

Obras en Chipre. Viaducto urbano en Limassol Viaducto Petra Tou Romiou*

**Constructions works in Cyprus.
Town Viaduct in Limassol, Petra Tou Romiou Viaduct**



José Antonio Llombart

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA



Jordi Revoltós

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA



Jorge Cascales

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA

RESUMEN

En el presente artículo se presentan las características más importantes y criterios seguidos en el proyecto de dos viaductos situados en la isla de Chipre, cuyo diseño estructural se ha llevado a cabo teniendo en cuenta la circunstancia propia de la sismicidad de la zona.

Existen importantes diferencias entre ambos viaductos en lo referente a la tipología estructural, al sistema constructivo y algunas de las características fundamentales, tales como la longitud total y la altura de pilas. Sin embargo, en la concepción antisísmica de los dos viaductos se han tenido en cuenta los mismos principios basados en el aislamiento sísmico, la amortiguación y la capacidad elástica de la estructura para recuperar su posición inicial tras haberse producido un sismo. En ambos casos se han dispuesto elementos parasísmicos con capacidad de disipación de energía.

SUMMARY

This article presents the major features and the criteria as used in the project for two viaducts located on the island of Cyprus, which were structurally designed taking into account the area's seismic nature.

The viaducts are very different as regards their type of structure, the construction system used and in various fundamental characteristics such as the overall length and the

height of the piers. However, their earthquake resistant conception followed the same principles based on the seismic isolation, damping and the elastic capacity of the structure to regain its initial position after an earthquake. Paraseismic elements with an energy dissipation capability were used in both cases.

1. VIADUCTO URBANO EN LIMASSOL

1.1. Descripción de la estructura

La Autopista que conecta Larnaca con Pafos cruza la ciudad de Limassol mediante una vía rápida de doble calzada que ve dificultado su tráfico por diversas rotondas. La creciente congestión de tráfico ha motivado la realización de distintos proyectos en los que se salvan las rotondas mediante una estructura elevada. En particular, el primero de estos proyectos define un viaducto de 1.108 m de longitud que libra consecutivamente las rotondas del Puerto de Limassol y del barrio de Polemidhia.

El viaducto, actualmente en fase de construcción, está enclavado en un entorno urbano (Fig.1). Dispone de múltiples vanos de 36,75 m de luz que se incrementan a 40,00 m sobre las rotondas. El tablero discurre a escasa altura sobre el terreno, de tal forma que la pila más alta no supera los 9 metros. El trazado en planta es recto en unos dos tercios de su longitud y curvo, con 510 m de radio en el resto. La plataforma tiene 23,50 m de anchura, conteniendo dos carriles por cada sentido de tráfico.

* Este artículo está basado en la ponencia presentada por el Sr. Llombart en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En el número anterior de Hormigón y Acero se publicó otro artículo basado, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.



Figura 1. Viaducto de Limassol, en construcción.

El viaducto está formado por dos estructuras gemelas independientes, cuyo tablero es de hormigón postesado con sección de losa aligerada (Fig 2). Dada la longitud total a construir (2×1.108 m), se ha empleado un sistema constructivo industrializado y adaptado a las particularidades del trazado, mediante construcción vano a vano sobre cimbra móvil (Fig. 3).

He aquí un resumen de las principales características:

- Luces: $32 + 3 \times 36 + 3 \times 40 + 16 \times 36,75 + 3 \times 40 + 3 \times 36 + 32$

- Tablero: 2 Losas gemelas aligeradas de 1,90 m de canto y ancho 11,75 m
- Pilas macizas de $3,00 \times 1,50$ m. Altura máxima, 9 m
- Cimentación profunda. Pilotes $\phi = 1,00$ m.

1. 2. Acción sísmica

El análisis sísmico se ha desarrollado siguiendo el Eurocódigo-8. La acción sísmica básica está definida de la siguiente forma:

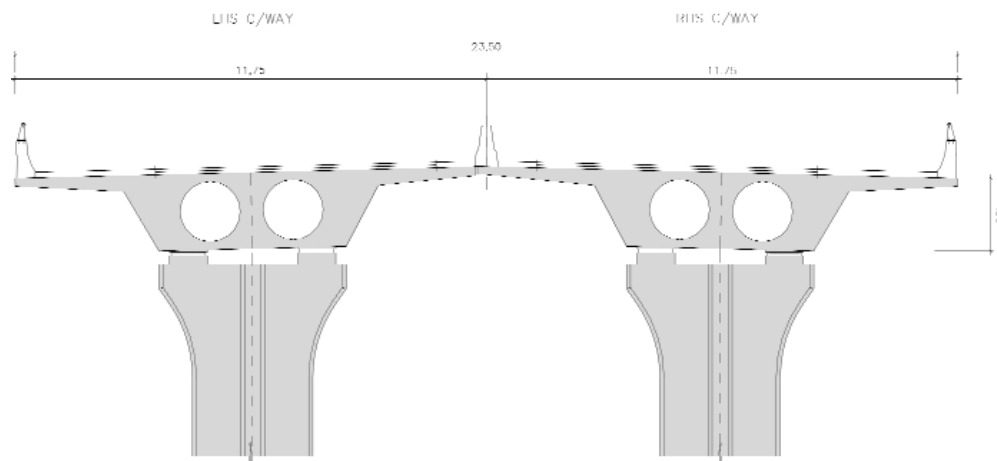


Figura 2. Viaducto de Limassol. Sección transversal.



Figura 3. Viaducto de Limassol. Construcción del tablero con cimbra móvil.

Aceleración básica de cálculo:	0,2 g
Factor de importancia:	1,3
Suelo tipo:	B

La acción sísmica debe ser considerada actuando simultáneamente en dos direcciones:

Caso 1:	100% longitudinal + 30% transversal.
Caso 2:	30% longitudinal + 100% transversal.

1.3. Esquema estructural. Aislamiento sísmico

Las verificaciones realizadas en fase de proyecto y su aplicación al estudio comparativo entre las posibles soluciones alternativas han mostrado la gran influencia que existe entre la magnitud de las fuerzas que va a tener que resistir la infraestructura en caso de sismo y los conceptos derivados de la elección del tipo de apoyos, la colocación de amortiguadores sísmicos o de topes rígidos, así como de la disposición de juntas de tablero.

