

Diseño Sísmico de Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad en California*

*Seismic Design of High-Speed Railway Bridges in California***

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez^a, Guillermo Ortega Carreras^b, Carlos Bajo Pavía^c, Juan José Sánchez Ramírez^d, Pablo Loscos Areoso^e, Pere Villalba Izquierdo^e, Haritz García Coca^f, Ricardo Rafael Pereira de Sousa^f, Jorge Quintana García^b.

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferroviario-Agromán S.A. Jefe de Área de Estructuras

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferroviario-Agromán S.A. Jefe de Departamento de Estructuras

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ferroviario-Agromán S.A. Coordinador de Proyectos de Estructuras.

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. WSP Spain – APIA XXI. Departamento de Puentes.

RESUMEN

Se presenta la metodología de diseño sísmico de dos puentes de ferrocarril en California, conforme a los principios contenidos en la normativa Caltrans Seismic Design Criteria, la cual está basada en la protección por capacidad. Se pretende asegurar que el puente no colapsará durante el sismo, pero se acepta que se comportará inelásticamente durante el evento sísmico y que se producirán daños locales de tipo dúctil en elementos del puente específicamente diseñados y detallados para ello, los cuales serán fácilmente inspeccionables y reparables tras el sismo.

ABSTRACT

The seismic design methodology of two railway bridges in California is presented, according to the principles contained in the Caltrans Seismic Design Criteria standard, which is based on capacity protection. The bridge must not collapse during the earthquake, but it is acceptable an inelastic behavior during the seismic event. Local damage will occur in ductile elements of the bridge specifically designed and detailed for it. Such elements must be easily inspectable and repairable after the earthquake.

PALABRAS CLAVE: diseño sísmico, ductilidad, protección por capacidad, empuje incremental.

KEYWORDS: seismic design, ductility, capacity protection, push over.

1. Introducción

Se presenta el diseño sísmico de dos puentes para ferrocarril de alta velocidad, uno isostático y otro hiperestático, ubicados en California. El puente isostático tiene un solo vano de aproximadamente 120 ft (alrededor de 36.5 m) de longitud. El tablero consiste en una sección en U de hormigón pretensado.

El puente hiperestático, de unos 240 ft (73 m, aproximadamente) de longitud total, presenta 3 vanos. Al igual que en el caso del puente isostático de un solo vano el tablero también se trata de una sección en U de hormigón pretensado. Las pilas de este puente están formadas, cada una de ellas, por dos columnas

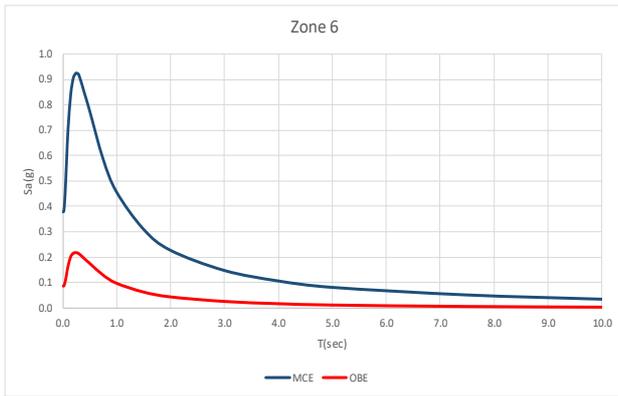


Figura 1. Espectro de diseño, para MCE y OBE.

circulares. Cada columna está cimentada en un pilote único.

De acuerdo con el California High-Speed Train Project Design Criteria [1], en adelante DCM, el diseño sísmico de los puentes debe ser realizado para dos escenarios diferentes:

- *Sismo Extremo* (denominado Maximum Considered Earthquake, en adelante MCE). Tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años, correspondiente a un periodo de retorno de 950 años. La aceleración efectiva máxima del suelo para el diseño de los puentes es de 0.38g, mientras que la aceleración pico del espectro de diseño es de 0.92 g (Fig. 1).

Ante este evento sísmico el puente no debe colapsar, pero es aceptable el comportamiento inelástico y la aparición de daños locales de tipo dúctil en aquellos elementos del puente específicamente diseñados para ello, los cuáles han de ser fácilmente inspeccionables y reparables tras el sismo. También son aceptables desplazamientos permanentes.

- *Sismo Frecuente* (denominado Operating Basis Earthquake, en adelante OBE). Tiene una probabilidad de excedencia del 86% en 100 años, correspondiente a un periodo de retorno de 50 años. La aceleración efectiva máxima del suelo para el diseño de los puentes es de 0.09g, mientras que la aceleración pico del espectro de diseño es de 0.22 g (Fig. 1).

Ante este evento sísmico el puente se debe comportar de forma esencialmente elástica sin sufrir daños y sin desplazamientos permanentes.

