





Viaducto de Wasco. California HSR

California High-Speed Train Project. Sierra "S" Subdivision. Fresno to Bakersfield / CP4. Wasco Viaduct.

Jesús José Corbal Álvarez*, a, Juan Ruíz Escobedob y Santiago Guerra Sotob

^a Ing. Caminos, Canales y Puertos, and PE (TX/CA). corbal@temha.com. TEMHA ^b Ing. Caminos, Canales y Puertos. <u>iruiz@arenasing.com</u> / <u>sguerra@arenasing.com</u> ARENAS&ASOCIADOS

RESUMEN

La Alta Velocidad Ferroviaria en California tiene como objetivo conectar Los Ángeles y San Francisco, estando actualmente en fase de Proyecto y Obra el tramo entre Merced (32 millas/51.5 km al norte de Fresno) y Bakersfield, en el valle de San Joaquín. El viaducto de Wasco se ubica en el Condado de Kern, en la ciudad de Wasco y está articulado en tres tramos, dos viaductos de acceso en hormigón postesado de sección cajón y una pérgola central, también en hormigón, que cruza las vías de la BNSF. La estructura da servicio a una doble vía en placa, desarrollándose sobre un trazado curvo en planta (R=6745 m) que permitirá una velocidad de servicio de 220 mph (354 km/h).

ABSTRACT

California is developing an ambitious plan to connect, by means of a high-speed railway network, the cities of Los Angeles and San Francisco. In a second stage, this connection will be extended to Sacramento and San Diego. Nowadays, the stretch between Merced (Madera County) and Bakersfield (Kern County) is under construction. Wasco viaduct is located in Kern County, in Wasco, and it is composed by three frames; two post-tensioned box girder concrete approaching viaducts and one pergola crossing over the BNSF tracks. The viaduct is designed for a non-ballast double track, along a curved in plan alignment (R=6745 m) which will allow a service speed of 220 mph (354 km/h)

PALABRAS CLAVE: pérgola, hormigón, sismo, alta velocidad, pretensado, prefabricación **KEYWORDS:** pergola, concrete, post-tensioning, seismic, high-speed, prefab

1. Introducción

El transporte ferroviario en Estados Unidos ha tenido una fuerte tradición, especialmente en el transporte de mercancías. California, en la búsqueda de eficiencia energética, una medioambiental y de incremento en la seguridad en los desplazamientos se ha embarcado en el planeamiento y construcción de una línea de alta velocidad ferroviaria para pasajeros.

La línea de Alta Velocidad en California, en una primera fase, pretende conectar las ciudades de Los Ángeles y San Francisco, principales núcleos de población y de desarrollo socioeconómico del Estado. Pero los planes no

terminan con esa conexión, ya que la intención es ampliar la línea hasta la capital del Estado, Sacramento, por el norte y hasta San Diego, por el sur. Actualmente, el Estado está centrado en concluir el tramo que discurre por el valle de San Joaquín, entre las ciudades de Madera y Bakersfield (211 km), ya que es el que menores dificultades administrativas (expropiaciones en terrenos urbanos) y técnicas (cruce de la falla de San Andrés) presenta. El formato de licitación de los contratos en la línea de Alta Velocidad en California, hasta la actualidad, han sido en la modalidad Design and Build. El tramo entre Madera y Bakersfield fue dividido en cuatro paquetes de Construcción (CP1, CP2-3 y CP4). La estructura de Wasco, objeto del presente artículo, se enmarca en el CP4, entre Fresno y Bakersfield, Subdivisión Sierra "S", estando situado en la localidad de Wasco, en el Condado de Kern. El tramo CP4 fue adjudicado a CBR (California Rail Builders), integrado por la UTE Ferrovial-Agroman US Corp y Griffith Company. Temha y Arenas&Asociados han sido los encargados de desarrollar el Proyecto del Viaducto de Wasco, realizado para Engloser.