En lo referente a la continuidad del tablero, a fin de obtener el mejor rendimiento posible del sistema constructivo elegido, se ha limitado al máximo el número de juntas intermedias. Se ha dispuesto una única junta transversal en la mitad de la estructura, de tal forma que cada tablero queda dividido en dos tramos continuos de 554 m de longitud, con el fin de poder asegurar el *recentrado* de cada tramo. Se entiende como *recentrado* a la capacidad elástica que tiene la estructura de

recuperar su posición inicial, una vez ha ocurrido un sismo. En cada uno de los dos tramos de los que consta el tablero se establece de antemano la posición del punto fijo de desplazamiento longitudinal frente a deformaciones reológicas y de temperatura, mediante la colocación de aparatos de apoyo de neopreno en las 4 pilas centrales, mientras que en el resto de las pilas se disponen apoyos deslizantes para poder absorber los grandes movimientos a los que se ven sometidos (Fig 4). Estas pilas centrales tienen la función de producir el *recentrado* del tramo en caso de sismo.

Las pilas del viaducto de Limassol tienen escasa altura y por lo tanto, una gran rigidez. El necesario *aislamiento sísmico* se consigue gracias a la existencia de una alta capacidad de distorsión de los apoyos de neopreno de las citadas pilas centrales.

En cuanto al mecanismo resistente frente al sismo, se aprovecha el carácter masivo de los estribos y se vincula cada tramo de tablero a su estribo correspondiente, mediante unos amortiguadores viscosos longitudinales con capacidad de *disipación de energía*.

La junta intermedia independiza la zona curva del tablero de la zona recta, limitando la longitud de cada tramo a un valor inferior a 600 m, con lo cual no es necesario considerar una variación espacial de la acción sísmica.

Transversalmente, con el fin de aislar el tablero de la acción sísmica, se han colocado aparatos de apoyo con capacidad de respuesta elástica en todas las pilas (Apoyos de neopreno con-

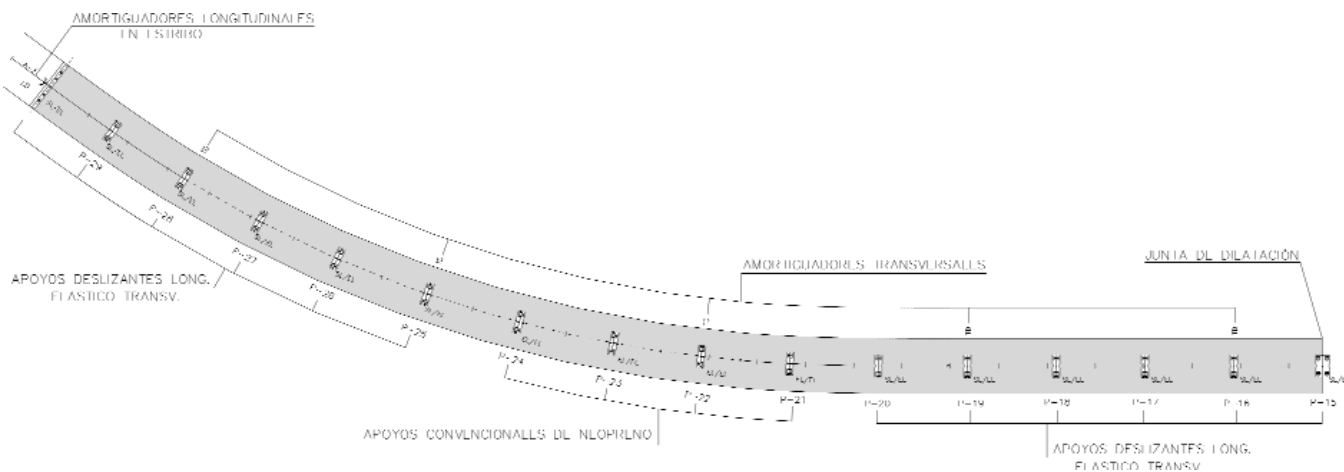


Figura 4. Esquema en planta de un semi-tablero correspondiente a una calzada.

vencionales en las 4 pilas centrales, tal como se ha indicado anteriormente y apoyos de neopreno deslizantes longitudinalmente en las restantes). En este proyecto se ha aplicado un nuevo diseño de aparatos de apoyo deslizantes de neopreno, provistos de una sola guía central semejante a la que se usa en los apoyos POT, con el fin de evitar los problemas de acodamiento que se suelen presentar cuando se guían los movimientos mediante dos guías longitudinales dispuestas en ambos lados del apoyo.

Con el fin de limitar los movimientos del tablero en caso de sismo, se han colocado también amortiguadores transversales cada tres pilas (Fig 5).

Los amortiguadores empleados, tanto los longitudinales como los transversales son de tipo viscoso, siendo su ley de comportamiento:

$$F = C_v \alpha^{\alpha} \text{ con } \alpha = 0.15 \text{ en dirección transversal y } \alpha = 0.20 \text{ en dirección longitudinal.}$$

El uso de estos dispositivos, con un carácter marcadamente no lineal, requiere el desarrollo de un cálculo paso a paso en el tiempo, conocido en inglés como Time-History. Estos medios de cálculo se están introduciendo paulatinamente en

los procedimientos de análisis de estructuras sometidas a la acción sísmica, sin embargo hoy en día no están al alcance de todas las ingenierías puesto que, aparte de su complejidad, resultan relativamente caros y requieren un considerable tiempo para el laborioso desarrollo del análisis.

En el proceso de diseño y análisis antisísmico, previamente a la adopción de modelos complejos y posteriores desarrollos de cálculos no lineales en el tiempo, resulta conveniente empezar por obtener resultados procedentes de análisis más sencillos, tales como el cálculo espectral. El cálculo espectral sirve realmente para dar una visión global, conocer cómo se comporta una estructura, detectar los elementos críticos, plantear las primeras alternativas y para calibrar los modelos en los que luego se introducirán elementos no lineales. Sin embargo, no permite reproducir y modelizar adecuadamente los dispositivos antisísmicos.

