

# DISCUSIÓN SOBRE LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DE PUENTES DE FERROCARRIL EN ZONA SÍSMICA

## CONSIDERATION OF DESIGN CRITERIA FOR THE SUBSTRUCTURE OF RAILWAY BRIDGES IN SEISMIC AREAS

JOSÉ ROMO MARTÍN. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos *Cargo*.  
*Director Técnico*.

JULIO SÁNCHEZ DELGADO. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
*Jefe de Equipo*.

HUGO CORRES PEIRETTI. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
*Presidente*.

*FHECOR. Ingenieros Consultores. mtap@fhcor.es*

**RESUMEN:** Los puentes de ferrocarril proyectados en zona sísmica, presentan unas características peculiares que los diferencian notablemente de los puentes de carretera. Por una parte, las cargas asociadas al ferrocarril conducen a soluciones de tablero más pesadas que las correspondientes a puentes de carretera lo que se traduce en un valor mayor de las acciones sísmicas. Por otro lado la necesidad de fijar el tablero a la subestructura para evitar los movimientos relativos entre ambos no permite que el tablero pueda aislarse mediante neoprenos con el fin de reducir la acción sísmica, como ocurre en el caso de puentes de carreteras. Esto conduce a una estrategia de diseño específica basada frecuentemente en el uso de amortiguadores capaces de disipar gran parte de la energía producida por el sismo.

**PALABRAS CLAVE:** VIADUCTOS, FERROCARRIL, SISMO, AMORTIGUADOR

**ABSTRACT:** Railway bridges in seismic areas have certain characteristics which are notably different from road bridges. The loads associated with the railway require far heavier deck solutions than those of road bridges and, subsequently, entail greater seismic action values. The need to connect the deck to the substructure in order to prevent relative movement between the same means that the deck cannot be isolated by neoprene joints in order to reduce seismic loads as in the case of road bridges. This then requires a specific design strategy which is frequently based on the use of dampers capable of spreading a large proportion of seismic energy.

**KEYWORDS:** VIADUCTS, RAILWAY, EARTHQUAKE, DAMPERS

### 1. INTRODUCCIÓN

Los puentes de ferrocarril situados en zona sísmica presentan diferencias importantes en relación con los puentes de carretera, como consecuencia de la importancia de las masas y rigideces de los tableros y de la subestructura. El tráfico ferroviario no permite deformaciones relativas importantes entre superestructura e infraestructura, lo que da lugar a vinculaciones especiales entre ellos.

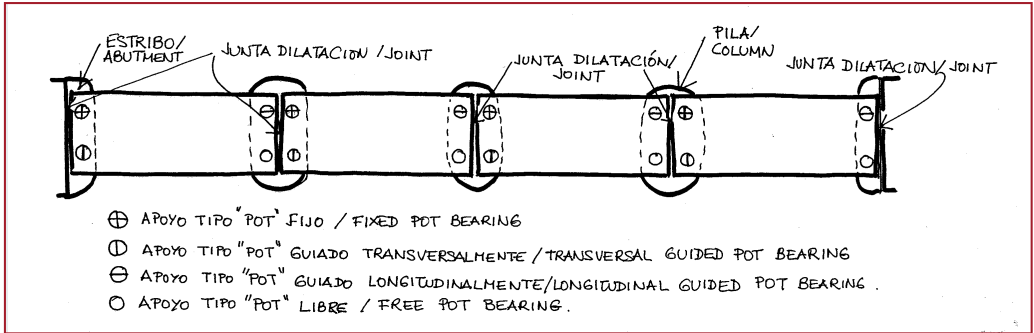
En el caso de puentes de ferrocarril, las cargas horizontales de frenado y arranque, por su magnitud, condicionan el diseño de la subestructura de los puentes, de los aparatos

de apoyo y sistemas de conexión con los tableros. Cuando el puente está situado en zona sísmica, además de estas cargas, las pilas, estribos y cimentaciones sufrirán importantes sollicitaciones como consecuencia de la actuación del terremoto. El diseño de la subestructura tiene que conjugar ambas situaciones adecuadamente.

### 2. PLANTEAMIENTO GENERAL

La incertidumbre existente en la caracterización de la acción sísmica debe conducir a la realización de un dise-

Fig. 1.  
Disposición  
típica de  
apoyos en un  
puente de  
tramos  
isostáticos.



ño que disminuya la vulnerabilidad de la estructura frente a la acción del sismo.

Las condiciones de servicio llevan a la utilización de dos grupos de soluciones en el caso de viaductos de ferrocarril: puentes de tramos isostáticos y puentes continuos. La aplicación de cada una de estas tipologías en zonas sísmicas plantean una serie de ventajas e inconvenientes que se describen en los apartados siguientes.