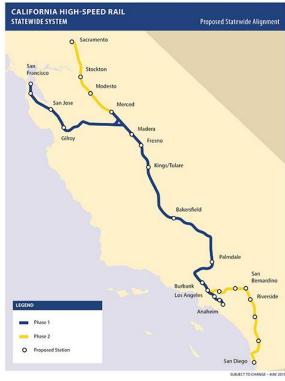


Figura 1. Línea de Alta Velocidad en California. Cortesía de CAHSRA

2. Condicionantes del diseño

El diseño de la estructura de Wasco es fruto de tres factores:

- Criterios de diseño de CAHSRA [1]
- Cruce sobre las vías de la BNSF [2]
- Condicionante Sísmico

2.1 Criterios de diseño de la CAHSRA

Todas las disciplinas ingenieriles necesarias para el diseño ferroviario quedan reguladas por las directrices que, la CAHSRA, establece a través del DCM [3] y de los *Directive Drawings*. El DCM constituye una guía clara, cuyo fin es uniformizar el diseño con unos estándares de calidad comunes para toda la línea.

En el caso de viaductos, la consigna de la CAHSRA es clara, evitar a toda costa los aparatos de dilatación de vía en las estructuras elevadas, con el fin de minimizar el mantenimiento en la línea. Únicamente son permitidas en aquellos casos en los que resulten inevitables.

En nuestro caso, el viaducto de Wasco, ya que el entorno en el que se ubica la obra así lo ha permitido, se ha diseñado sin necesidad de disponer aparatos de dilatación de vía. Esta filosofía de diseño, diferente a la empleada en España en nuestro desarrollo de las líneas de alta velocidad, está más en línea con las directrices empleadas actualmente en Alemania y Francia.

Así, las longitudes máximas de viaductos se ven limitadas a menos de 120 m, en el caso del hormigón, material preferencial para la CAHSRA, ya que requiere un menor mantenimiento que las estructuras de acero, y más acorde con la tradición constructiva del Estado de California.

Para las estructuras elevadas destinadas al ferrocarril, la tipología principal a emplear es la de tablero continuo en sección cajón con hormigón postesado. Esta elección viene dada por criterios resistentes y de integración paisajística. Tableros de vigas pretesas son únicamente admitidos para pasos superiores o en tramo en pérgola, como es el caso de Viaducto de Wasco. Dentro de la línea de Alta Velocidad, desde Madera a Bakersfield (211 km), las estructuras singulares presentes son el Cedar Viaduct al Sur de Fresno (que posee vanos singulares con sendos arcos bowstring, consecutivos y esviados sobre la SR99), el Viaducto sobre el río San Joaquín, que enlaza un bow-string sobre el mencionado río y una estructura en pérgola sobre la vía única de la BNSF; y el viaducto de Wasco, con su pérgola

sobre la BNSF. En un segundo plano quedan los pasos de vano simple con sección en artesa presentes en el CP4, empleados en aquellos casos de gálibo reducido.

Estos condicionantes de diseño impuestos por la CAHSR, llevaron a proyectar dos viaductos de acceso (frame 1 y frame 2) como viaductos continuos de hormigón postesado en sección cajón con longitudes inferiores a 100 m, con el fin de evitar los aparatos de dilatación de vía. Dadas las peculiaridades del diseño de los viaductos en California, como consecuencia del sismo, los puntos fijos para el frenado ferroviario se han dispuesto en las pilas, como se verá posteriormente.

Además de fijar la geometría de la sección transversal de los viaductos. CAHSRA determinó igualmente la forma de las pilas, de sección circular y un capitel que para adaptarse a una sección rectangular en la que alojar los aparatos de apoyo y recibir al tablero, buscando de ese modo una integración formal entre tablero y pila. Este diseño de pilas y tableros proporciona una unicidad a las estructuras elevadas ferroviarias, confiriendo una identidad a las mismas. Igualmente, el diseño de las impostas ha venido determinado por la propia CAHSRA, elementos de hormigón armado con un encofrado en patrón de círculos con diámetro variable. El diseño de las impostas (parapets) fue comunicado a través de Directive Letters, recurso empleado por la Authority para realizar modificaciones o añadir elementos de diseño no incluidos en el DCM.