1.4. Análisis de alternativas

Dada la longitud de cada uno de los dos tramos de tablero separados por una junta, durante el proceso de diseño general se consideró desde un principio la conveniencia de unir longi-

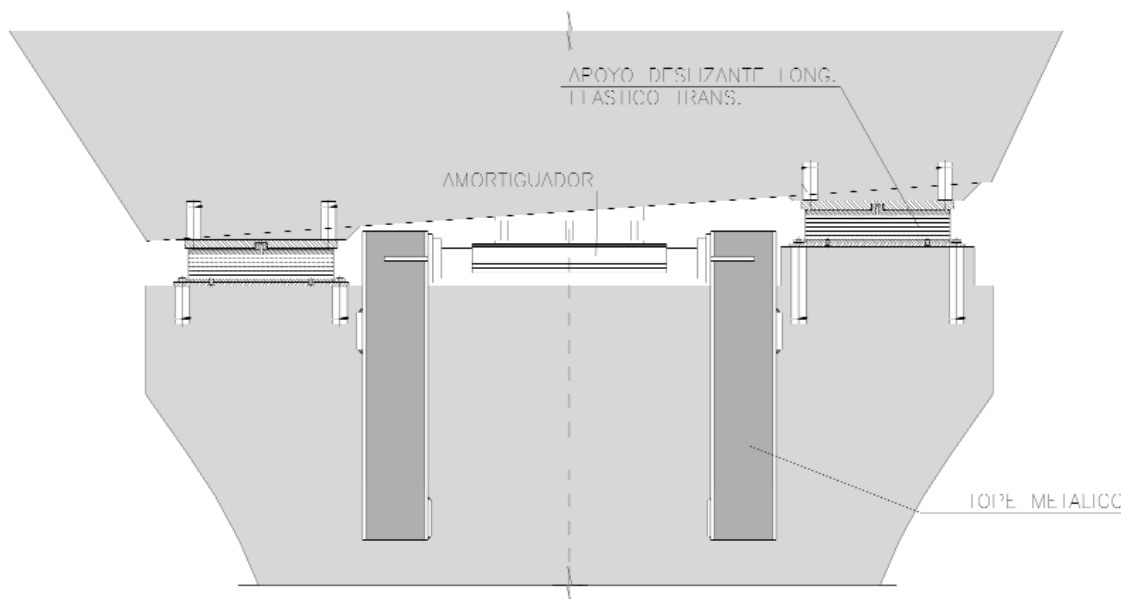


Figura 5. Esquema de amortiguador transversal en cabeza de pilas.

tudinalmente los extremos del tablero a los estribos mediante amortiguadores viscosos. Se estudiaron además unas soluciones alternativas, que si bien fueron desechadas, se estima oportuno exponerlas a continuación, indicando los resultados que se obtuvieron a partir del cálculo espectral en los dos supuestos siguientes:

1.4.1. Alternativas relativas al comportamiento longitudinal

a) Conexión rígida entre cada semi-tablero y su estribo

Con este esquema se generan fuerzas longitudinales que alcanzan 87000 kN en el caso de sismo. La magnitud de esta fuerza resulta desmesurada para ser tenida en cuenta en el dimensionamiento de la estructura que constituye el estribo, así como el sistema de conexión con el tablero, llegándose a la conclusión de que tal solución es inviable. Este tipo de esquema se obtiene cuando se colocan transmisores de impacto, comercialmente conocidos como STU (Shock Transmission Units) y que a veces se suelen identificar erróneamente con los amortiguadores, siendo su comportamiento totalmente contrario al deseado. En efecto, los STU son unos dispositivos que en cuanto se produce una carga rápida se bloquean y actúan como una conexión rígida entre los elementos que conectan. Estos dispositivos son, por tanto, adecuados para transmitir cargas de frenado en puentes de ferrocarril, pero no para viaductos en zonas con alta sismicidad, puesto que no tienen capacidad de disipación de energía, a la vez que rigidizan la estructura eliminando cualquier esquema de aislamiento sísmico.

b) Resistir el sismo con las 4 pilas centrales de cada tramo

Con este sistema resistente, basado únicamente en el aislamiento sísmico que proporciona la distorsión de los apoyos centrales de neopreno, se obtienen unos movimientos longitudinales del tablero de 210 mm y unas fuerzas en cabeza de las pilas centrales de 3000 kN, resultando ambos valores excesivos para el correcto funcionamiento global de la estructura.

A modo de comparación, se expone a continuación un resumen los resultados obtenidos con la aplicación del procedi-

miento de análisis en el tiempo, utilizado en la solución desarrollada:

Fuerza longitudinal transmitida al estribo: 6000 kN

Fuerza longitudinal transmitida en cabeza de pilas centrales: 1500 kN

Desplazamiento longitudinal máximo del tablero: 100 mm

1.4.2. Alternativas relativas al comportamiento transversal

a) Disponer topes rígidos transversales en todas las pilas.

b) Disponer únicamente apoyos elásticos transversales en todas las pilas.

He aquí los resultados obtenidos:

	Períodos fundamentales (s)	Fuerza transversal (kN)	Mov. relativo pila-tablero (mm)
Topes rígidos	0.5-0.1	10000	-
Apoyos elásticos	1.9-1.7	3500	250

La diferencia de esfuerzos que tienen que soportar las pilas puede explicarse por los períodos propios transversales en cada alternativa y la aceleración sísmica equivalente deducida del espectro de cálculo. Al disponer apoyos elásticos se consigue una estructura más flexible desplazando los períodos propios hacia la rama descendente del espectro de cálculo, minimizando de esta manera las fuerzas sísmicas resistidas (Fig. 6).

En el caso de topes rígidos, la fuerza transversal que deben soportar las pilas es excesiva (la fuerza máxima que podrían resistir las pilas diseñadas es de unos 3000 kN aproximadamente). Si bien se podría optar por utilizar un coeficiente de ductilidad para el dimensionamiento de las mismas y reducir de esta manera el momento flector en la base, el esfuerzo cortante en la conexión pila-tablero siempre tendría que ser resis-

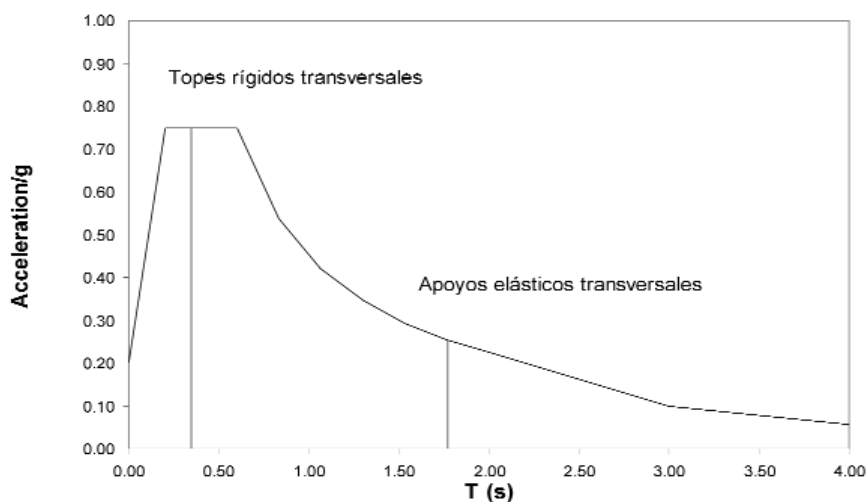


Figura 6. Espectro de diseño.

tido en toda su magnitud, según lo dispuesto en el EC-8. Además, debido a la relación existente entre el ancho y la altura de estas pilas, la ductilidad es limitada.

