero. Como no hay interacción entre los vanos en la dirección longitudinal (debido al sistema de apoyos fijo-deslizante en cada vano isostático) (Fig. 6) el empleo de un sistema de un grado de libertad es apropiado para modelar el comportamiento de la estructura en dirección longitudinal.

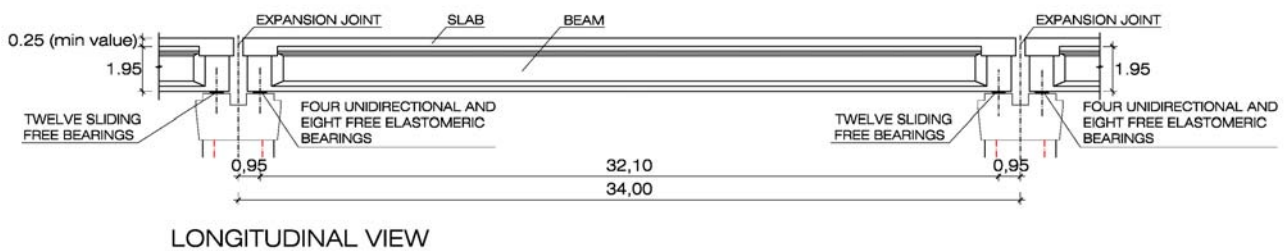


Fig. 6: Sistema de apoyos longitudinales fijo-deslizante en cada vano isostático.

Las fuerzas sísmicas estáticas equivalente del tablero en estribos y pilas en la dirección longitudinal se obtienen de las fuerzas de inercia correspondientes al periodo fundamental de la estructura (estribos y pilas y un vano del tablero) en esa dirección, utilizando la ordenada correspondiente del espectro de respuesta (Fig. 5).

Como pocas interacciones entre tableros en la dirección transversal, el empleo de un sistema de 1 grado de libertad podría ser lo suficientemente aproximado para modelar el comportamiento de la estructura en esa dirección.

Las fuerzas de las pilas se han calculado dividiendo las fuerzas elásticas, por el apropiado factor q de comportamiento. Para ello se ha realizado un análisis por capacidad plástica de acuerdo a los Eurocódigos para obtener las fuerzas de diseño en los apoyos y cimentaciones de las pilas.

3. Análisis multimodal sísmico

Realizada una primera aproximación al problema mediante el análisis de cada pila de manera aislada, al asimilar su comportamiento a un sistema de un solo grado de libertad, se realizaron una serie de cálculos adicionales para verificar los resultados previos obtenidos. El tablero se ha modelado con muelles elásticos representado al conjunto de pila más cimentación de la subestructura (muelle al desplazamiento transversal y al giro de eje vertical)

Los cálculos se han llevado a cabo por medio de un Análisis Espectral, con Superposición Modal. Los resultados de cada modo se combinaron para obtener la respuesta total de la estructura frente a la acción sísmica transversal. El método seleccionado para combinar los resultados de cada modo fue el Método CQC definido por Wilson, der Kiureghian y Bayo, ya que es el método más adecuado para considerar la correlación entre modos, ya que en este caso las frecuencias de cada modo son muy similares, y los términos cruzados de la combinación cuadrática, son muy significativos y además cada uno tiene su signo que puede ser positivo o negativo, y se deben considerar así.

Adicionalmente se realizó un análisis paramétrico considerando libre el giro de eje vertical en ambos extremos de cada vano (equivalente a una subestructura sin rigidez torsional), o teniendo en considerando un muelle al giro de eje vertical en el inicio del vano equivalente al sistema de cimentación-pila, y otros dos estudios más considerando estas constantes de rigidez al giro de eje vertical multiplicada y dividida por 10.

La figura 7 muestra que las reacciones transversales obtenidas en cada elemento son similares en todos los modelos realizados y similares a las obtenidas previamente con el sistema de un grado de libertad con apenas pequeñas variaciones.