### 3. PUENTES CON TABLERO FORMADO POR TRAMOS ISOSTÁTICOS

En puentes isostáticos, bajo el punto de vista longitudinal, cada pila o estribo recoge las cargas de frenado del tramo del tablero subsidiario. Esta solución suele presentar una distribución de apoyos como la indicada en la figura 1, que fija cada tramo de tablero longitudinalmente y transversalmente en uno de sus extremos, permitiendo el movimiento longitudinal e impidiendo el transversal en el extremo opuesto.

Bajo el punto de vista sísmico, este tipo de soluciones han presentado problemas en la práctica [3]. En viaductos de vanos múltiples con pilas altas, se pueden producir movimientos desfasados entre éstas, lo que aumenta considerablemente el movimiento relativo de los tableros pudiendo provocar una pérdida de sustentación de los mismos. Este problema puede incrementarse en el caso de viaductos largos, en los que existirá un desfase en los movimientos transmitidos por el terreno. Para evitar este fenómeno suele ser necesario disponer elementos que restrinjan al menos parcialmente estos movimientos relativos entre tramos, lo que supone una interacción relativa entre tramos adyacentes.

Transversalmente, cada pila funciona independientemente, con una masa subsidiaria correspondiente a uno de los tramos del tablero. Los movimientos laterales pueden producir daños por golpes entre tramos adyacentes, especialmente cuando los movimientos relativos transversales sean importantes, como ocurre en el caso de pilas de altura diferente: figura 2.

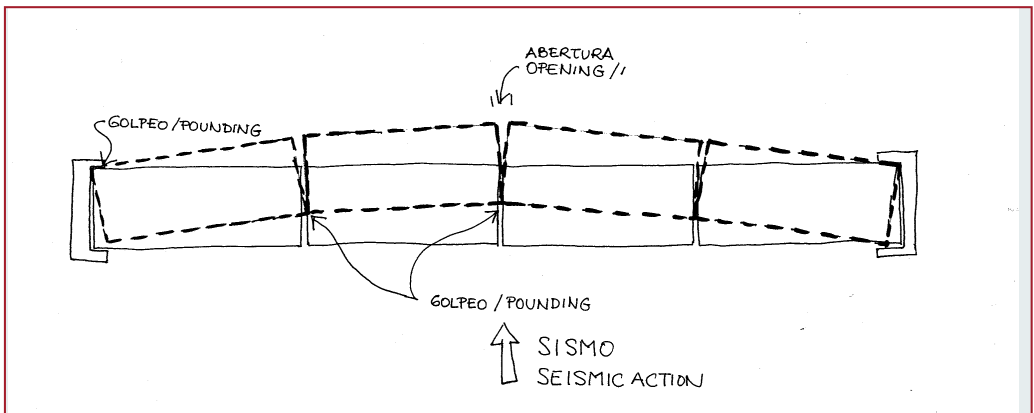
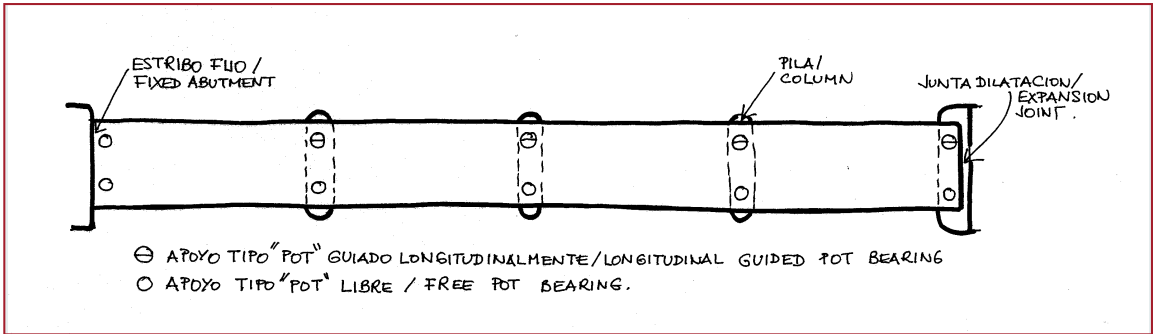


Fig. 2. Golpeo  
en juntas  
debido a los  
movimientos  
transversales.



4. PUENTES CON TABLERO CONTÍNUO

La solución de viaductos con tramos continuos es la recomendada en zona sísmica, ya que no presenta los problemas anteriores y ha mostrado un mejor comportamiento durante la acción de sismos importantes [4].