En este punto cabe comentar que en el caso de haber usado apoyos tipo POT, éstos no tienen la capacidad de actuar elásticamente ya que, o bien liberan el movimiento del tablero en una dirección o lo coaccionan rígidamente, actuando como toques rígidos. Si además se tiene en cuenta que sus guías normalmente están dimensionadas para cargas transversales inferiores al 30% de la carga vertical que actúa sobre el apoyo, podemos concluir que en caso de sismo se produciría su rotura, puesto que el valor de las cargas transversales podría llegar a ser del orden del 100% de la carga vertical.

La opción de un sistema consistente en la disposición de aparatos convencionales de neopreno, si bien conseguiría reducir las fuerzas sísmicas hasta valores cercanos a los deseados, produciría una distorsión transversal de una magnitud inadmisibile.

A título comparativo se muestran los resultados obtenidos mediante la aplicación del procedimiento de análisis en el tiempo utilizado en la solución desarrollada:

Fuerza transversal en pila con amortiguador: 2500 kN

Fuerza transversal en pila sin amortiguador: 1500 kN

Desplazamiento transversal máximo del tablero: 100 mm

1.5. Cálculo en el tiempo (Time-History)

Tal como se ha comentado anteriormente, al introducir los dispositivos antisísmicos es necesario realizar un cálculo no lineal paso a paso en el tiempo para poder evaluar la respuesta de la estructura ante la acción sísmica.

Este cálculo resulta laborioso tanto en la fase de análisis como en el post-proceso de los resultados, siendo necesario adaptar la definición de la acción exterior (sismo) y la respuesta de la estructura (amortiguación interna) al procedimiento de cálculo.

A continuación se hace una exposición de la operativa de cálculo desarrollada:

En primer lugar se define el sismo de proyecto, caracterizado por el espectro de diseño, mediante una serie de acelerogramas compatibles con dicho espectro. Para ello se procede según el Eurocódigo 8 de la siguiente forma:

- Se realizan 3 cálculos con 3 terremotos diferentes, estando definido cada terremoto por 2 acelerogramas actuando en direcciones perpendiculares.
- Se calcula el espectro del terremoto como la media cuadrática del espectro de cada acelerograma.
- El espectro del terremoto debe ser mayor que 1.3 veces el espectro de diseño en el intervalo definido por $0.2T_1$ y $1.5T_1$, siendo T_1 el período fundamental de la estructura.

Es evidente que al aplicar dos acelerogramas en direcciones perpendiculares (cada uno de ellos calculado de una manera compatible con el espectro), estamos mayorando la acción sísmica con respecto a la que se define mediante el espectro de diseño. De hecho es como si en cada hipótesis de cálculo espectral, en vez de la combinación habitual del 100% en una dirección y el 30% en la otra, lo aplicáramos con un 100% en cada dirección.

En las figuras 7, 8, 9 y 10 se muestran, a título de ejemplo, dos acelerogramas utilizados en el análisis y su comparación con el espectro de diseño. Se muestra además la comparación entre el espectro del terremoto definido por los dos acelerogramas anteriores con 1,3 veces el espectro de diseño (Figura 11).

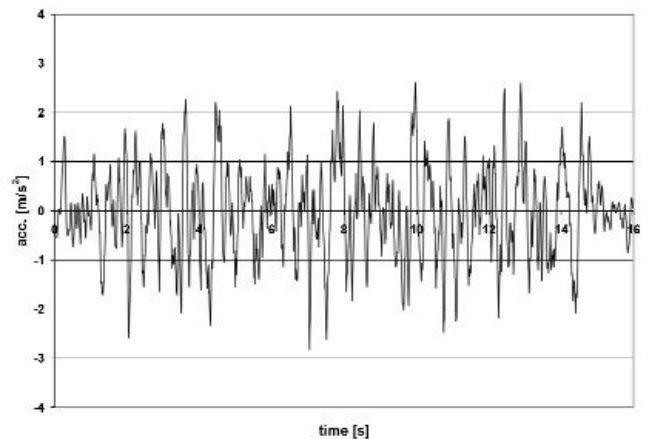


Figura 7. Acelerograma 70.

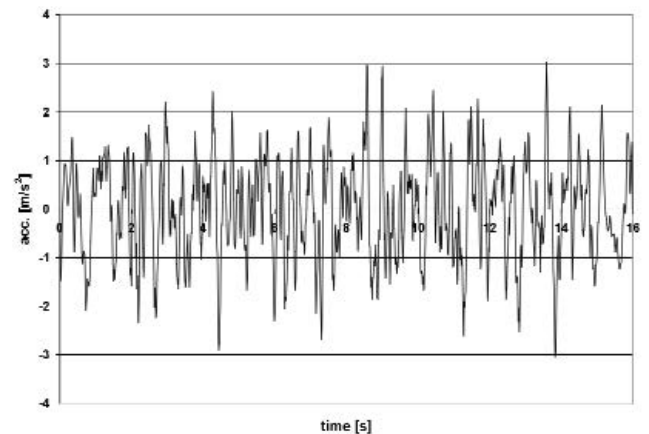


Figura 8. Acelerograma 71.

La amortiguación interna, definida generalmente por medio de un porcentaje respecto del amortiguamiento crítico, no puede introducirse de esta manera en un cálculo donde la respuesta de la estructura no se obtiene por descomposición modal. Es por esto que se ha utilizado el modelo de amortiguamiento de Rayleigh, de tal manera que la matriz de amortiguamiento se obtiene como combinación lineal de la matriz de masas y la matriz de rigidez. El inconveniente de este método es que no produce un amortiguamiento constante para todos los modos, siendo necesario el ajuste de los coeficien-

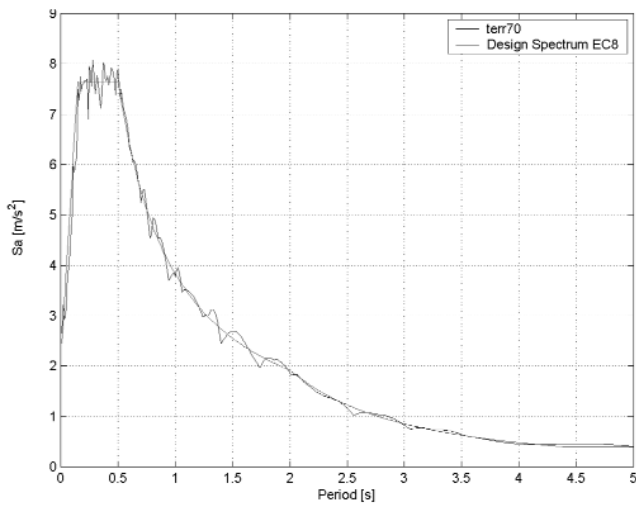


Figura 9. Comparación entre espectro de acelerograma 70 y espectro de diseño.