Un sismo transversal induce fuerzas y movimientos longitudinales en los 4 apoyos centrales fijos del extremo de cada vano isostático, debido a desplazamientos transversales desacoplados de cada pila. De esta manera los desplazamientos y las fuerzas longitudinales obtenidas en el extremo de cada vano, debido a la acción sísmica transversal se han obtenido mediante dos modelos completos del tablero. El primero considerando la rotación libre vertical en ambos extremos de cada vano, y el segundo, considerando un muelle al giro de eje vertical equivalente al sistema pila-cimentación

Analizando el Viaducto 4, con el primer modelo, considerando el eje vertical de rotación libre, el máximo desplazamiento longitudinal en un apoyo debido a una acción sísmica transversal en una pila es de 6,51 mm.

En el segundo modelo, con muelles al giro de eje vertical, en la línea con los 4 apoyos guiados, el desplazamiento longitudinal máximo en un apoyo, sin considerar inercias fisuradas a torsión en las pilas, se reduce a 4,92 mm.

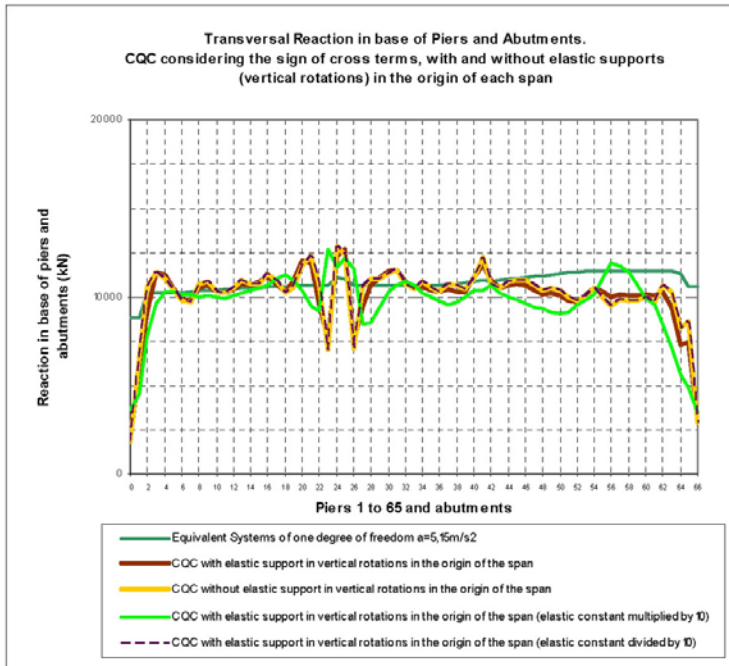


Fig. 7: Reacciones transversales en pilas obtenidas por medio del análisis multimodal

El momento de reacción del eje vertical obtenido mediante el segundo modelo equivale a una distribución longitudinal de fuerzas en los 4 apoyos fijos longitudinales (Fig. 8). Los resultados siguientes son sin considerar ningún tipo de fisuración a torsión en las pilas:

- En veintinueve pilas la fuerza máxima en un apoyo es superior a 3.000 KN.
- En diecinueve pilas este valor es superior a 4.000 KN.
- En once pilas este valor es superior a 5.000 KN, con un máximo de 13.270 KN.
- En treinta y seis pilas esta fuerza es menor de 3.000 KN.

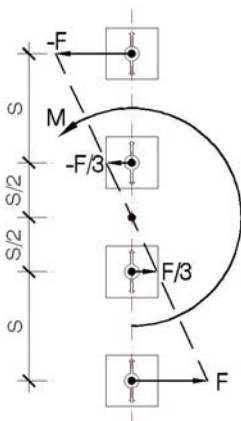


Fig. 8: Distribución de fuerzas longitudinales en los 4 apoyos centrales fijos en sentido longitudinal debido a un momento de eje vertical.

Se ha realizado cálculos adicionales considerando la posibilidad de fisuración torsional de los elementos de las pilas. De esta manera, hemos considerado una inercia torsional de las pilas igual a un tercio de la inercia torsional bruta. Los resultados son similares en el caso de reacciones transversales pero la reacción longitudinal en los 4 apoyos fijos cambian significativamente hasta valores en el entorno del 50 por ciento.

Los desplazamientos en este último caso se encuentran están entre los obtenidos con el primer modelo, con articulación a torsión en cada extremo de cada vano, y los obtenidos con el segundo modelo, considerando un muelle al giro de eje vertical considerando inercias brutas a torsión en las pilas.