En el caso de puentes de ferrocarril continuos, es habitual establecer un punto fijo que recoge la totalidad de la carga de frenado y arranque. Estas acciones son considerablemente superiores a las que se producen en puentes de carretera, alcanzando para viaductos de más de 300 m de longitud y doble vía, un valor característico total de 8.60 MN que se convierte en 12.90 MN en estado límite último. La magnitud de estas cargas unido a la limitación de las deformaciones relativas entre subestructura y superestructura [1], llevan a la necesidad de concentrar estas cargas en un punto rígido (punto fijo).

De esta forma, la tipología habitual de apoyos de este tipo de tableros es la indicada en la figura 3, en la que la seguridad frente a la acción del sismo longitudinal se confía plenamente al punto fijo.

Esta tipología de apoyos con una conexión fija en un punto es sólo viable para niveles bajos de la aceleración sísmica y para viaductos de longitud moderada, ya que la acción del sismo longitudinal se concentra en un solo elemento. La magnitud de la carga sísmica longitudinal transmitida al estribo se puede estimar aproximadamente como se describe en los ejemplos siguientes.

En las figuras 4 y 5 se indican a modo de ejemplo las secciones transversales de soluciones típicas de tableros continuos para viaductos con luces: 50 y 35 m respectivamente.

Se puede realizar una aproximación muy precisa del primer modo de vibración longitudinal T usando la expresión correspondiente a una barra de longitud L, módulo de elasticidad E y masa específica p: (incluyendo además del peso propio la parte proporcional de carga muerta).

$$T=4L/(E/p)^{0.5}$$

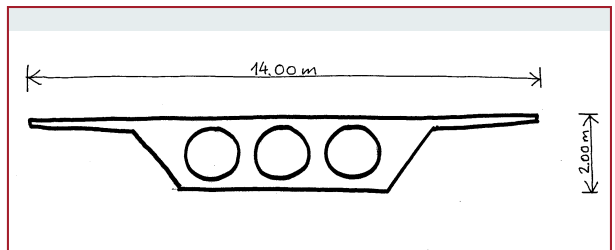
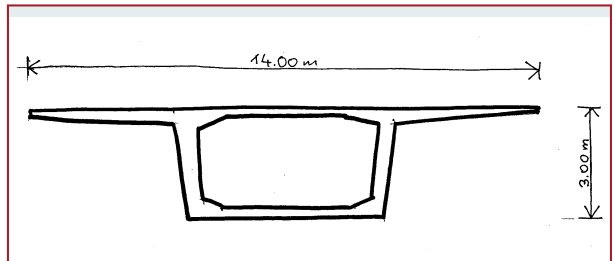
De acuerdo con la expresión anterior, el periodo del primer modo de vibración longitudinal T (s) cuando el tablero está fijo en un estribo, puede variar en función del módulo de elasticidad del tablero entre  $L/950 \leq T \leq L/720$ , siendo L la longitud total del viaducto en metros.

Con las expresiones anteriores es posible de forma sencilla, calcular la carga sísmica que ha de soportar el punto fijo en función de la aceleración básica  $a_b$  y del tipo de terreno definido en [1]. En la figura 6 se muestran los valores correspondientes comparándolos con las cargas de frenado y arranque a soportar por el estribo en estado límite último.

En la figura 6 puede observarse que para viaductos de más de 200 m y siempre que la aceleración básica sea

Fig. 3. Disposición típica de apoyos en un puente continuo

Arriba, fig. 4. Sección transversal de un viaducto con sección cajón para 50 m de luz. Abajo, fig. 5. Sección transversal de un viaducto con sección en losa aligerada para 35 m de luz.