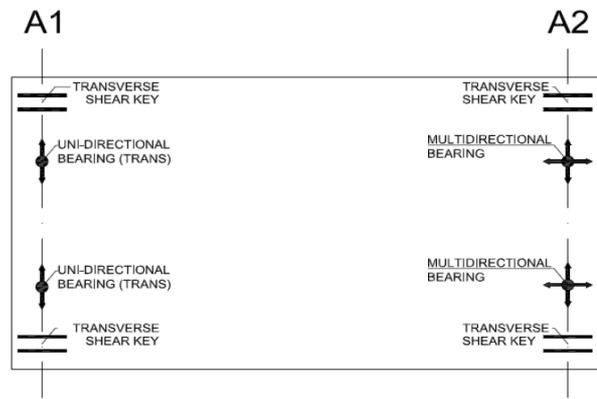


Figura 2. Puente isostático de un vano. Esquema resistente frente a sismo para OBE.

2. Esquema resistente frente al sismo

2.1 Puente isostático de un vano

El puente dispone de apoyos (tipo “disc bearing”) fijos longitudinalmente en el estribo de entrada puente (A1) y deslizantes en el estribo de salida puente (A2). Transversalmente el puente dispone de topos laterales (“shear-keys”) de hormigón en ambos estribos (Fig. 2).

Durante el sismo OBE las fuerzas sísmicas longitudinales son resistidas elásticamente por el estribo de entrada puente (estribo fijo). Los apoyos “disc bearing”, fijados longitudinalmente, son los encargados de transmitir las fuerzas sísmicas longitudinales del tablero al estribo fijo. Los apoyos fijos longitudinales y sus pernos de anclaje se diseñan para resistir las fuerzas sísmicas longitudinales causadas por el OBE.

Los apoyos fijos longitudinales no se diseñan para resistir la máxima fuerza longitudinal que puede causar el sismo MCE. Al contrario, estos apoyos son elementos fusibles que limitan la fuerza sísmica transmitida al estribo y a su cimentación. Una vez que los apoyos fijos longitudinales se rompen durante el sismo MCE, el tablero del puente se mueve libremente en dirección longitudinal impactando alternativamente contra el murete de cada uno de los estribos. Al igual que en el caso de los apoyos fijos longitudinales, los muretes de los estribos no se diseñan para resistir la máxima fuerza longitudinal que puede causar el sismo MCE. Por el contrario, estos muretes son diseñados para que su capacidad a cortante sea menor que la

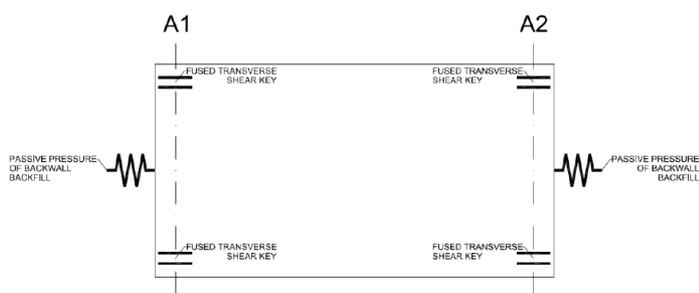


Figura 3. Puente isostático de un vano. Esquema resistente frente a sismo para MCE.

capacidad a cortante de los pilotes de cimentación del estribo. De esta forma el estribo y su cimentación quedan protegidos frente a las fuerzas sísmicas longitudinales durante el evento sísmico MCE. Una vez rotos los apoyos fijos longitudinales y el murete de los estribos, el mecanismo resistente longitudinal frente a las fuerzas sísmicas del MCE queda constituido por el empuje pasivo del terreno de relleno del trasdós del murete (Fig. 3). En esta situación es importante asegurar que la mesa de apoyo de los estribos tiene anchura suficiente para evitar el descalce del tablero durante el movimiento sísmico. Se debe tener en cuenta que se asume que tanto los apoyos fijos longitudinales como el murete del estribo serán sustituidos y/o reparados tras un evento sísmico MCE. Nótese que la disposición de ambos elementos los hace fácilmente sustituibles y reparables.

Las fuerzas sísmicas transversales del OBE son resistidas elásticamente por ambos estribos, siendo los topes laterales (“shear-keys”) de hormigón los elementos encargados de transmitir las fuerzas desde el tablero a la subestructura (Fig. 2). Los topes laterales son diseñados para resistir elásticamente las fuerzas sísmicas generadas por el OBE.

Durante el sismo MCE los topes laterales (“shear-keys”) se consideran como elementos fusibles (Fig. 3). Así pues, es necesario determinar la capacidad lateral máxima de estos topes laterales, a fin de conocer la máxima fuerza que absorberá el estribo y su cimentación ante la acción del sismo MCE. La posición lateral de los topes sísmicos los convierte en fácilmente inspeccionables y reparables tras la finalización del evento sísmico MCE.