Tras estos análisis se puede concluir que debido a la acción sísmica transversal, se desarrollan una serie de fuerzas longitudinales muy importantes en los 4 apoyos guiados del extremo de cada vano debido a giros de torsión de los vanos inducidos por movimientos desacoplados en transversal de dos pilas consecutivas. Sin embargo, estas fuerzas están asociadas a desplazamientos longitudinales muy pequeños en dichos apoyos. Es preferible pues, hacer desaparecer estas fuerzas permitiendo ligeros desplazamientos longitudinales bajo las acciones sísmicas transversales, antes que asumir y resistir estas fuerzas mediante el diseño de sistemas con una respuesta rígida frente a una acción sísmica.

De acuerdo con los resultados de los análisis realizados, es suficiente una capacidad de desplazamiento de aproximadamente ± 10 mm del lado de la seguridad para disipar todas las fuerzas longitudinales en los apoyos debidos a una acción sísmica transversal. Esta capacidad de admitir pequeños desplazamientos longitudinales en los 4 apoyos centrales fijos disipan por completo los efectos longitudinales debidos a un sismo transversal, sin condicionar el diseño longitudinal de los 4 apoyos fijos más que por las fuerzas longitudinales debidas al efecto de un sismo longitudinal. Estos requisitos para las acciones sísmicas deben de cumplirse de manera simultánea a presentar una respuesta rígida de los 4 apoyos bajo las acciones de servicio, frenado y arranque.

4. El sistema de apoyos

Cada vano del tablero se apoya en mediante 24 apoyos verticales. Los 4 apoyos centrales localizados al comienzo de cada vano isostático, deben resistir la acción de las fuerzas longitudinales horizontales en el tablero. El resto de los apoyos (12 situados al final del vano y el resto de los 8 de los apoyos localizados al comienzo de cada vano) no absorben las cargas horizontales, así que son completamente libres, longitudinal y transversalmente (Figs. 9 y 10). Las principales características de los apoyos verticales del Viaducto 4 se muestran en la figura 11. Las fuerzas horizontales transversales se resisten mediante 4 apoyos laterales situados en los extremos de la cabeza de las pilas (Figs. 13 y 14).

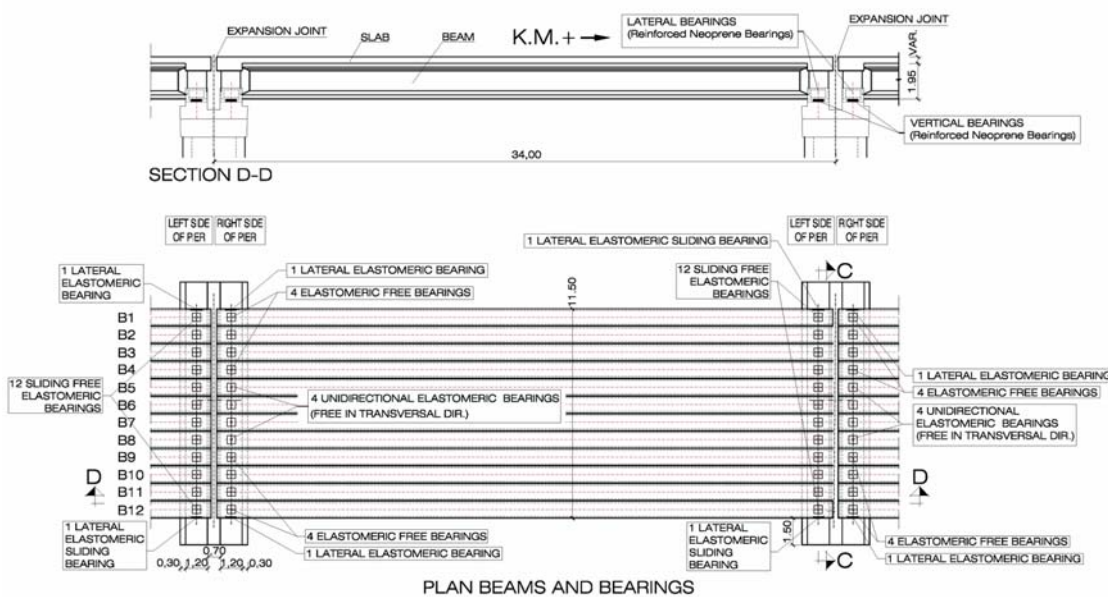


Fig. 9: Apoyos de un vano isostático tipo

La figura 10 muestra la sección transversal del tablero en la línea de apoyos. En ambos extremos, las cabezas inferiores de las vigas están unidas al mismo nivel del apoyo lateral mediante una viga riostra de hormigón ejecutada "in situ" (Fig. 12), para transmitir la reacción horizontal del tablero a los apoyos laterales de las pilas.