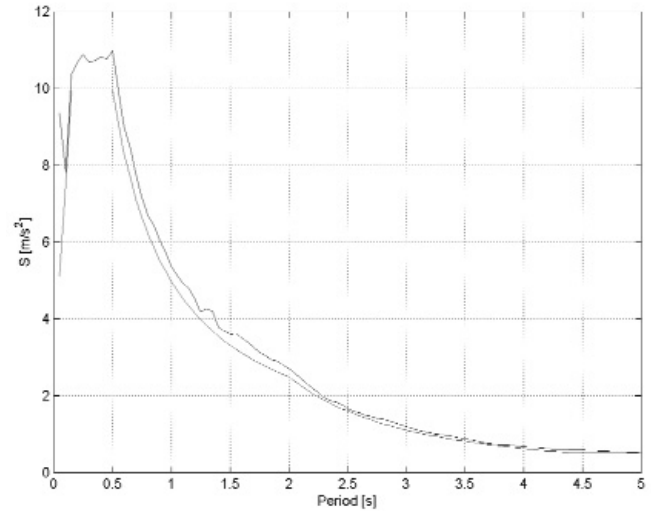


Figura 11. Comparación entre espectro de terremoto 70+71 y espectro de diseño (130%).

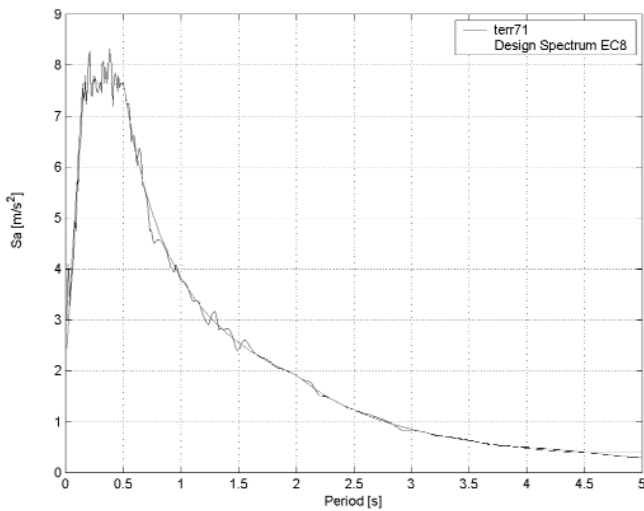


Figura 10. Comparación entre espectro de acelerograma 71 y espectro de diseño

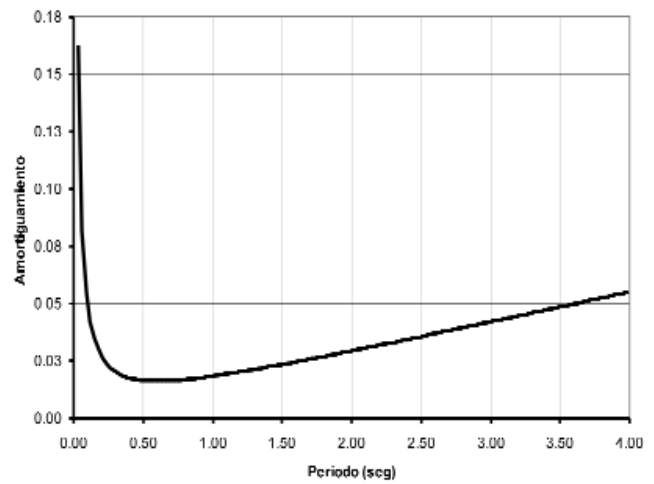


Figura 12. Variación del coeficiente de amortiguamiento interno en función de los períodos propios con el modelo de Rayleigh.

tes de Rayleigh con los modos fundamentales de la estructura (Fig. 12).

Por último, en el proceso de definición del modelo se asigna el número de amortiguadores, su colocación y su modelo de comportamiento. Para decidir las características de los dispositivos y su colocación es conveniente la realización de un

modelo sencillo de 1 grado de libertad sometido a uno de los acelerogramas calculados. Este modelo es mucho más fácil de analizar y necesita un tiempo de cálculo mucho menor que el del modelo completo (Fig. 13).

En este caso el modelo de 1GDL que se ha realizado, simula el comportamiento longitudinal de uno de los dos tramos

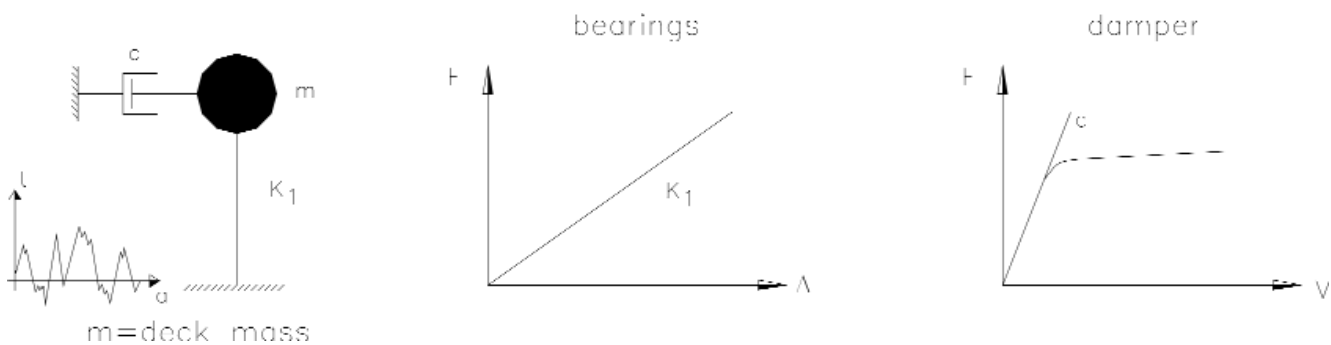


Figura 13. Modelo de 1 grado de libertad.

del puente de Limassol. La masa introducida ($17000 \times 10^3 \text{ kg}$) se corresponde con el peso propio, las cargas permanentes y el porcentaje correspondiente de la sobrecarga de uso. La constante del muelle se calcula a partir de la rigidez de las 4 pilas centrales con sus apoyos de neopreno (53260 kN/m) y las propiedades del amortiguador son $C = 6890 \text{ kNm/s}$ y $\alpha = 0.20$ (con una ley de comportamiento $F = C v^\alpha$).