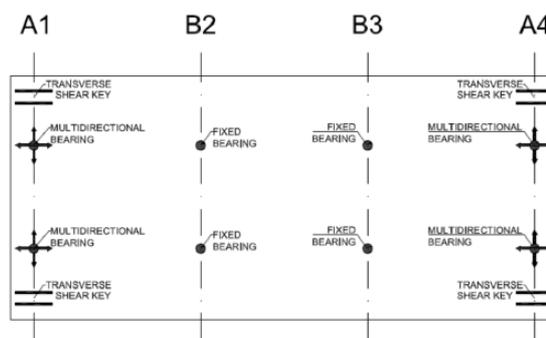


Figura 4. Puente hiperestático. Esquema resistente frente a sismo para OBE.

2.2 Puente hiperestático

Durante el *sismo OBE*, la conexión entre tablero y subestructura consiste en (Fig. 4):

- Topes laterales (“shear-keys”) de hormigón a cada lado de ambos estribos.
- Apoyos “disc bearing” fijos (transversal y longitudinalmente), en cada una de las columnas de ambas pilas.
- Apoyos deslizantes en ambos estribos.

El sismo longitudinal es resistido elásticamente por ambas pilas. Los apoyos fijos situados en cada columna transmitirán las fuerzas sísmicas del tablero a la subestructura. Estos apoyos y sus anclajes se diseñan para resistir las fuerzas sísmicas del OBE elásticamente, sin daños.

Las fuerzas transversales del sismo son resistidas elásticamente por ambas pilas y ambos estribos. Los apoyos fijos transmitirán las fuerzas sísmicas a las columnas, mientras que en los estribos los topes laterales son los que asumen esta función.

Durante el *sismo MCE*, el puente se diseña con elementos dúctiles y fusibles que atraen la energía sísmica y permiten la formación de rótulas plásticas. El resto de los elementos quedarán protegidos por capacidad y permanecerán esencialmente elásticos durante el sismo (Fig. 5).

- Elementos dúctiles y fusibles: rótulas plásticas en la base de las columnas; muretes de los estribos; topes laterales (“shear-keys”) de hormigón en los estribos.

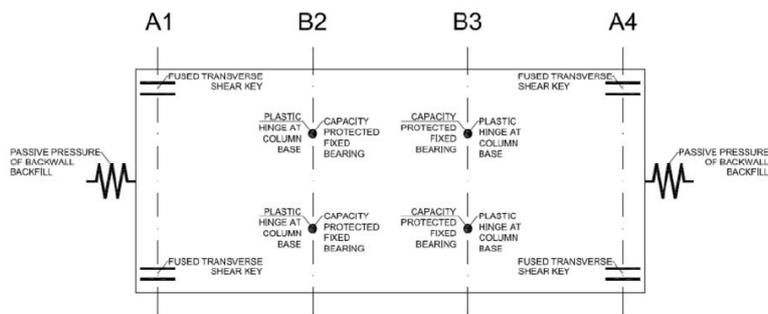


Figura 5. Puente hiperestático. Esquema resistente frente a sismo para MCE.

- Elementos protegidos por capacidad: tablero; apoyos fijos de las columnas; pilotes de las pilas; estribos y sus pilotes.

Para resistir el sismo longitudinal se considera la formación de rótulas plásticas en la base de las columnas. Tanto los pilotes como los apoyos fijos situados sobre las columnas se diseñan para la capacidad máxima de la rótula plástica de la base de la columna. Ambos, pilotes y apoyos, se diseñan elásticamente considerando un factor de sobrerresistencia del 120 % (de acuerdo con el Caltrans Seismic Design Criteria [2], en adelante CSDC, y el DCM [1]), aplicado al momento plástico de la base de la columna y a su cortante asociado. La altura de las columnas se ha prolongado por debajo del terreno natural mediante la utilización de un entubado de aislamiento ("isolation casing"). Se deja un hueco de 2 ft (0.60 m) entre la columna y el entubado, para permitir la inspección de la base de la columna tras el sismo por medio de minicámaras. La mayor altura de la columna permite flexibilizar la estructura, disminuyendo la demanda sísmica.

Durante el sismo MCE longitudinal el tablero del puente se mueve en dirección longitudinal impactando alternativamente contra el murete de cada uno de los estribos. Los muretes se diseñan para que su capacidad a cortante sea menor que la capacidad a cortante de la cimentación del estribo, de modo que el estribo y su cimentación queden protegidos por capacidad. Una vez rotos los muretes el mecanismo resistente longitudinal en el estribo frente a las fuerzas sísmicas del MCE queda constituido por el empuje pasivo del terreno de

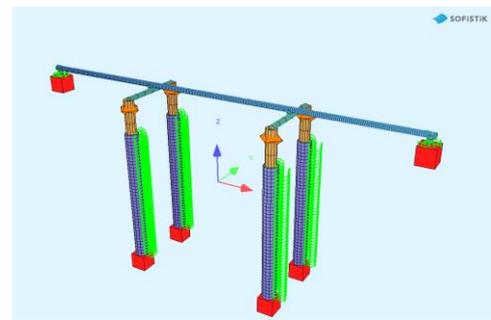


Figura 6. Modelo de cálculo para la obtención de la demanda sísmica en OBE. Puente hiperestático.

relleno del trasdós del murete (Fig. 5). La mesa de apoyo de los estribos debe tener anchura suficiente para evitar el descalce del tablero durante el movimiento sísmico. Se asume que tanto los apoyos fijos longitudinales como el murete del estribo serán sustituidos y/o reparados tras un evento sísmico MCE.