El diseño del sistema de los 24 aparatos de apoyo de cada vano isostático permite la utilización de apoyos de neopreno zunchado o bien de apoyos tipo POT.

Si se utiliza apoyos de neopreno, su disposición sería (Fig. 9):

- 12 apoyos de neopreno- teflón (deslizantes) en el extremo de cada vano.
- 4 apoyos elastoméricos unidireccionales, libres en la dirección transversal, localizados al inicio de las 4 vigas centrales para soportar las fuerzas longitudinales.
- 8 neoprenos zunchados convencionales situados al inicio del vano (4 a cada lado del tablero).

En el caso de utilizar apoyos tipo POT, su disposición resultaría:

- 20 apoyos libres tipo POT, 12 de ellos localizados en el extremo de cada vano isostático (Fig. 15) y 8 situados al inicio de cada vanos (4 a cada lado del tablero).
- 4 apoyos unidireccionales tipo POT, libres en la dirección transversal, situados al inicio de las 4 vigas centrales (Fig. 16)

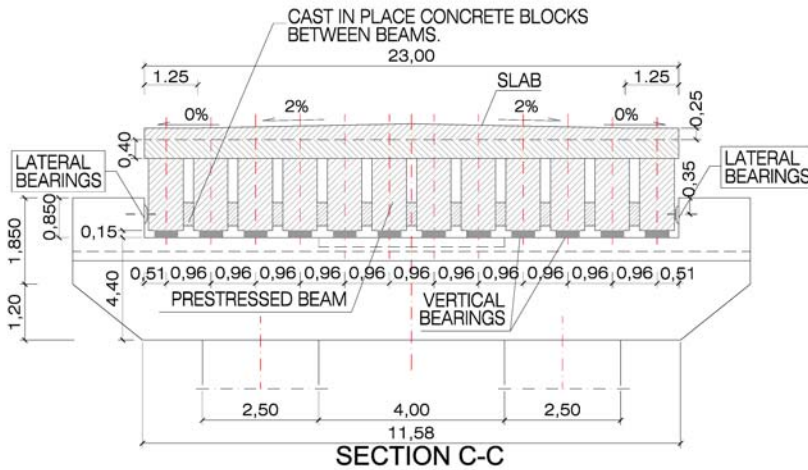


Fig. 10: Apoyos de un vano isostático tipo

	VERTICAL BEARINGS										
	TYPE	A (mm)	B (mm)	n (e+t) (mm)	VERTICAL LOAD				HORIZONTAL LONGITUDINAL LOAD		LONGITUDINAL MOVEMENT (Left side of pier) (mm)
					SERVICE R max (KN)	SEISMIC R max (KN)	SERVICE R min (KN)	SEISMIC R min (KN)	SERVICE LOAD (KN)	SEISMIC LOAD (KN)	
ABUTMENT 1		300	300	6(8+2)	1100	1850	410	0	2400 (*)	6000 (*)	0
P1 (LEFT)		300	300	6(8+2)	1100	1850	410	0	-	-	± 325
P1 (RIGHT) to P18	REINFORCED NEOPRENE BEARING	400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	8660 (*)	± 325
P19 to P23, P-26 to P-37, P-65		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	7762 (*)	± 325
P38, P-39		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	7062 (*)	± 325
P-40 to P-43		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	6478 (*)	± 325
P-24, P-25, P-44 to P-46		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	6025 (*)	± 325
P-47, P-48		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	5595 (*)	± 325
P-49, P-50, P-64		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	5254 (*)	± 325
P-51 to P-53, P-56, P-59, P-61 to P-63		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	4924 (*)	± 325
P-54, P-55, P-57, P-58, P-60		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	2400 (*)	4632 (*)	± 325
ABUTMENT 2		400	400	8(10+3)	1500	2050	560	0	-	-	± 150