Para definir las propiedades de un amortiguador se parte de una serie de tablas de los suministradores, donde se definen las fuerzas máximas de trabajo y los coeficientes α de sus dispositivos. Los valores habituales de α varían entre 0.1 y 0.2 y las fuerzas máximas de cada una de las unidades a disponer varían entre 500 kN y 5000 kN, dependiendo del fabricante.

Para ajustar el coeficiente C, se decide primero la fuerza a la que se quiere que trabajen las pilas (que es función del desplazamiento máximo admisible de la estructura). Una vez decidida la fuerza (F), y teniendo en cuenta que la velocidad de trabajo se suele adaptar al siguiente intervalo ($0.2 \text{ m/s} < v < 0.6 \text{ m/s}$), el coeficiente C se estima para un primer cálculo como 1.1 ó $1.2 F$. En la figura 14 puede observarse que la fuerza F presenta escasa variación en dicho rango de velocidades.

En estas condiciones se pueden realizar los cálculos no lineales en el modelo de 1GDL e ir ajustando el desplazamiento admisible, la fuerza en el amortiguador y su coeficiente C.

Una vez ajustadas las características de los amortiguadores longitudinales que hacen cumplir los requisitos de desplazamientos y fuerzas admisibles en este modelo de 1GDL, se procede a realizar el cálculo no lineal en el modelo completo.

El cálculo con el modelo completo verifica el predimensionamiento de los amortiguadores longitudinales realizado en el modelo de 1GDL y confirma la necesidad de disponer amortiguadores transversales para limitar los desplazamientos y las fuerzas transversales.

En dirección transversal no es posible definir la respuesta dinámica de la estructura mediante un modelo de 1 GDL, por

lo que es necesario realizar una labor de ajuste mediante sucesivos tanteos para determinar el número más adecuado de amortiguadores transversales y de sus características con el modelo completo no lineal.

En este caso la solución óptima, consistente en el menor número de amortiguadores necesarios para limitar los movimientos en dirección transversal, se ha encontrado disponiendo amortiguadores transversales cada 3 pilas con las siguientes características $C = 1438 \text{ kNm/s}$ y $\alpha = 0.15$.

En el tabla siguiente se resumen los resultados del modelo de 1 GDL y el completo.

Cálculo longitudinal

	Modelo 1 GDL	Modelo completo
Estribo (amortiguador)	6198 kN	5999 kN
Pila (muelle)	1375 kN	1281 kN
Desplazamiento máximo	0.103 m	0.092 m

Cálculo transversal

	Modelo completo
Pila	1596 kN
Pila con amortiguador	2482 kN
Desplazamiento máximo	0.108 m

1.6. Influencia del valor del rozamiento en apoyos deslizantes

En los cálculos de proyecto, destinados al dimensionamiento de los dispositivos antisísmicos, se ha considerado una

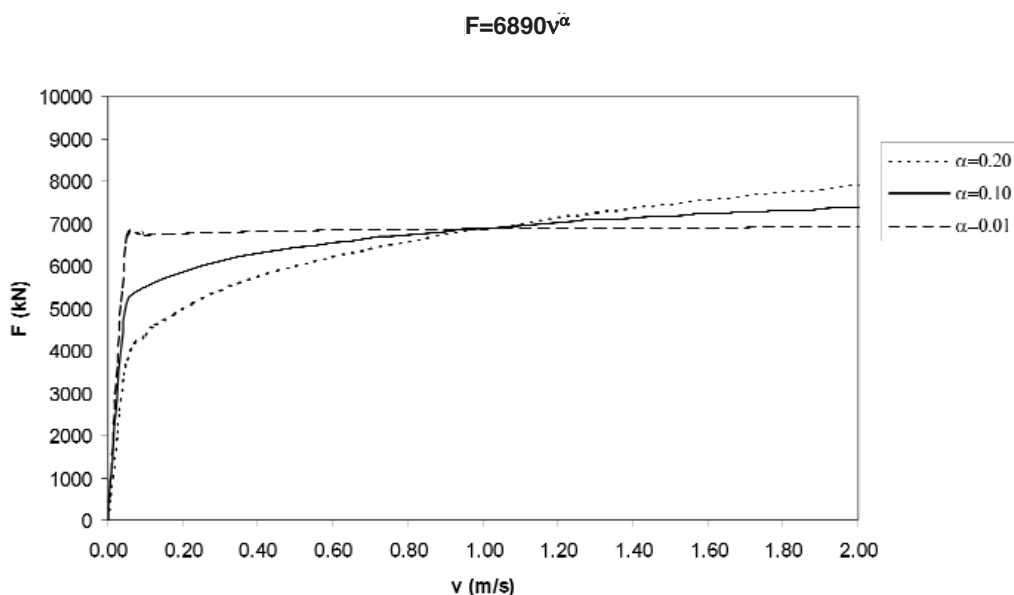


Figura 14. Leyes de comportamiento del amortiguador en función del exponente.

hipótesis conservadora consistente en suponer que los apoyos de neopreno-teflón se comportan como deslizantes perfectos.

Posteriormente, se ha realizado otro cálculo complementario donde se ha tenido en cuenta la capacidad de disipación de energía de los apoyos deslizantes, modelizando su comportamiento mediante una ley fuerza-desplazamiento no lineal con un coeficiente de rozamiento del 1% (valor mínimo aplicable en caso de que su efecto sea favorable) (Fig. 15).