Figura 2. Viaducto tipo y pilas en la CaHSR

Desde el punto de vista funcional, la sección del viaducto da servicio a una doble vía

en placa. Los trenes se alimentan eléctricamente a través de catenaria.

Cabe decir que, el DCM, categoriza las estructuras desde el punto de vista estructural y su respuesta sísmica, quedando clasificado el Viaducto de Wasco como *Primary Type 1 Nonstandard*. Esto determina los criterios funcionales que deben de ser considerados en la verificación de los elementos estructurales bajo las situaciones de No Colapso (MCE, *Maximum Considered Earthquake*) y Servicio (*OBE*, *Operating Basis Earthquake*).

2.2 Cruce sobre las vías de la BNSF

El viaducto de Wasco viene condicionado por el cruce de las vías de las vías de la BNSF. Cruce que se realiza con un gran ángulo de esviaje, ya que ambas líneas discurren paralelas entre la localidad de Wasco y los cultivos de almendros de esa zona del valle. Esto supuso la necesidad de un tramo en pérgola, la cual alcanza una longitud de 1235' (375 m), repartida en 5 módulos para evitar el uso de aparatos de dilatación de vía.

Además, fue requerido por la BNSF que, en esa zona, a cota de terreno natural se les permitiera el futuro desarrollo de un cross-over de hasta cinco vías. Esto dictó las dimensiones de la estructura, marcando el gálibo vertical en 24' (7.31 m) y la anchura de 108.5' (33.1 m), necesaria para alojar el citado cross-over.

Pero no sólo el cruce de la BNSF condicionó el viaducto desde un punto de vista geométrico, sino también desde el punto de vista resistente. Y es que, la dimensión de las columnas de la pérgola y su armado vino determinado por la fuerza de impacto requerida por la BNSF. En el DCM art. 12.5.2.14 se establecía la fuerza de impacto en 900 kips (4000 kN) en la dirección paralela a la vía de la BNSF y de 350 kips (1557 kN) en la perpendicular. Ante esta situación, el sismo era dimensionante, pero la BNSF, para permitir el cruce elevado sobre sus vías requirió que la fuerza de colisión fuera de 2262 kips (10000 kN), con el ángulo de

ataque que resultara más perjudicial sobre la estructura.

Cabe decir que el DCM permitía la posibilidad de disponer un muro de sacrificio anticolisiones, pero esa solución hubiese requerido un incremento en la luz de las vigas de la pérgola y una elevación de la rasante, lo cual, encarecía la construcción de la pérgola frente a la solución de columnas resistentes al impacto, ya que el impacto es ligeramente más demandante que el evento sísmico último.

2.3 Condicionante sísmico

California en una zona sísmicamente activa, sin embargo, el Viaducto de Wasco, se ubica en una región relativamente inactiva, entre dos áreas de actividad tectónica documentada: Sierra Nevada al Este y la Cordillera del Pacífico, al Oeste. En Sierra Nevada se encuentran fallas ciegas con capacidad de generar terremotos de intensidad media a alta. Por su parte, la Cordillera Pacífica, en el tramo noroeste presenta la Falla de Andrés, principal elemento tectónico de Norte América en el Pacífico. Sin embargo, la influencia de la falla de Andrés, en el Valle de San Joaquín es reducida por la distancia a la que se encuentra del mismo.

Cabe mencionar que, a pesar de encontrarse Wasco en un área de depósitos aluviales compuestos por arenas y limos, materiales con alto riesgo de sufrir licuefacción bajo un evento sísmico, dicho riesgo es despreciable ya que el nivel freático se encuentra a 95' (29 m) de profundidad. Según los estudios, y la experiencia en la zona, las licuefacciones se producen en estratos de 75' (23 m) de espesor.

Así, el único efecto sísmico a tener en cuenta es el propio terremoto en sí. Desde el punto de vista de diseño del DCM, section 11.5.2, el sismo se debe de dos maneras:

- Máximo Sismo Considerado (MCE): sismo correspondiente al mayor del espectro probabilista con una probabilidad de excedencia mayor del 10% en 100 años (es decir, un periodo de retorno de 950 años) o un espectro

determinista basado en la mayor respuesta media resultante de la máxima ruptura de cualquier falla en las proximidades de la estructura.