(*) ONLY AT RIGHT SIDE OF PIER. FORCES TO BE RESISTED BY THE WHOLE GROUP OF 4 CENTRAL BEARINGS FIXED AT THE LONGITUDINAL DIRECTION. AN ADVERSE DISTRIBUTION OF THE TOLERANCES IN THE EXECUTION OF BEARINGS HAS TO BE CONSIDERED TO EVALUATE THE FORCE TO BE RESISTED BY EACH BEARING, BUT THIS FORCE AT ONE BEARING SHOULD NOT BE HIGHER THAN 2200 KN AT ULTIMATE LIMIT STATE, TO AVOID DAMAGE FOR BEAMS AND TOP OF PIERS/ABUTMENTS.
THE FOUR CENTRAL BEARINGS FIXED AT THE LONGITUDINAL DIRECTION WILL SHOW MAINLY RIGID RESPONSE UNDER SERVICE ACTIONS, BUT A CAPABILITY OF DISPLACEMENT OF +/- 10 mm FROM THE INITIAL POSITION IS NECESSARY IN THE BEARING UNDER SEISMIC ACTIONS KEEPING SEISMIC FORCES INCLUDED IN THE TABLE, BUT NOT HIGHER. THIS MEANS THAT SEISMIC FORCES COULD BE DISTRIBUTED REGULARLY BETWEEN THE FOUR CENTRAL BEARINGS, BUT THIS IS NOT THE SAME FOR SERVICE ACTIONS, AS ABOVE MENTIONED. ROTATION OF 0,7% ABOUT VERTICAL AXIS IS ALSO REQUIRED TO FOUR CENTRAL BEARINGS UNDER SEISMIC ACTIONS.

Fig. 11: Características de los apoyos verticales del Viaducto 4.

De cualquier manera no es posible utilizar aparatos de apoyo elastoméricos y tipo POT simultáneamente, ya que la diferencia en la rigidez de estos dispositivos los hace incompatibles para el puente, con independencia de su localización.

Por otra parte, los apoyos laterales deben ser de neoprenos zunchados, standard al comienzo del vano y neopreno teflón deslizantes en los de los extremos (Fig. 13 y 14).



Fig. 12: Viga riostra entre cabezas inferiores de vigas



Fig. 13: Apoyo lateral de la cabeza inferior de las vigas

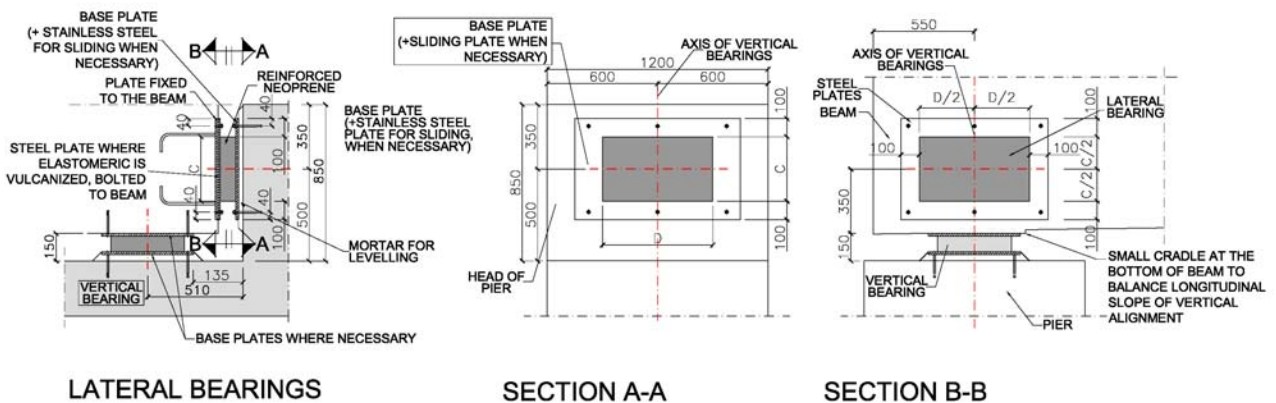


Fig. 14: Detalle de un apoyo lateral



Fig. 15: Vista de los apoyos tipo POT libres



Fig. 16: Vista de los 4 apoyos centrales unidireccionales tipo POT

Para resistir las reacciones verticales y horizontales así como los movimientos longitudinales, hay dos condiciones básicas que el sistema de apoyos debe cumplir.