Para resistir el sismo transversal se considera la formación de rótulas plásticas en la base de las columnas, mientras que los topes laterales de los estribos ("shear-keys") se consideran como elementos fusibles (Fig. 5). Al igual que en el caso del sismo longitudinal tanto los pilotes como los apoyos de las pilas se diseñan elásticamente para la capacidad máxima de la rótula plástica. En cuanto a los topes laterales se determina su capacidad máxima, a fin de conocer la fuerza que absorberá el estribo y su cimentación ante la acción del sismo MCE.

3. Obtención de la demanda sísmica en OBE

Para el *puente hiperestático* se ha considerado un modelo de barras (Fig. 6). Se consideran apoyos fijos longitudinales y transversales en cabeza de las columnas. En los estribos se tienen apoyos libres multidireccionales y topes laterales ("shear-keys" de hormigón). La interacción entre los pilotes y el terreno se simula mediante la utilización de curvas p-y, no lineales, con comportamiento pseudo elasto-plástico.

Debido a la no linealidad de las curvas p-y, para determinar el valor de las sollicitaciones

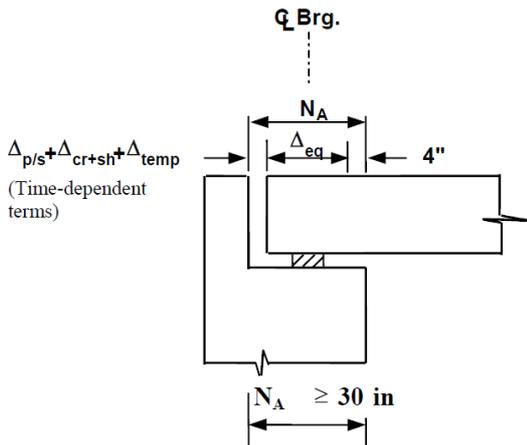


Figura 7. Anchura mínima de la mesa de apoyo del estribo.

sísmicas se ha considerado un cálculo no lineal time – history. Se han tenido en cuenta 7 pares de acelerogramas, considerándose para el diseño el valor medio de la respuesta para cada sollicitación, de acuerdo con el DCM [1]. Los acelerogramas han sido suministrados por la Autoridad del California High-Speed Railway. Cada par de acelerogramas se aplica según direcciones ortogonales. Según el Caltrans Memo to Designers 20-17 [3], cada par de acelerogramas debe aplicarse según 4 orientaciones diferentes (0, 30, 60 y 90 grados). Por tanto, se han realizado un total de (4 orientaciones) x (7 pares de acelerogramas) = 28 time – histories.

De acuerdo con el DCM [1] se consideran las propiedades nominales (o características) de los materiales. En cuanto, a las inercias de columna y pilote el DCM [1] indica que se considere el momento efectivo de inercia obtenido según la metodología del artículo 5.7.3.6.2 de AASHTO LRFD BDS with California Amendments [4], el cual depende del máximo momento solicitante en la columna (M_a) y del momento de fisuración (M_{cr}), que se obtiene según el ábaco de la figura 5.6.1.1-1 del CSDC [2].

En el caso del *punte isostático de un vano*, se puede considerar un sistema de un grado de libertad consistente en la masa del tablero asociada a la rigidez del estribo.

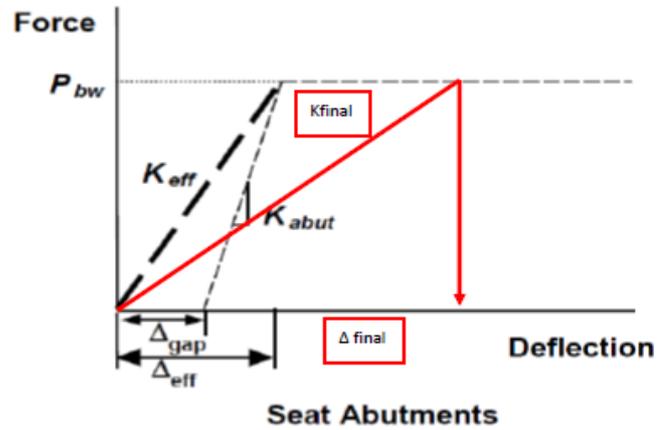


Figura 8. Rigidez del material del trasdós del estribo.