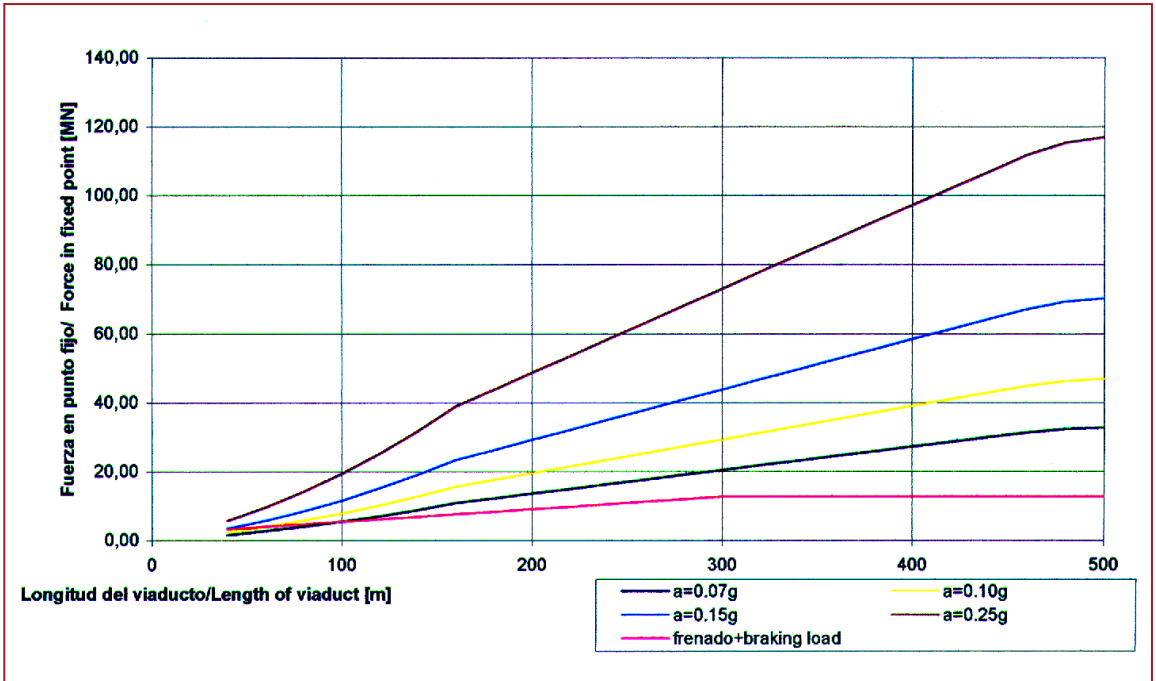


Fig. 6. Cargas sísmicas frente a arranque-frenado para viaductos en terreno tipo II.

$a_b \geq 0.10g$ , es necesario disminuir de alguna forma la carga sísmica sobre el punto fijo, ya que de otra forma sería inviable plantear un tablero continuo.

La solución más apropiada para disminuir los esfuerzos que ha de soportar el punto fijo, es la interposición de amortiguadores entre el tablero y el punto fijo. Estos dispositivos permiten disipar una gran parte de la energía transmitida por el sismo, protegiendo de esta forma el resto de la estructura.

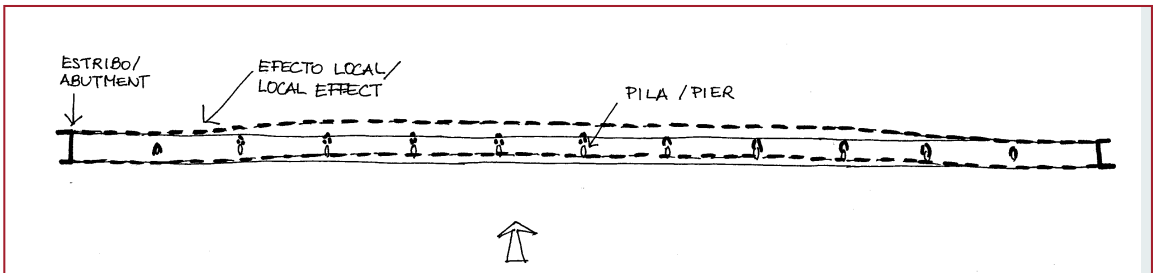
Bajo el punto de vista transversal, en el caso de viaductos continuos muy largos, cada pila funciona independientemente pudiendo asimilarse a un oscilador simple con la masa tributaria del tablero concentrada en la cabeza de la pi-

la. En este caso y con las limitaciones que se indican en el apartado 6, será a veces posible aprovechar las ventajas correspondientes a la formación de rótulas plásticas en el arranque de las pilas.

En el caso de puentes medianos a cortos, y en todos los casos en las zonas próximas a los estribos, existirá una interacción entre éstos y las pilas próximas como consecuencia de la rigidez del tablero (figura 7).

En estas zonas, el estribo ejerce una coacción lateral muy importante, por ello las pilas próximas tendrán un comportamiento básicamente elástico y por tanto no será posible disminuir los esfuerzos obtenidos con un espectro elástico: (ver apartado 6).

Fig. 7. Comportamiento transversal de un puente continuo.