- Las fuerzas longitudinales horizontales deben ser resistidas en su conjunto mediante los 4 apoyos guiados transversalmente, en lugar de que cada elemento resista un cuarto de dicha fuerza de manera individual.
- Es necesario cumplir con los requisitos de la normativa europea de apoyos EN 1337-1:2000 [3], la cual contempla una distribución adversa de las tolerancias de ejecución entre los diferentes elementos de los aparatos de apoyo responsables de la transmisión de las reacciones horizontales.

En el caso de emplear elementos de elevada rigidez y poca ductilidad para transmitir fuerzas horizontales, las tolerancias de ejecución de los apoyos pueden alterar de una manera muy importante la distribución de reacciones horizontales en los 4 apoyos centrales con respecto a un hipotético reparto uniforme. La

incapacidad del sistema para ofrecer una respuesta lo suficientemente dúctil, y por tanto para realizar el reparto de las reacciones en los apoyos, puede conducir a un fallo repentino sin previo aviso.

- Los 4 apoyos centrales que transmiten las fuerzas longitudinales deben presentar una respuesta rígida en condiciones de servicio (frenado y arranque), pero es necesario permitir una capacidad de desplazamientos longitudinales de aproximadamente 10 mm (con respecto a la posición inicial) bajo la acción sísmica transversal, sin aumentar las fuerzas longitudinales del sismo longitudinal.

Es necesario permitir, bajo las acciones sísmicas, pequeños desplazamientos longitudinales en los 4 apoyos guiados, para disipar los efectos causados por los movimientos trasversales desacoplados en las pilas sometidas al sismo transversal. El giro de eje vertical de un vano producido por este efecto, adicionado al efecto de la rigidez torsional de los marcos que componen las pilas, podría inducir grandes fuerzas longitudinales en los 4 apoyos guiados si estos fueran rígidos, tal y como se requiere para las condiciones de servicio. Esta es la razón por la cual es necesario relajar una respuesta rígida requerida bajo acciones de servicio cuando se someten a la acción sísmica, permitiendo a los apoyos asumir el giro de eje vertical desarrollando fuerzas asumibles.

Esta capacidad de desplazamiento bajo la acción sísmica lleva a una consecuencia muy favorable para el diseño: la distribución de las fuerzas sísmicas longitudinales puede asumirse como uniforme para los 4 apoyos, ya que el sistema tiene la capacidad de desplazamiento para regularizar las fuerzas actuando en cada uno de ellos. La distribución uniforme de las fuerzas longitudinales, y la incidencia en las tolerancias de ejecución de los apoyos, está por lo tanto limitado a acciones de servicio y no a acciones sísmicas (con valores mucho mayores)

5. Diferentes propuestas para el sistema de apoyos realizado por el Contratista

Centrándonos en las propuestas que cumplen con las especificaciones del proyecto, descritas previamente en el artículo, se presentaron 4 alternativas diferentes que podrían resolver el sistema de apoyos.

- Soluciones basadas en llaves de cortante de sacrificio tipo fusible las cuales materializasen la transición de una respuesta rígida en servicio con un desplazamiento admisible de ± 10 bajo la acción sísmica.
- Soluciones que materializasen una rótula de eje vertical permitiendo la rotación relativa del tablero respecto de las pilas, para permitir los efectos de los movimientos trasversales desacoplados de dos pilas consecutivas sometidas a las acciones del sismo.
- Soluciones mediante dispositivos disipativos antisísmicos que implementasen funciones de transmisores de impacto, los cuales proporcionan la rigidez necesaria bajo condiciones de servicio.
- Soluciones que implementasen neoprenos precomprimidos de manera que permitan la respuesta exigida para los apoyos (*Fig. 17*)

Esta última alternativa con neoprenos precomprimidos consiste en unos apoyos tipo POT guiados transversalmente contenidos entre dos neoprenos horizontales precomprimidos, con todo el conjunto del apoyo contenido en una carcasa de metal anclada a la subestructura. Las barras usadas para precomprimir los neoprenos se dejan en los apoyos trabajando como una guía, así como para prevenir la descompresión de los neoprenos horizontales. De cualquier manera estas barras fallan para prevenir la sobrecarga de los neoprenos en caso de sismo.