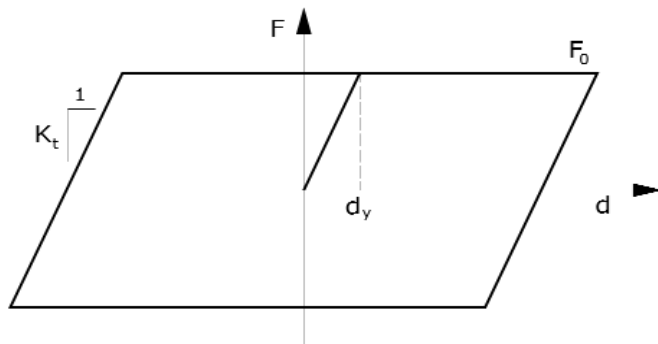


Figura 15. Ley fuerza-desplazamiento de los apoyos de neopreno-teflón

Con los apoyos deslizantes actuando también como disipadores de energía, los resultados obtenidos y su comparación con el modelo anterior son los siguientes:

Cálculo longitudinal

	Apoyos deslizantes perfectos	Apoyos deslizantes no lineales, con rozamiento
Estribo (amortiguador)	5999 kN	6136 kN
Pila (muelle)	1281 kN	950 kN
Desplazamiento máximo	0.092 m	0.067 m

Por lo tanto, considerando que el rozamiento de los apoyos contribuye a disminuir los movimientos del tablero y por consiguiente, los esfuerzos en las pilas, se llega a la conclusión de que se dispone de un grado de seguridad adicional. Alternativamente, se podría haber optimizado la solución reduciendo la exigencia de capacidad de los amortiguadores para ajustar el desplazamiento al valor máximo (0.100 m) y mantener así el valor de los esfuerzos máximos considerados en pilas.

NOTA: En fase de proyecto, los acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño, así como el modelo de cálculo con apoyos deslizantes perfectos han sido desarrollados por el Prof. Enrique Alarcón y el equipo del CEMIM. Los modelos de 1 GDL y el completo con apoyos deslizantes no lineales han sido desarrollados por EIPSA.

2. VIADUCTO PETRA TOU ROMIOU (Fig. 16)

2.1. Descripción de la estructura



Figura 16. Viaducto Petra Tou Romiou.

El Viaducto tiene una longitud total de 422,60 m, distribuidos en 8 vanos (45,25 + 6 x 55,35 + 45,25) y una altura máxima de 60 m. Está constituido por dos estructuras gemelas cuyo trazado en planta discurre en curva circular (R=1250 m) y una pendiente longitudinal de 2,25% (Fig. 17).

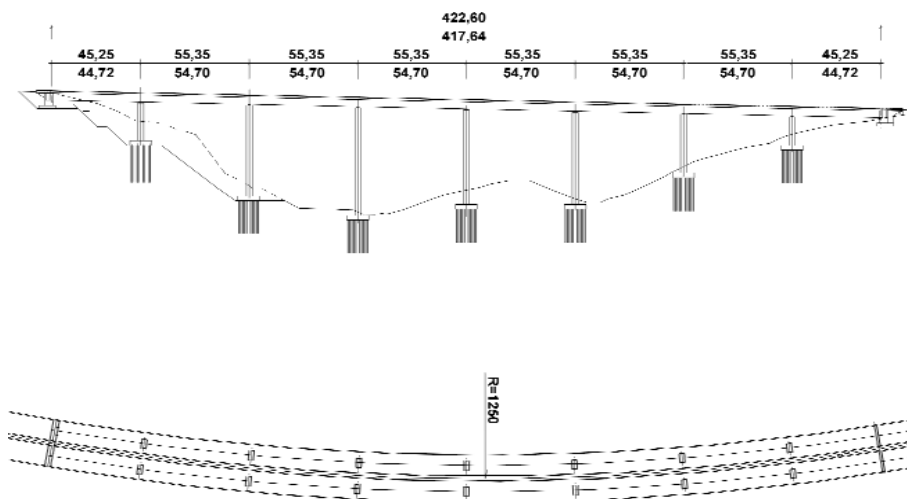


Figura 17. Alzado y Planta general.

Cada uno de los dos tableros está formado por una viga cajón monocelular continua de hormigón postesado, que se ha construido por el método del empuje (Fig. 18).



Figura 18. Tablero en proceso de empuje.

Las pilas tienen una sección rectangular hueca de 5,30 x 3,00 m de dimensiones exteriores, con unas paredes de 0,40 m de espesor y se han construido con encofrado trepante.

El terreno sobre el que se ha cimentado el viaducto está formado por una mezcla de arcillas expansivas (bentonita), derrubios de cretas fracturadas y rocas volcánicas. Se ha dispuesto una zapata común para soportar las dos pilas contiguas de ambas calzadas. Cada zapata está apoyada por un conjunto de 195 micropilotes de 25 m de profundidad.

2.2. Acción sísmica

El análisis sísmico desarrollado se ha hecho siguiendo el EC-8. La acción sísmica básica se ha definido de la siguiente forma:

Aceleración básica de cálculo:	0,15 g
Factor de importancia:	1,3
Suelo tipo:	C

La acción sísmica se debe considerar actuando simultáneamente en dos direcciones:

Caso 1: 100% longitudinal + 30% transversal.

Caso 2: 30% longitudinal + 100% transversal.

2.3. Concepción antisísmica del viaducto

Las cinco pilas centrales, cuyas alturas varían entre 35 y 60 m, están fijadas longitudinalmente al tablero mediante apoyos tipo POT. En el resto de las pilas de menor altura y estribos se disponen apoyos deslizantes (Fig. 19). Debido a la flexibilidad de las pilas altas, la fijación al tablero no genera esfuerzos de importancia debidos a los fenómenos reológicos del hormigón.

La disposición estructural constituida permite el *recentrado* del tablero en caso de sismo, así como el *aislamiento sísmico* del tablero en relación con el terreno. Con ello se ha conseguido limitar considerablemente las fuerzas en cabeza existentes en las pilas altas fijadas al tablero.

Para evitar que el valor de los movimientos de los tableros alcance valores excesivos, se han dispuesto dos amortiguadores viscosos con capacidad de *disipación de energía* en cada estribo para limitar dichos movimientos y para disminuir, en mayor medida, los esfuerzos en las pilas fijas.

Con el objeto de conseguir un apropiado reparto de cargas derivadas de la acción sísmica y evitar una sobrecarga excesiva en los estribos y las pilas extremas más rígidas debido a su escasa altura, el tablero está vinculado horizontalmente a las pilas extremas mediante aparatos amortiguadores en disposición transversal. Puesto que para otro tipo de acciones frecuentes como son el viento transversal y la fuerza centrífuga también se quiere vincular el tablero a dichas pilas, se han dispuesto amortiguadores transversales precomprimidos (Fig. 20).