- Sismo Básico Operativo (OBE): sismo correspondiente a un espectro probabilista basado en una probabilidad del 86% de excedencia en 100 años (T_{retorno}=50 años).

La interpretación de los anteriores criterios fue llevada a cabo directamente por la CAHSRA, entregando directamente los espectros a emplear en las verificaciones estructurales.

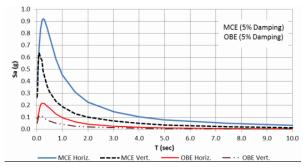


Figura 3. Design Spectra for Wasco Viaduct

La clasificación estructural del viaducto de Wasco como Primary Type 1 Non-standard, supuso realizar un análisis No Lineal en el Tiempo NLTH, siendo necesario el empleo de acelerogramas de respuesta. La *Authority* entregó un conjunto (*set*) de 7 acelerogramas, rotados con incrementos de 30° (0°, 30°, 60° y 90°); es decir, un total de 28 casos de eventos sísmicos, debían considerarse, tomando la media de los máximos estados tensionales y deformacionales de cada uno de los mencionados casos. Cabe añadir que cada *set* de acelerogramas posee 3 componentes, H1, H2 y V, constituyendo ellos tres uno de los 7 *sets* de acelerogramas.

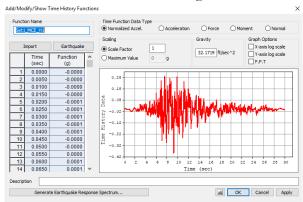


Figura 4. Acelograma perteneciente al MCE en el Set 1 en su componente H1

3. Viaducto de Wasco

3.1 Descripción Geométrica

Los condicionantes al diseño anteriormente expuestos llevaron a la geometría final del viaducto de Wasco, de 1954' (595 m) articulado, en orden de Pk's crecientes en frame 1, frame 2 y frame 3, que pasamos a detallar a continuación.

3.1.1. Frame 1. Viaducto de Acceso 1.

El viaducto de Wasco arranca con un doble viaducto de dos tableros continuos en sección cajón de hormigón (f_c=6ksi = 41MPa) postesado de 300' (90 m) y 200' (60 m), con una distribución de vanos de 3 + 2, con una luz por vano de 100' (30 m). Esta división del *frame 1* en dos viaductos de 3+2 vanos evita la necesidad de disponer aparatos de dilatación de vía, condición de la CAHSR, como ya se ha mencionado. La

sección tiene un ancho de 43' (13.1 m), dando servicio a 2 líneas de ferrocarril sobre vía en placa, y un canto de 9' (2.7 m).

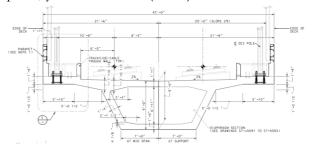


Figura 5. Sección transversal tipo de Viaducto

El viaducto se apoya sobre un estribo cerrado de hormigón (f_c=5 ksi = 35 MPa) armado que alcanza una altura total de 49' (15 m), siendo una tipología de estribo poco habitual en California, donde proliferan los estribos cargadero. El estribo se cimenta sobre 6 pilotes de 5' (1.5 m) de diámetro y una longitud de 25 m.



Figura 6. Infografia del Viaducto de Wasco. Cortesía HSR (https://www.youtube.com/watch?v=nzvIowHK4bs)

Las 5 pilas de hormigón (f_c=5 ksi = 35 MPa) que hay entre el estribo y el primer módulo de pérgola, siguen los condicionantes de diseño geométrico establecido por la CAHSRA, como ya fue mencionado anteriormente, un fuste cilíndrico que, a través de un capitel pasa a una

coronación con sección cuadrada. El diámetro de nuestra pila es de 8' (2.4 m), mientras que la coronación del capitel es de 4.2x4.2 m².