Con la disposición mencionada, y hasta que la carga longitudinal exceda la fuerza de precompresión en neopreno, los apoyos responden básicamente de manera rígida, ya que la carga aplicada se traduce en una descompresión de las barras, causando apenas deformaciones. Una vez que la carga es mayor que la fuerza de precompresión, esta es directamente transmitida al neopreno lateral, cuya compresibilidad ha sido previamente calibrada para admitir un desplazamiento relativo máximo de aproximadamente 10 mm cuando la carga aplicada alcanza el valor máximo de la acción sísmica. Hasta este momento el POT descansa en una superficie deslizante inferior.

Este sistema de apoyos asegura una respuesta adecuada a los dos requerimientos básicos planteados, por una parte, el sistema desarrolla una adecuada respuesta rígida bajo condiciones de servicio, y por otra, permite desplazamientos de ± 10 mm cuando se somete a la máxima acción sísmica.

Esta clase de apoyos asume la distribución longitudinal uniforme de las cargas entre los cuatro apoyos centrales. Incluso asumiendo la existencia de una distribución desfavorable de tolerancias en la ejecución de los apoyos, la respuesta del sistema está garantizada. La carga iría directamente hacia los apoyos más penalizados, aquellos con las peores condiciones de tolerancias, hasta que alcancen la fuerza de precompresión de los neoprenos. Después de esto,

sería suficiente con un ligero desplazamiento del POT del orden de la tolerancia garantizada (escasos milímetros) para permitir que los apoyos contiguos entren en carga hasta equilibrar las cargas aplicadas. Es decir, está garantizada la flexibilidad necesaria del sistema para regularizar la incidencia en las tolerancias de ejecución en los apoyos tipo POT guiados, sin poner en riesgo la respuesta global del sistema, ni causar riesgos de sobrecarga en algún apoyo, lo cual llevaría a una situación de rotura bajo las acciones de servicio.

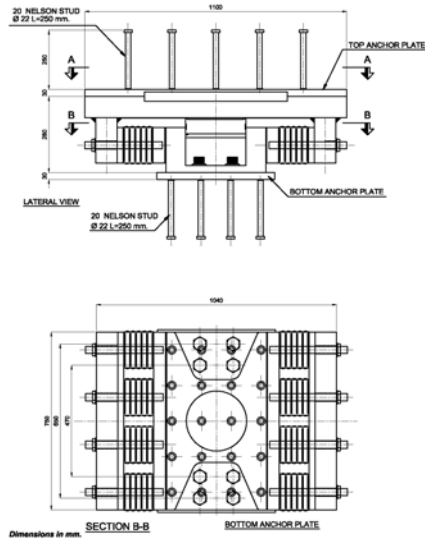


Fig. 17: Vista de un dispositivo de apoyo con neoprene precomprimido

Esta alternativa de apoyos presenta así mismo algunas ventajas adicionales, tales como:

- Ausencia de elementos fusibles en los cuales la rigidez cambie dependiendo de situaciones de servicio y sismo.
- No contienen elementos especialmente sensibles a fatiga, lo cual podría producir un fallo prematuro, o bien requerir su sobredimensionamiento para evitarlo.
- Fácil inspección, mantenimiento y sustitución periódica o tras un sismo importante.

La solución mediante el empleo de neoprenos laterales precomprimidos nos permite cumplir de manera satisfactoria con los requisitos del diseño descritos en el artículo, por lo que esta fue la alternativa finalmente elegida que se dispuso en obra.

6. Principales participantes en el proyecto

Propiedad: T.C.D.D.Turkish State Railways General Directorate

Proyecto y Apoyo Técnico a la Obra: IDEAM S.A.: Francisco Millanes, Javier Pascual, Miguel Ortega, Mónica Alonso, Gonzalo Antúnez

Constructor: UTE OHL/Alarko/G&O Joint Venture

Servicios Técnicos de OHL: Manuel Alpañés, Juan Carlos Lancha

7. Referencias

- [1] MILLANES F., ORTEGA M., "Track-Structure interaction and seismic design of the bearings system for some viaducts of Ankara-Istanbul HSRL Project". *Workshop Track-Bridge Interaction on H.S.R.* 2007 pp. 19-39
- [2] American Association of State Highway and Transportation officials (AASHTO-1994)
- [3] Structural Bearings. Part 1: General design rules. (EN 1337-1:2000)