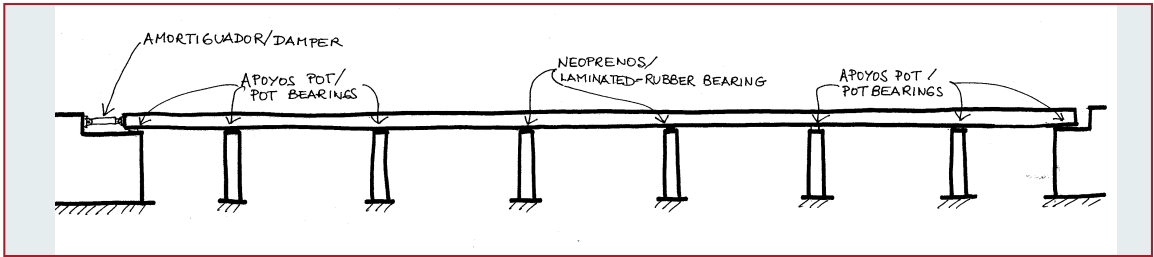


Fig. 8. Configuración de apoyos en un tablero con amortiguadores y neoprenos para recentrado.

## 5. PUENTES PROTEGIDOS MEDIANTE AMORTIGUADORES

Como se ha indicado en el apartado anterior, en el caso de viaductos con tablero continuo de gran longitud situados en zona de sismicidad moderada, o en el caso de viaductos de longitudes medias y cortas situados en zona de sismicidad alta, es imprescindible interponer un sistema de amortiguamiento longitudinal entre el tablero y el estribo fijo, para limitar los esfuerzos producidos durante la acción del terremoto. En la figura 8 se recoge una configuración longitudinal habitual en estos casos.

El sistema de aislamiento-amortiguamiento del puente, además de disminuir las cargas sísmicas a resistir por la subestructura, debe cumplir otra serie de condiciones:

- Funcionar como transmisor de impacto sin movimientos apreciables, frente a las cargas de frenado y arranque.
- Permitir los movimientos lentos (temperatura y reológicos) sin coaccionarlos.
- Tener una alta fiabilidad en relación con su ley de comportamiento fuerza – velocidad.

En el caso de emplearse una protección mediante amortiguadores, es necesario contar con dispositivos que permitan recuperar la posición que tenía el tablero inicialmente antes de la actuación del sismo, para ello, se suelen situar apoyos de neoprenos en algunas pilas para aprovechar la rigidez elástica pila-neopreno para recentrar el puente en situación post-sísmica.

Uno de los criterios más habituales para diseñar un sistema de amortiguadores consiste en fijar la máxima fuerza que han de transmitir estos dispositivos, que ha de ser superior a la carga de frenado-arranque.

## 6. DUCTILIDAD ESTRUCTURAL

Tanto en la dirección transversal en el caso de tableros continuos, como en ambas direcciones en el caso de tableros de tramos isostáticos, puede resultar interesante reducir

los esfuerzos producidos por el sismo teniendo en cuenta el comportamiento anelástico en las posibles rótulas a formarse en la base de las pilas, en las que se produce una importante disipación de energía.

Si se decide aprovechar el comportamiento anelástico para reducir los esfuerzos obtenidos en un cálculo elástico mediante la aplicación de un coeficiente de ductilidad “q”, es importante conocer la jerarquía de formación de mecanismos en la estructura, para estados avanzados de carga, estableciendo un sistema de rótulas compatible con el comportamiento previsible de la estructura.

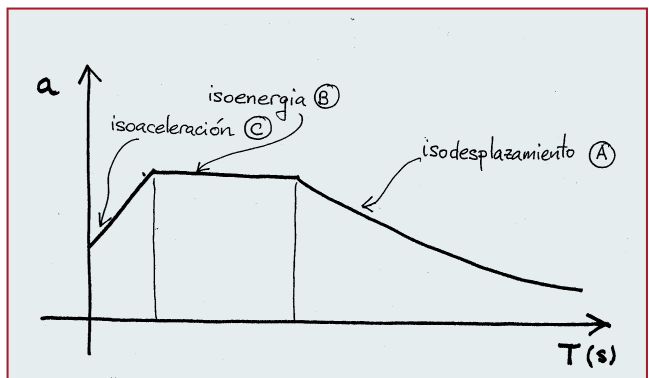
La utilización del coeficiente de ductilidad “q”, procede de la asimilación de la pila a un oscilador simple, y del estudio comparativo entre el comportamiento de un oscilador, en régimen elástico y lineal y otro no lineal mecánico, sometidos a los mismos acelerogramas que se resumen en un espectro elástico de respuesta (para el oscilador lineal) (figura 9).

La relación entre la respuesta del oscilador lineal y no lineal, dependen de la zona del espectro en el que se encuentre el modo principal de vibración en la dirección considerada.

A estos efectos el espectro se suele dividir en tres zonas [5]:

- Zona descendente (A): corresponde a periodos altos (ver figura 9).

Fig. 9. Ejemplo de espectro elástico de respuesta.