Las pilas se cimentan sobre encepados de 4 pilotes (f_c =4 ksi = 27 MPa), en las pilas 2 a 5 y en 3, en la pila 6, por condicionantes de espacio

al no ser posible invadir el *Right of Way* de la BNSF. El diámetro de los pilotes es de 2.0 m y una longitud de unos 17 m. Las pilas se vinculan al tablero a través de bloques de transmisión de cortante, como se explicará más adelante en el presente artículo.



Figura 7. Piers in California HSR Viaducts. Courtesy by: CAHSRA

3.1.2. Frame 2. Pérgola

El tramo en pérgola del viaducto de Wasco es consecuencia del cruce sobre las vías de la BNSF. Su longitud total es de 1235' (376 m), con una anchura de 125' (38.1 m), quedando divida en cinco módulos (77.5 + 77 + 66 + 77 + 78.5 m). Esta división en módulos, al igual que en el caso del viaducto tiene como objeto evitar los aparatos de dilatación de vía.

Los módulos vienen organizados a partir de la distribución en planta de las columnas (f_c =5 ksi = 35 MPa), dispuestas paralelamente a la línea de la BNSF, con una separación entre sí de 36'

(11 m). Estas columnas tienen un diámetro de 7' (2.1 m), cimentadas en un monopilote tipo *Shaft II*, según la Caltrans Seismic Design Criteria (SDC) versión 1.7, de 9' (2.7 m) de diámetro. En su parte superior, las columnas ofrecen apoyo a la viga de borde que recibe las vigas pretesas que componen el dintel de la pérgola. La conexión entre columna y dintel se produce a través de una estricción en la sección de la columna, que pasa a tener un diámetro de 5.5' (1.68 m) en una altura de 3" (7.5 cm). Esto es así por la estrategia de resistencia sísmica planteada, la cual se explicará en otro apartado del presente artículo.

La viga de borde tiene una sección rectangular, ancho-alto, de 2.3m x 3.9m. Esta viga de borde se construye en dos fases, una primera que sirve de apoyo a las vigas pretesas y un segundo hormigonado para solidarizar las vigas a la mencionada viga de borde.

Las vigas empleadas en la pérgola son del tipo Caltrans Wide Flange, de 96" (243 cm) y 102" (260 cm) de canto, disponiéndose 22 CA WF-96 en el primer módulo, 22 CA WF-102 en el segundo, 26 CA WF-102 en el tercero, 28 CA WF-102 en el cuarto, y finalmente, 22 CA WF-96 en el quinto. La separación entre vigas viene regida por la distancia entre columnas, pudiéndose disponer bien 3 o 4, según las necesidades. Las columnas deben de respetarse, ya que es necesario que su armadura se introduzca completamente en la viga de borde.



Figura 8. Vista del Viaducto de Wasco (Nov 2019). Cortesía CRB (Ferrovial)

Sobre las vigas (f_c=7 ksi = 48 MPa), se ubica la losa (f_c=5 ksi = 35 MPa), de 43' (11.30 m) de anchura y 1' (30 cm) de canto mínimo que sirve de plataforma ferroviaria y, que, además, arriostra transversalmente en cabeza las vigas. Para mejorar el reparto transversal entre las columnas de la pérgola frente al evento sísmico y de colisión, las vigas de borde de cada módulo se conectan en cabeza entre sí a través de una losa de hormigón, con lo que, en planta, el conjunto losa-viga de borde conforma un marco que mediante un mecanismo de reparto torsional (pares de fuerzas) uniformiza los esfuerzos cortantes en cabeza de columna.