4. Diseño de la anchura de la mesa de apoyo

Para evitar el riesgo de descalce del puente durante el sismo MCE la mesa de apoyo de los estribos debe tener una anchura mínima (Fig. 7), la cual se determina mediante la ecuación Ec. (1), tomada del CSDC [2].

$$N_A \geq \Delta_{p/s} + \Delta_{cr+sh} + \Delta_{temp} + \Delta_{eq} + 4 \text{ in} \geq 30 \text{ in} (0.762 \text{ m}) \quad (1)$$

Aparte de los desplazamientos por acortamiento elástico del pretensado ($\Delta_{p/s}$), retracción y fluencia (Δ_{cr+sh}) y temperatura (Δ_{temp}) se debe considerar el desplazamiento sísmico durante el MCE (Δ_{eq}). El desplazamiento sísmico durante el MCE, una vez roto el murete del estribo, depende de la rigidez del terreno situado en el trasdós del apoyo. En el caso del *punte hiperestático* esta rigidez se debe considerar conjuntamente con la rigidez de las pilas para evaluar el desplazamiento sísmico del tablero durante el MCE. En el caso del *punte isostático de un solo vano* se puede considerar un sistema de un solo grado de libertad con la masa del tablero asociada a la rigidez del terreno del trasdós.

De acuerdo con el CSDC [2], la respuesta del material del estribo se puede aproximar por

una ley bilineal correspondiente a un material elasto-plástico (Fig. 8).

La rigidez del estribo (K_{abut}) se obtiene con la ecuación Ec. (2), tomada del CSDC [2], a partir de la rigidez inicial del material del trasdós (K_i) (obtenida experimentalmente, de valor 28.7 kN/mm/m para un relleno que cumpla con las especificaciones del Caltrans), de la anchura del murete (w) y de su altura (h).

$$K_{abut} = K_i * w * (h/1.7m) \quad (2)$$

La máxima fuerza que resiste el material del trasdós viene dada por la ecuación Ec. (3), tomada del CSDC [2].

$$P_{bw} = h * w * 239kPa * (h/1.7m) \quad (3)$$

La rigidez efectiva (K_{eff}) tiene en cuenta, además, el hueco (Δ_{gap}) existente entre el tablero y el murete del estribo. En un sistema de un grado de libertad, para obtener la rigidez final de trabajo (K_{final}) y por tanto el desplazamiento sísmico ($\Delta_{final} = \Delta_{eq}$) se establece un procedimiento iterativo en el que, supuesta una rigidez, se obtiene el periodo del sistema (a partir de la masa del tablero) y se comprueba si el desplazamiento obtenido coincide con el que se obtendría con la rigidez inicialmente supuesta.

5. Diseño de elementos fusibles: topes laterales (shear-keys)

El tope lateral se diseña como “no aislado” (Fig. 9). En primer lugar, se determina la armadura del tope lateral para resistir elásticamente las fuerzas producidas por el OBE. Se deben verificar dos mecanismos de rotura: ménsula corta y corte-fricción en el plano de la junta del tope lateral con el cuerpo del estribo. En este cálculo se han de considerar las propiedades nominales (o características) de los materiales, así como los coeficientes de minoración para las resistencias de

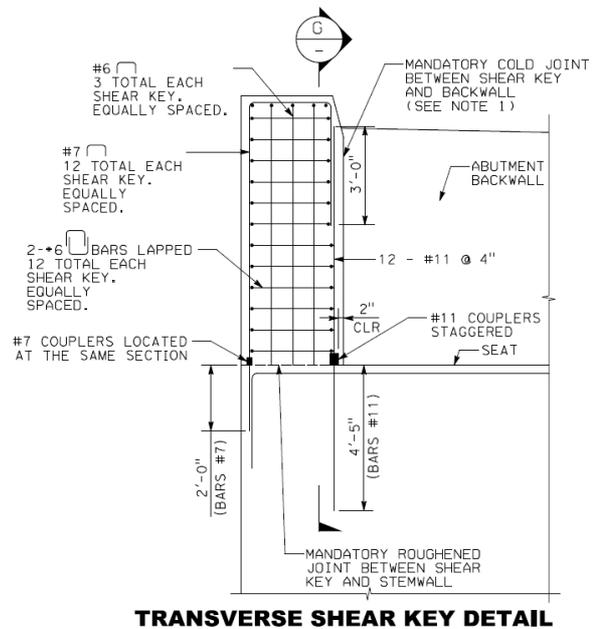


Figura 9. Tope lateral.

las secciones. La resistencia del mecanismo de corte-fricción se considera según la metodología del artículo 5.8.4 de AASHTO LRFD BDS with California Amendments [4]. Según este artículo, en ménsulas cortas, no se debe tener en cuenta la contribución de la cohesión entre hormigones a la hora de evaluar la resistencia.