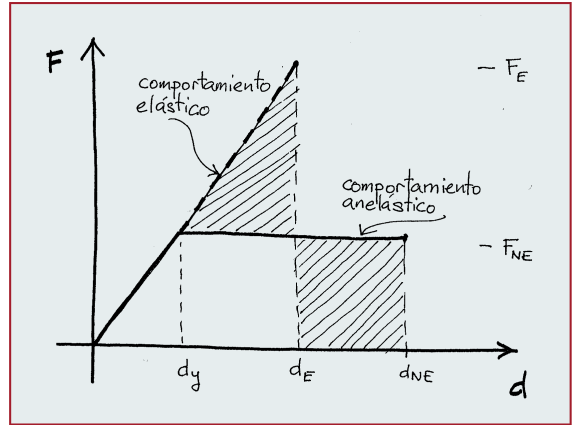
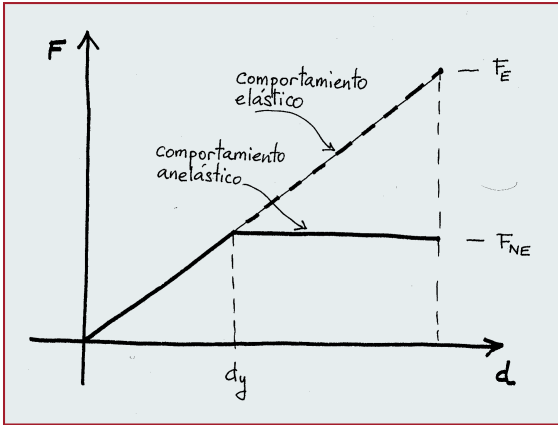


Fig. 10 Relación esfuerzo lateral – desplazamiento en zona de isodesplazamientos. A la derecha, fig. 11 Relación esfuerzo lateral – desplazamiento en zona de isoenergía.

En esta zona la deformación máxima observada en un oscilador simple con un comportamiento elástico y lineal es similar a la de un oscilador no lineal: principio de igual desplazamiento. (figura 10), esto permite reducir los esfuerzos obtenidos a partir del espectro elástico, según la expresión:

$$F_{NE} = \frac{F_E}{q}$$

• *Zona de meseta (B):* corresponde a la zona de aceleraciones máximas (ver figura 9).

En esta zona se observa que la energía de deformación de los osciladores lineales y no lineales son semejantes. (figura 11), en este caso se pueden reducir los esfuerzos obtenidos en un cálculo elástico mediante la expresión:

$$F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2q-1)}}$$

• *Zona de periodos muy bajos (C):* correspondiente a los elementos más rígidos como las zapatas o estribos, que sufren una aceleración similar a la del suelo: periodo de vibración próximo a cero. En esta zona es de aplicación el principio de igual aceleración entre el sistema lineal y no lineal y por tanto no existe reducción en los esfuerzos  $q=1$

Si se denomina:

- $F_E$ : a la fuerza sobre el oscilador (pila) trabajando en régimen elástico
- $F_{NE}$ : a la fuerza sobre el oscilador (pila) trabajando en régimen anelástico
- $d_E$ : al desplazamiento que tendría el oscilador (pila) trabajando en régimen elástico
- $d_{NE}$ : al desplazamiento que tendría el oscilador (pila) trabajando en régimen anelástico
- $q$ : al coeficiente de ductilidad

Los desplazamiento y esfuerzos en las tres zonas del espectro se pueden estimar según se indica en la tabla 1.

TABLA 1. CARACTERÍSTICAS DE LAS DIFERENTES ZONAS DEL ESPECTRO

Zona A	Igual desplazamiento	$F_{NE} = F_E/q$	$d_{NE} = d_E$
Zona B	Igual energía	$F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2q-1)}}$	$d_{NE} = \frac{d_E \cdot q}{\sqrt{(2q-1)}}$
Zona A	Igual aceleración	No hay reducción de esfuerzos $q=1$	