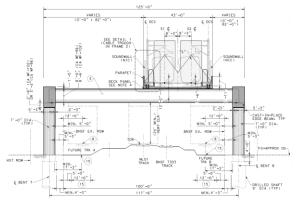


Figura 9. Sección Tipo de Pérgola

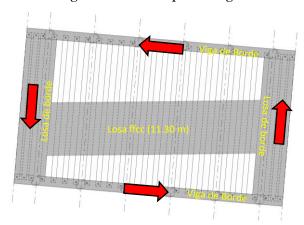


Figura 10. Mecanismo de reparto de esfuerzos horizontales

Cabe reseñar que el diseño de la pérgola de Wasco difiere del realizado en la pérgola del viaducto del río San Joaquín, en Fresno, perteneciente al *Construction Package 1* (CP1). En aquel, los módulos consecutivos de pérgola compartían pila, mientras que, en este caso, cada módulo presenta un voladizo de 18' (5.5 m).

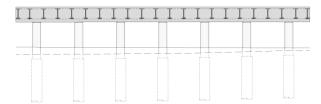


Figura 11. Módulo de Pérgola de Wasco. Voladizos

3.1.3. Frame 3. Viaducto de Acceso 2

Tras la pérgola, es necesario disponer un segundo viaducto que, al igual que el primero, consiste en un tablero continuo de hormigón postesado de 9' (2.7 m) de canto, de longitud total 200' (61 m) en sendos vanos de 100' (30.5 m). El tablero apoya sobre dos pilas, *Bent 9 y Bent 10*, con la misma tipología que en el Viaducto 1, estando cimentadas en encepados de 3 y 4 pilotes respectivamente. Igualmente, el viaducto termina en estribo cerrado (AB 11), al igual que comenzaba la estructura, y al igual que en dicho caso, el estribo se prolonga en muros de suelo mecánicamente estabilizados (*MSE*).

3.2 Articulación de Apoyos y Viaje de Cargas frente a Sismo.

3.2.1. Articulación de Apoyos

Una de las decisiones de diseño más importantes que hubo que tomar para satisfacer los criterios resistentes (acciones externas), mantenimiento (ausencia de aparatos de dilatación de vía) y de confort (paso de trenes); estaba relacionada con la articulación de la estructura.

Conviene destacar que, en la filosofía de diseño de la SDC no se debe confiar en la resistencia de los estribos, siendo habitual su comportamiento como fusible frente al sismo, tanto en sentido longitudinal, como transversal. Así, la resistencia del evento sísmico queda conferida integramente a las pilas.

De lo anterior, se deduce que la estrategia habitual empleada en España de establecer el punto fijo ferroviario en el estribo no es posible bajo la perspectiva de resistencia sísmica de la SDC, basada principalmente en criterios de ductilidad. Estos criterios de ductilidad consisten en forzar la formación de rótulas plásticas en la subestructura, en elementos controlables y reparables, protegiendo por sobrecapacidad los elementos estructurales adyacentes.

Por tanto, la articulación de los apoyos de la estructura y el camino de transmisión de cargas frente al evento sísmico, están intrínsecamente relacionados.

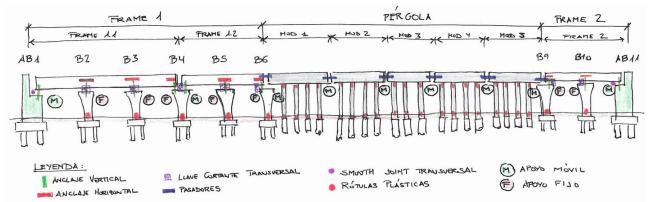


Figura 12. Articulación de Apoyos y Rótulas Plásticas

Comenzando por la organización de los apoyos desde el punto de vista ferroviario, tenemos que distinguir entre la dirección longitudinal y la transversal. Longitudinalmente, y dado que en los estribos no pueden anclarse los tableros, la transmisión de las fuerzas de aceleración y frenado al terreno se realiza a través de las pilas. Así, los tableros se vinculan a las pilas a través de barras horizontales de acero de alto límite elástico, cosiéndolos a unos bloques dispuestos en cabeza de pila, los cuales quedan incrustados en los diafragmas de pila de los citados tableros. De este modo, los estribos quedan libres frente a las fuerzas de aceleración y frenado y, por lo tanto, no condicionan su respuesta ante el evento sísmico.