Una vez diseñada la armadura del tope para hacer frente a las fuerzas de OBE, es necesario determinar la máxima fuerza transversal que puede transmitir el tope al cuerpo del estribo y a su cimentación durante un sismo MCE. Para este propósito se vuelve a evaluar la resistencia en el plano de corte-fricción, pero teniendo en cuenta, ahora, las propiedades esperadas (o medias) de los materiales, además de no aplicar los coeficientes de minoración para las resistencias de las secciones. En este caso, sí que se incorpora la contribución de la cohesión entre hormigones a la resistencia de la junta. Finalmente, a la capacidad obtenida se le aplica un factor de sobrerresistencia de 1.20, de acuerdo con el DCM [1].

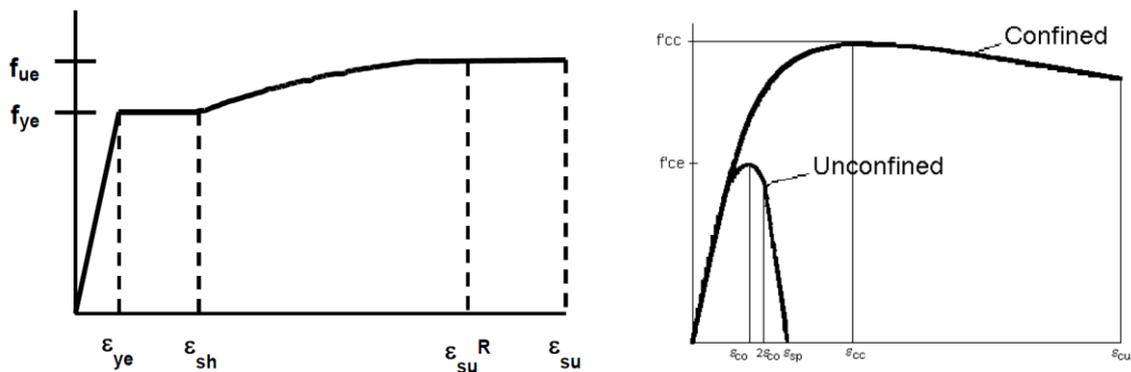


Figura 10. Leyes de comportamiento para acero (izquierda) y hormigón (derecha), según CSDC [2].

6. Diseño de elementos dúctiles: rótulas plásticas

La capacidad de las rótulas plásticas se obtiene a partir de un análisis momento-curvatura de la sección. Se han de tener en cuenta las propiedades esperadas (o medias) del hormigón y del acero. Para el acero se considera una ley de comportamiento que tiene en cuenta el endurecimiento por deformación tras el escalón de cedencia (Fig. 10). Para el hormigón se consideran diferentes leyes de comportamiento según su grado de confinamiento (Fig. 10). En el caso de hormigón confinado se utiliza el modelo de Mander.

Para estimar el momento plástico de la rótula se puede idealizar el diagrama momento-curvatura con un modelo de respuesta elasto-plástico, tal y como indica el CSDC [2] (Fig. 11). La parte elástica de la curva idealizada pasa por el punto que marca la primera plastificación de un barra de armadura (M_y). Para obtener el momento plástico (M_p) se balancean las áreas por encima y por debajo de la curva ideal.

A la hora de determinar las fuerzas elásticas para el diseño de los elementos protegidos por capacidad (cimentaciones y apoyos), se aplica un factor de sobrerresistencia de 1.20 al valor del momento plástico.

7. Diseño de elementos protegidos por capacidad: pilotes y apoyos sobre pilas

Los pilotes de las pilas con pilote único se diseñan para asegurar que la rótula plástica se forma en la base de la columna por encima del pilote, pudiéndose así inspeccionar la mencionada rótula plástica tras un terremoto extremo. Para conseguir este propósito el CSDC [2] define los denominados “type II shafts” (Fig. 12). Se trata de unos “pilotes aumentados” (el diámetro del pilote debe ser al menos 24 in - 0.610 m - mayor que el de la columna) en los que la armadura de la columna se introduce una cierta longitud dentro de la armadura del pilote.

Estos pilotes se diseñan elásticamente para las sollicitaciones derivadas del momento de sobrerresistencia (M_o^{col}) y su cortante asociado (V_o^{col}). La distribución de momentos flectores y

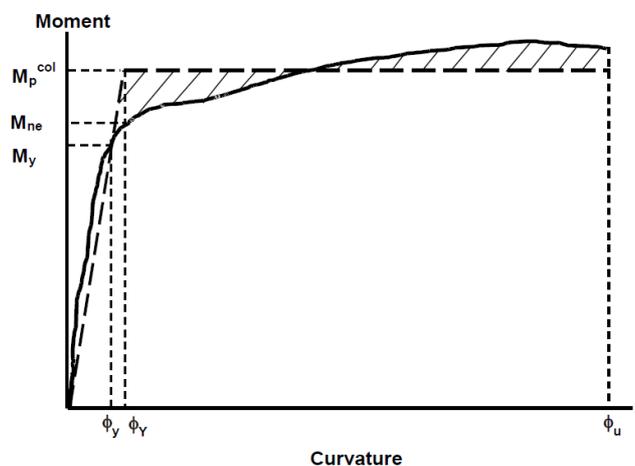


Figura 11. Diagrama momento-curvatura.