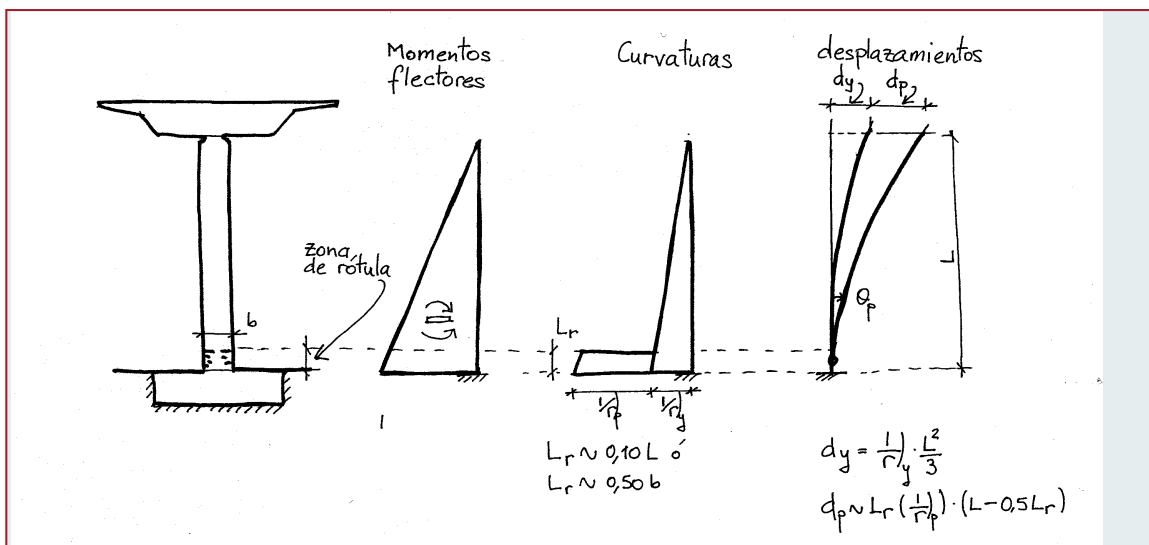


Fig. 12. Método de cálculo del desplazamiento en régimen anelástico.

La aproximación anterior, se refiere a una estructura sencilla que puede asimilarse a un oscilador simple. En el caso de puentes, la configuración estructural es más compleja, por lo tanto la aplicación de la reducción de esfuerzos mediante el coeficiente de ductilidad “q”, debe hacerse con precaución asegurándose que la estructura puede alcanzar razonablemente ese comportamiento.

Como se ha indicado anteriormente las reducciones de esfuerzos más importantes se producen para los periodos más altos, en los que existen deformaciones mayores. Por ello, la existencia de pilas con alturas muy diferentes, en las que las pilas más cortas tienen una deformabilidad menor impedirán la entrada de las pilas más altas en régimen anelástico.

Es importante destacar que en el caso en que se utilicen para el diseño, unos esfuerzos reducidos en relación con los que se obtienen con el espectro elástico, al considerar un comportamiento no lineal en las pilas (formación de rótulas plásticas), se producirán daños en estas zonas. Una estimación de los mismos, en el caso de pilas de hormigón armado, pueden realizarse en función de las deformaciones unitarias máximas que se producen en las rótulas plásticas[7].

Para las acciones sísmicas, por tratarse de una situación accidental, la normativa indica que se ha cumplir el ELU para la combinación de acciones allí indicada, pero no se establece explícitamente cuál es la situación post-sísmica que se considera aceptable, es decir, el nivel de daños admisible.

En general si se acepta un comportamiento de la estructura esencialmente elástico, y se diseña para los esfuerzos

obtenidos con un espectro elástico, los niveles de daños serán esencialmente bajos, si la estructura está proyectada con los detalles correspondientes a una estructura en zona sísmica, aunque esto resulta una solución más costosa.

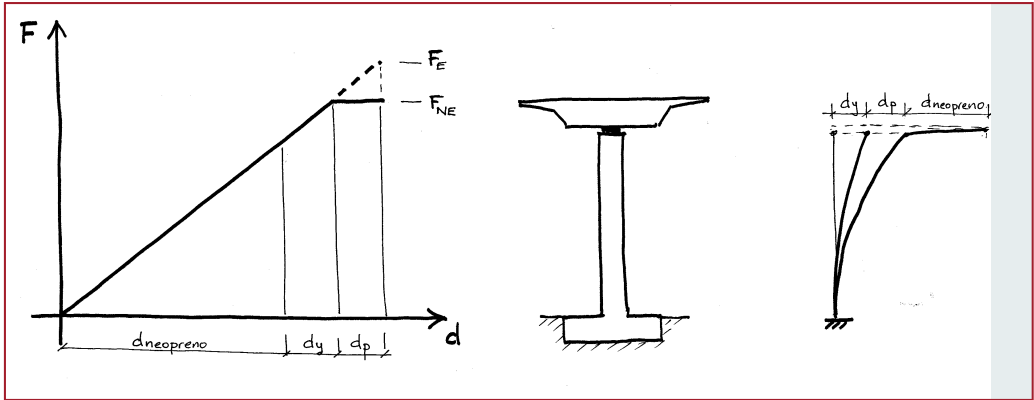
El coeficiente de ductilidad aquí indicado, corresponde al necesario a nivel estructural para por ejemplo, aplicar el principio de igualdad de desplazamientos en el caso de una estructura con periodo de vibración situado en la zona descendente del espectro.