Ahora bien, cabe añadir que, dada la longitud de la estructura y, para evitar la disposición de aparatos de dilatación de vía, con el fin de no sobre tensionar los carriles como consecuencia de las fuerzas de interacción entre tablero y carriles, fue necesario adoptar alguna medida adicional. Así, aparecieron las pilas B4, B6 y B9, que son comunes a los viaductos frame 1.1 y frame 1.2 (B4), frame 1.2 y módulo 1 de pérgola (B6) y módulo 5 de pérgola con frame 2 (B9). En estas pilas se dispuso un apoyo fijo y otro móvil para cada tramo de estructura.

Una vez explicado el comportamiento longitudinal de los viaductos, pasaremos a los

módulos de pérgola. Cada uno de los 5 módulos, constituye una unidad independiente desde el punto de vista longitudinal, transmitiendo las acciones horizontales al terreno a través de las columnas.

Para cerrar el capítulo de la articulación en sentido longitudinal, queda hablar de las juntas entre tablero previstas para acomodar los movimientos sísmicos, térmicos y de retracción, para evitar contacto entre las estructuras. Así, en estribos, la junta es de 12.5 cm, con lo que no hay contacto con su espaldón y, por tanto, no los implica en el comportamiento sísmico. La junta entre viaductos, viaductos y pérgola y módulos de pérgola entre sí, es de 5 cm.

Transversalmente, los condicionantes de confort frente a desplazamientos horizontales elementos relativos entre estructurales impuestos por el DCM en su tabla 12.19 permiten únicamente 4 mm ante el OBE. Es por ello que se han dispuesto los bloques de cortante en pilas de viaducto, mientras que los estribos disponen de llaves de cortante transversal, con junta lisa (smooth surface) que resiste las combinaciones de cargas en SLS y ULS, el OBE, en rango incluyendo elástico, comportándose como fusibles para el sismo MCE. Entre viaductos y módulos de pérgola y entre módulos de pérgola entre sí, se dispusieron pasadores (dowels) de acero inoxidable, que coaccionan el movimiento transversal, permitiendo, sin embargo, el longitudinal.

Verticalmente, en estribos y pilas ha sido necesario disponer barras de anclaje de acero de alto límite elástico pretensadas, ya que son exigidas según el DCM 12.8.6.5 para todos aquellos casos en los que la reacción vertical debida al sismo supere el 50% de la reacción de peso propio.

Finalmente, cabe decir que los aparatos de apoyo verticales dispuestos en pilas y estribos son de tipo disco, habituales en la Costa Oeste de Estados Unidos, con una mejor durabilidad que los de tipo POT, pero para cargas menores que las habituales en apoyos esféricos.

3.2.2. Viaje de Cargas frente a Sismo

Como ya se ha mencionado en el presente artículo, la filosofía resistente frente a sismo a emplear en el proyecto sigue la SDC v 1.7, basada en ductilidad a través de rótulas inelásticas, o plásticas. Estas rótulas plásticas únicamente deben disponerse en pilas y columnas, quedando prohibidas en tableros (seguridad) y pilotes (no inspeccionables).

Las rótulas plásticas se condicionan a través de modelos de armado, con cuantías longitudinales entre el 1% y el 4% y armaduras de confinamiento transversal del hormigón en la longitud en la que puede generarse la mencionada rótula. Para la obtención del momento plástico idealizado se permite la utilización de las *expected properties* del material, empleando como modelo de confinamiento el obtenido por Mander [5].

Las rótulas plásticas las hemos forzado de modo que aparezcan en la base de las pilas de los viaductos, y en la base y estricción de las columnas de las pérgola. Esta estricción ayuda a la formación de las rótulas plásticas, facilitando la protección por sobrecapacidad de la viga de borde y del pilote que las cimenta.

Los elementos protegidos por sobrecapacidad son, los encepados de pilotes de las pilas de viaducto, los pilotes de columna, viga de borde y conexión de vigas dintel de pérgola con la viga de borde.