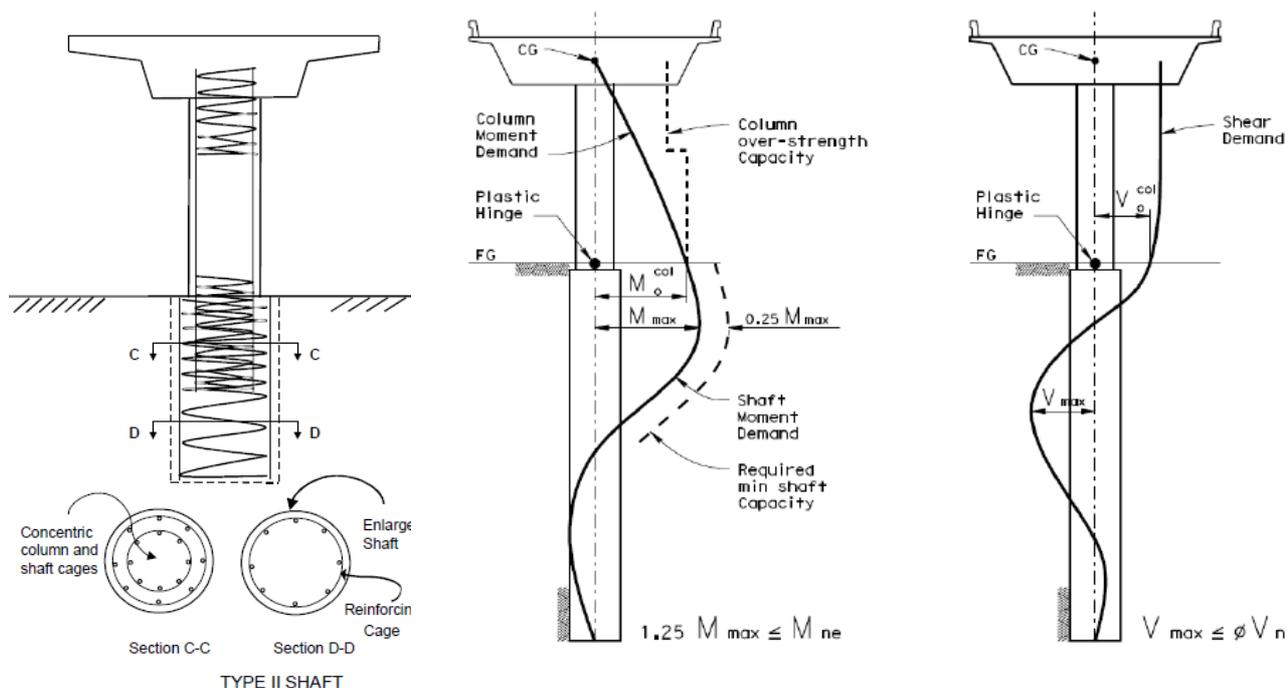


Figura 12. Diseño de “pilotes aumentados” (“type II shafts”).

esfuerzos cortantes a lo largo del pilote depende de las propiedades geotécnicas del terreno y de la rigidez del pilote. La modelización de la resistencia lateral del terreno mediante curvas p - y , no lineales, con comportamiento pseudo elasto-plástico, es un buen recurso para una correcta estimación de las solicitaciones en los pilotes. Para garantizar que la formación de la rótula plástica se produce en la base de la columna, el CSDC [2] prescribe que la capacidad resistente a flexión de las secciones del pilote (M_{ne}) sea al menos 1.25 veces mayor que los momentos solicitantes. Este factor de mayoración permite cubrir, también, las incertidumbres inherentes a la estimación de las propiedades geotécnicas del terreno. La evaluación de la capacidad a flexión de las secciones del pilote (M_{ne}) se realiza a partir de las características resistentes esperadas (o medias) tanto del hormigón como del acero, pero sin consideración de factores de minoración de resistencia de las secciones. En el caso del cortante, del lado de la seguridad, el CSDC [2] indica la utilización de las propiedades resistentes nominales (o características) del hormigón y del acero a la hora de determinar la resistencia a

cortante de las secciones del pilote (V_n), considerando, ahora sí, los coeficientes (ϕ) de minoración de resistencia de las secciones.

Por su parte, los apoyos fijos, que se disponen sobre las columnas, quedan protegidos por capacidad al ser diseñados elásticamente para el cortante (V_o^{col}) asociado al momento (M_o^{col}) de sobrerresistencia de la rótula plástica de la base de la columna.