Los amortiguadores transversales precomprimidos, situados en la coronación de las pilas de menor altura, tienen la propiedad de actuar como topes para cargas moderadas (viento y fuerza centrífuga), como muelles para cargas más elevadas y como amortiguadores capaces de disipar energía para cargas rápidas (sismo).

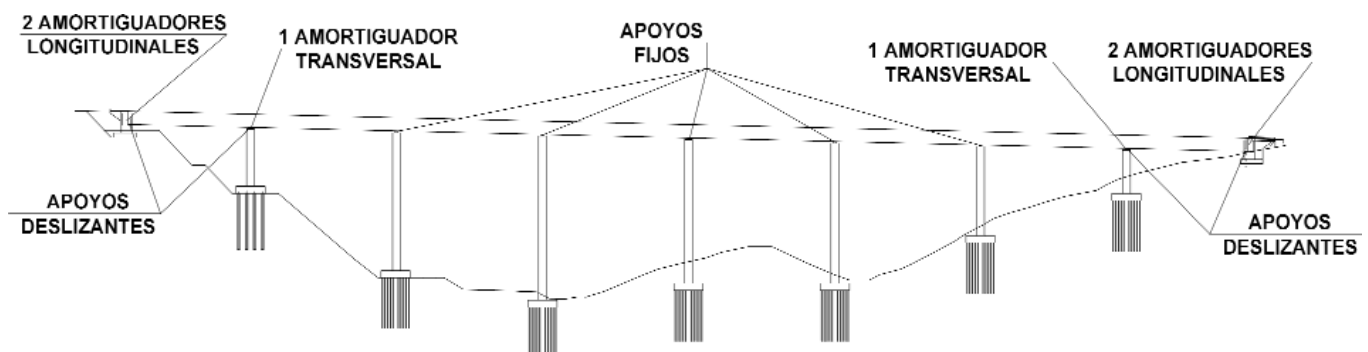


Figura 19. Disposición de apoyos y aparatos parasísmicos.



Figura 20. Amortiguador transversal en cabeza de pila.

Así, en estas pilas bajas se colocan apoyos POT multidireccionales, dejando la función de guiado del tablero para los amortiguadores transversales precomprimidos. Mientras en las pilas altas, en las que se disponen apoyos POT fijos que guían transversalmente y longitudinalmente al tablero, el nivel de esfuerzos y desplazamientos transversales se mantiene dentro de lo admisible gracias a su flexibilidad derivada de la altura de estas pilas.

2.4. Análisis de alternativas. Valores fundamentales

Como se ha visto en el viaducto anterior, el esquema de fijar rígidamente el tablero a un estribo también generaría en este caso unas fuerzas excesivas que hubiesen alcanzado un valor máximo de 45000 kN.

Si se hubiese confiado únicamente en la flexibilidad y ductilidad de las pilas altas, los desplazamientos longitudinales del tablero habrían alcanzado valores de 180 mm.

La disposición de 4 amortiguadores de 1000 kN de capacidad en cada tablero (2 por estribo), permitió reducir dichos movimientos hasta un valor de 40 mm, liberando a las pilas de gran parte de los esfuerzos sísmicos.

Transversalmente, los amortiguadores precomprimidos permitieron rebajar la fuerza transversal en la cabeza de las pilas extremas de 6000 kN a 2500 kN.

2.5. Sismo en construcción

Se ha mencionado anteriormente que el método constructivo utilizado ha sido el del empuje del tablero, obteniéndose el ritmo previsto de una dovela por semana. El desplazamiento longitudinal del tablero se ha realizado mediante arrastre con barras roscadas, accionadas por gatos con pistón hueco. Se ha dispuesto un sistema de tracción, formado por un conjunto de 6 barras de 50 mm de diámetro y 200 toneladas de carga de rotura unitaria. El anclaje provisional de las barras al tablero se ha realizado mediante unos elementos metálicos constituidos por unas vigas verticales, alojadas en unas ventanas existentes en la losa superior e inferior.

Una de las peculiaridades introducidas en el sistema constructivo aplicado ha consistido en la disposición de elementos especiales destinados a proporcionar el adecuado grado de seguridad frente al sismo en fase de construcción, teniendo en cuenta que, durante el proceso de empuje, el tablero se encuentra apoyado sobre las pilas mediante elementos deslizantes y por tanto, con posibilidad de desplazamiento tanto en dirección longitudinal como transversal. Una vez concluida cada fase de empuje, el tablero se ha bloqueado longitudinalmente mediante unas placas gofradas sustentadas por gatos hidráulicos y situadas en cabeza de las pilas centrales altas, manteniéndose la acción durante el tiempo transcurrido entre las operaciones de lanzamiento. De esta forma se ha conseguido una fijación elástica frente a sismo que debe resistir una fuerza muy inferior a la que hubiese movilizado un bloqueo rígido en el estribo de lanzamiento.

Durante todo el proceso de construcción, el tablero ha estado guiado transversalmente, mediante unas piezas metálicas de gran robustez montadas en la coronación de las pilas, para contrarrestar las acciones que pudiesen derivarse del sismo transversal, viento y las producidas por el propio sistema de empuje. Cada una de estas guías transversales estaba capacitada para soportar una fuerza transversal en cabeza de 1.500 kN.

3. CONCLUSIÓN

Los nuevos dispositivos antisísmicos, así como las modernas y potentes herramientas de cálculo, permiten abordar el diseño de estructuras continuas de gran longitud en zonas de alta sismicidad. El mayor esfuerzo de análisis que supone para las ingenierías, redonda en la optimización de la obra puesto que el coste de dichos dispositivos amortiguadores queda sobradamente compensado con la reducción de armaduras en pilas y cimentaciones.

4. REALIZACIÓN

4.1. Viaducto urbano en Limassol:

Dirección de Obra: PWD of Cyprus. Mr. Lefteris
 Construcción: J & P
 Proyecto: EIPSA (Madrid)
 Apoyos y pretensado: Mekano4 (Barcelona)
 Amortiguadores: Alga (Italia)
 Cimbra de avance: Mecanotubo (Barcelona)
 Ejecución de la obra: Año 2004-2005

4.2. Viaducto Petra Tou Romiou:

Propiedad: Public Works Department of Cyprus
 Proyecto: EIPSA (Madrid)
 Supervisión: Hyder (Bristol, UK)
 Constructora: China Wanbao Engineering Corp. (Beijing)
 Pretensado, apoyos y empuje: Mekano4 (Barcelona)
 Amortiguadores: Jarret (Francia)
 Finalización de la obra: 2002