Por su parte, los estribos, como ya se comentó, presentan los bloques de cortante con comportamiento fusible con sismos mayores que el OBE. En cambio, tanto los bloques de cortante de pilas, como los restrainers verticales y horizontales, y los dowels entre módulos de pérgola y de conexión entre pérgola y viaducto, deben de tener un comportamiento elástico frente al MCE. Este MCE es además quien determina la longitud de los pilotes, que viene regida por los criterios de *lateral fixity*, por encima de la capacidad portante del terreno frente a acciones verticales.

4. Modelo de cálculo

Para la verficación del viaducto de Wasco, realizamos un modelo 3d de barras y elementos lámina en el programa Midas Civil, considerando la interacción suelo estructura a través de muelles no lineales (curvas p-y) y la implementación de rótulas plásticas en las ubicaciones definidas en la figura 12.

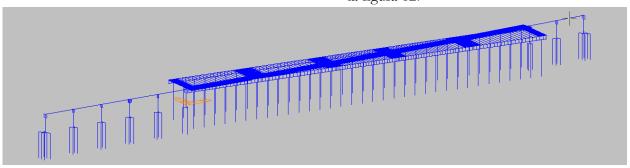


Figura 13. Modelo de Cálculo del Viaducto de Wasco en Midas Civil

Las acciones introducidas en el cálculo son todas aquellas demandas en el DCM, siguiendo las combinaciones establecidas en el mismo, tanto en Servicio, como Estado Límite Último y Accidental. Para las verificaciones estructurales y deformacionales seguimos igualmente las directrices del DCM, que se apoya en la SDC y en la AASTHO LRFD Bridge Design Specifications 6th Edition con los Caltrans Amendments a dicha versión.

5. Conclusiones

La experiencia de trabajo desarrollada en el Viaducto de Wasco ha sido enriquecedora, pues nos ha llevado a emplear criterios de diseño ferroviario y sísmico diferentes a los empleados en los proyectos desarrollados en España.

El Proyecto fue aprobado por la Authority y actualmente se encuentra en fase de construcción por parte del equipo de CRB, prestándoles servicio de aclaración de cuestiones puntuales relacionadas con la obra.

Agradecimientos

Desde Temha y Arenas&Asociados, queremos dar las gracias a todos aquellos que han estado implicados en la fase de proyecto, así como ahora, en la fase de obra. En especial, queremos agradecer la cordial relación y el apoyo en las comunicaciones con la Propiedad, así como su gestión del proyecto a:

- Pere Villalba. Structures Design Manager, California Rail Builders (Ferrovial). pvillalba@ferrovial.com

La colaboración que, desde la Authority hemos recibido para adaptar el proyecto a la filosofía de diseño según Caltrans y Aashto y lograr la aprobación del mismo:

- Aamir Durrani, P.E. Engineering Oversight Manager. PCM. CP4. adurrani@hntb.com

Las siempre instructivas clarificaciones en la interpretación de la SDC y de la filosofía de diseño en California por parte de: - Mark Mahan, Ph.D., P.E. Chief, Office of Earthquake Engineering, Analysis & Research. Caltrans-DES-SP&I mark.mahan@dot.ca.gov

Los consejos en la elección de los rangos de frecuencias y el tiempo de análisis para los cálculos en NLTH, así como para la interpretación de la *lateral fixity* en pilotes:

- Anoosh Shamsabadi, Ph.D., P.E. Supervising Transportation Engineer at CAHSRA anoosh_shams@yahoo.com

Finalmente, la colaboración, para generar un proyecto bajo los estándares del Estado de California, de un socio y amigo como:

- Greg L. Rende. P.E. President. Rende Consulting Group, Inc. greg@rendeconsulting.com

Referencias

- [1] California High-Speed Railway Authority
- [2] Ferrocarril Burlington-Santa Fe
- [3] California High-Speed Rail Authority. Design Criteria Manual. Book III, Part A.1. Artículo 11.4.2
- [4] California High-Speed Rail Authority. Design Criteria Manual. Book III, Part A.1. Artículo 11.5
- [5] Mander J.B., Priestly M.J.N., and Park R. (1988). "Theorical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, V. 114, No. 8, pp 1804-1826