8. Análisis “push-over”

En el puente hiperestático, con elementos dúctiles (las columnas con rótulas plásticas en su base), se deben evaluar las tres siguientes condiciones, según establece el CDSC [2] (Fig. 13).

- Que la capacidad de desplazamiento de las columnas, Δ_C , sea mayor que la demanda de desplazamiento durante el MCE, Δ_D .

$$\Delta_D < \Delta_C \quad (4)$$

- Que la ductilidad de desplazamiento (relación entre la demanda de desplazamiento durante el MCE, Δ_D , y el desplazamiento elástico de la columna, Δ_Y) de las columnas esté limitada.

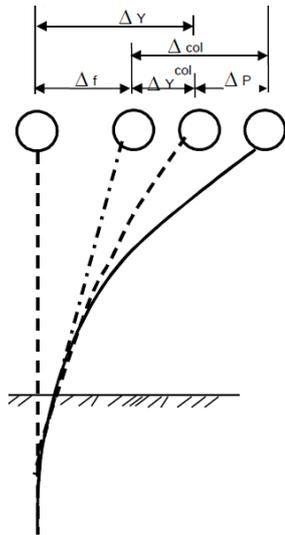


Figura 13. Criterios de ductilidad.

$$\mu_D = (\Delta_D / \Delta_Y) \leq 4 \quad (5)$$

- Que las columnas tengan suficiente ductilidad local (relación entre la capacidad total de desplazamiento de la columna, Δ_{col} , - suma del desplazamiento elástico, Δ_Y^{col} , y el plástico, Δ_P - y el desplazamiento elástico, Δ_Y^{col}).

$$\mu_c = (\Delta_{col} / \Delta_Y^{col}) \geq 3 \quad (6)$$

La obtención de la demanda de desplazamiento, Δ_D , se realiza mediante un análisis estático inelástico (comúnmente llamado “push over”), el cual también se puede usar para obtener la capacidad total de desplazamiento, Δ_C . Se usa el mismo modelo indicado en la Fig. 6, pero añadiendo en el estribo el muelle que representa la rigidez del terreno situado en el trasdós del murete, pues durante el MCE se permite el choque del tablero contra el murete. Mediante el análisis inelástico incremental se puede capturar el comportamiento no lineal de los muelles del terreno y de las rótulas plásticas en la base de las pilas. La rigidez del sistema se determina a partir del punto en el que se forma la primera rótula plástica. Conocidas la rigidez del sistema y su masa se tiene su periodo y , a través del espectro de respuesta, se obtiene la demanda de desplazamiento durante el MCE.

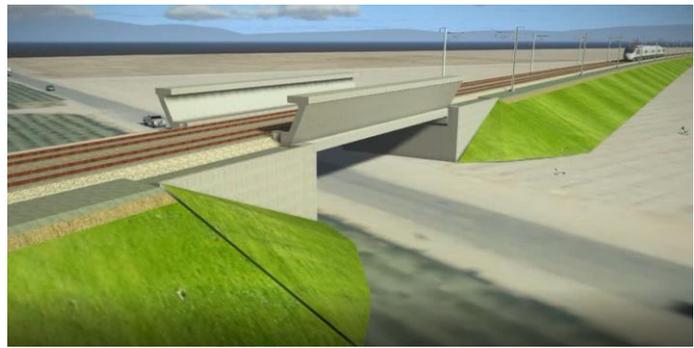


Figura 14. Infografía del puente isostático de un vano.

9. Conclusiones

La utilización de los principios de protección por capacidad, frente al tradicional método elástico, resulta en el diseño de puentes más económicos en zonas de elevada sismicidad. Se establecen dos niveles de comprobación. Uno para sismos frecuentes, con periodo de retorno bajo, para los que se debe garantizar que no se producen daños en el puente, para cual se realiza un diseño elástico. Otro para sismos extremos, con periodo de retorno alto, para los que se debe asegurar que el puente no colapsa en ningún caso, pero se admiten daños localizados en zonas previamente elegidas que puedan ser fácilmente inspeccionables y/o reparables tras el terremoto.

Agradecimientos

Los puentes objeto de esta ponencia se enmarcan dentro del Construction Package 4 del California High-Speed Rail. La empresa constructora encargada los trabajos es California Rail Builders, liderada por Ferrovial.

Referencias

- [1] California High-Speed Rail Authority, California High-Speed Train Project Design Criteria, Revision 3, February 2016.
- [2] Department of Transportation State of California, Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.7, April 2013.



Figura 15. Trabajos de hormigonado de la losa inferior del tablero del puente isostático de un vano.

[3] Department of Transportation State of California, Caltrans Memo to Designers 20-17, Understanding Directionality Concepts in Seismic Analysis. June 2014.

[4] Department of Transportation State of California, California Amendments to the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012 Sixth Edition), Ministerio de Fomento, January 2014.