El factor de ductilidad en desplazamientos correspondiente a una pila se puede obtener con precisión si se estima la longitud de la zona en que se produce el comportamiento no lineal (rótula plástica): figura 12 [4], y se conocen las ecuaciones constitutivas de los materiales en régimen elástico en la zona de rótulas, en las que se habrán definido los detalles de armaduras necesarios para conseguir el confinamiento del hormigón: ver por ejemplo Eurocódigo 8 Parte 2 Puentes [6].

Es de destacar que la ductilidad a nivel sección en la zona de rótula “ $q_1/r$ ” deberá ser muy superior a la ductilidad necesaria en términos desplazamientos “q”, que es la que se utiliza para calcular la reducción de esfuerzos. Tal y como puede observarse en la ecuación siguiente, para conseguir una reducción de esfuerzos a un tercio (ductilidad en términos de desplazamientos de 3,0), la ductilidad a nivel de la rótula plástica debe ser del orden de 8,0.

$$q_{1/r} = 1 + \frac{q-1}{3(L_r/L)[1-0,5(L_r/L)]}$$

Fig. 13.  
Comportamiento de pilas con neoprenos.



El Eurocódigo 8 Parte 2 puentes [6], establece unos valores máximos del coeficiente de ductilidad en función del axil reducido al que está sometido la pila.

Otras normativas específicas de puentes normales en zona sísmica [5], establecen unos valores similares con unos máximos absolutos de los coeficientes de ductilidad:

$q_{max} = 3.5$  para pilas biempotradas (en cabeza y en cimentación).

$q_{max} = 3.0$  para pilas articuladas en cabeza y empotradas en cimentación.

En el caso de pilas con aparatos de apoyo de neopreno las normas [5], [6], [8], y otros autores [4], establecen que no es posible utilizar reducción alguna en los esfuerzos, por tanto  $q=1$ .

Esta limitación se establece, ya que la mayor parte del desplazamiento horizontal de la subestructura se produce como consecuencia de la deformación del neopreno, y por tanto las excursiones en el campo no lineal, serán muy limitadas, ver figura 13.

Tanto si el sismo ha sido el esfuerzo condicionante en el diseño de las armaduras de las pilas, como en caso contrario, es necesario establecer cuál es el esfuerzo de flexión máximo transmitido por las posibles rótulas [6]. La sobrerresistencia existente en estos puntos producirá esfuerzos en

otros puntos de la estructura durante la acción del terremoto superiores a los inicialmente previstos, si se han reducido los esfuerzos en la estructura como consecuencia de la ductilidad. En especial, será necesario comprobar el aumento del esfuerzo cortante concomitante con el flector en la zona de rótulas, ya que éste ha sido con frecuencia el motivo de roturas frágiles en sismos recientes. Hay que indicar que en la zona de rótulas se ve mermada la capacidad a cortante del hormigón. Una estimación de esta capacidad se indica en el Eurocódigo 8 Parte de Puentes [6].

## 7. CONCLUSIONES

Los puentes de ferrocarril situados en zona sísmica presentan una problemática específica, como consecuencia de la importancia de la masa de la estructura y de la necesidad de vincular de forma cuasi rígida el tablero a algún punto de la subestructura, para reducir sus movimientos relativos mediante la explotación del puente. Esto conduce a que en el caso de viaductos importantes situados en zona de sismicidad media a alta sea necesario el empleo de dispositivos que aumenten el amortiguamiento del sistema para reducir la energía de debe soportar la subestructura. El diseño del puente debe compatibilizar ambas situaciones: servicio y ataque sísmico de forma adecuada, en ello estará el éxito del proyecto. ■

## REFERENCIAS

- [1] IAPF Instrucción de Acción de Puentes de Ferrocarril. (Borrador H del 2002).
- [2] J. MANTEROLA, M. A. ASTIZ, A. MARTINEZ. Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad. Revista de Obras Públicas n° 3.386.
- [3] FUNG, LEBEAU, BELVEDERE, KLEIN, GOLDSCHMIDT. Field Investigation of Bridge Damage in the San Fernando Earthquake. CALTRANS 1971.
- [4] SEIBLE and CALVI. Seismic Design and Retrofit of Bridges. Priestley, 1996.
- [5] Ponts courants en zone sísmique. Guide de Conception SETRA Enero 2000
- [6] EUROCODIGO 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismo-resistentes. Parte 2. Puentes. 1998.
- [7] WAI-FAH CHEN & LIAN DUAN-BRIDGE. Engineering Handbook.
- [8] ATC 32. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges. 1996.