

8ª JORNADA  
**COMISIÓN  
PERMANENTE**

del Código Modelo Sísmico para  
América Latina y El Caribe

# Puentes de Grandes Luces de Acuerdo con Eurocódigo y Normas Americanas

**Javier Torrico Liz**

FHECOR Ingenieros Consultores. S.A.

San Salvador, El Salvador

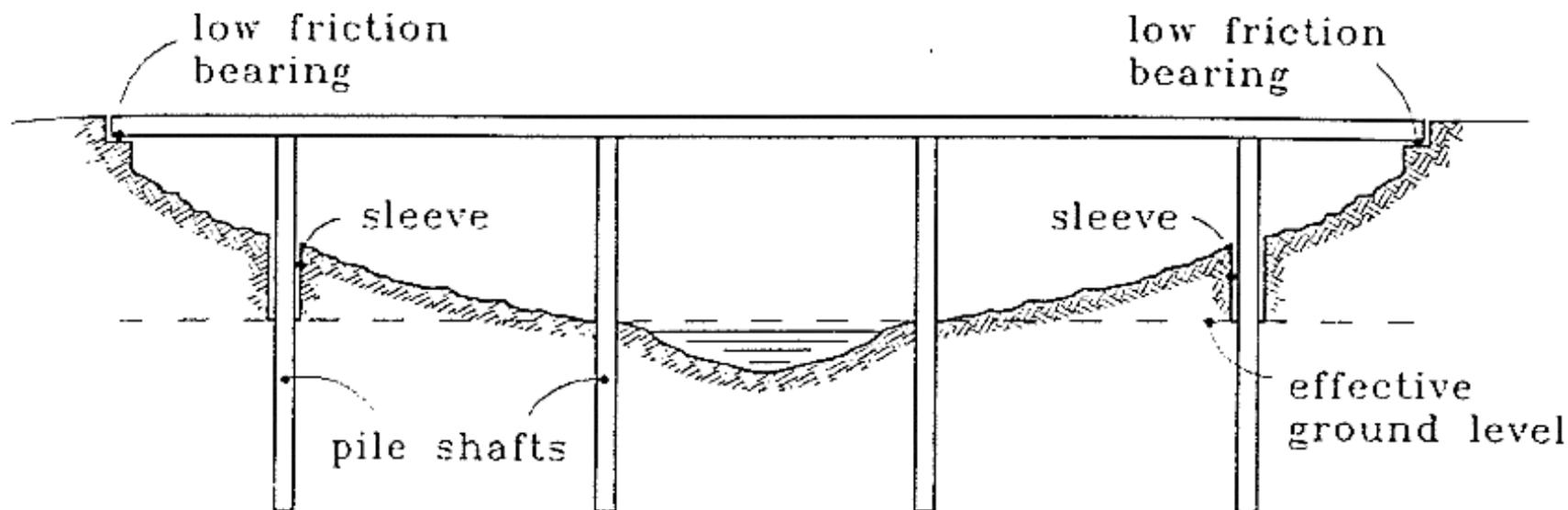
9 de octubre de 2025

[www.codigomodelosismico.org](http://www.codigomodelosismico.org)

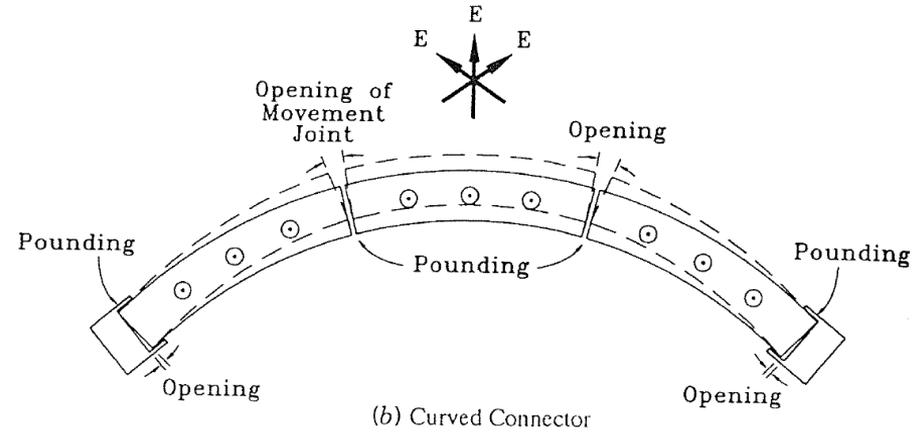
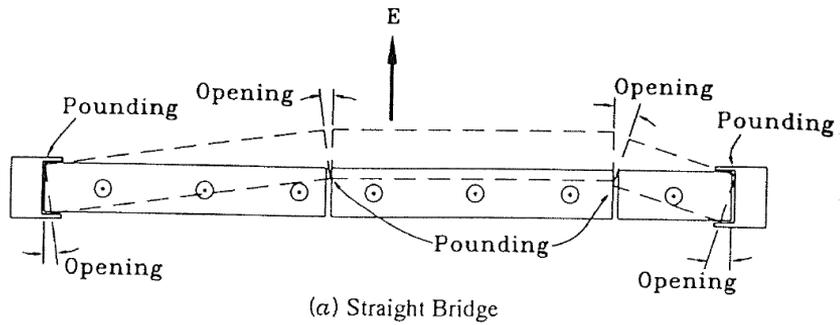
**El diseño de puentes en zonas sísmicas requiere un enfoque específico y particular, que depende básicamente de:**

- Tipo estructural
- La intensidad sísmica de la zona
- Tipo de terreno (cimentación del puente).
- Requisitos especiales de transporte (puentes de carretera, puentes ferroviarios, estructuras peatonales, etc.).

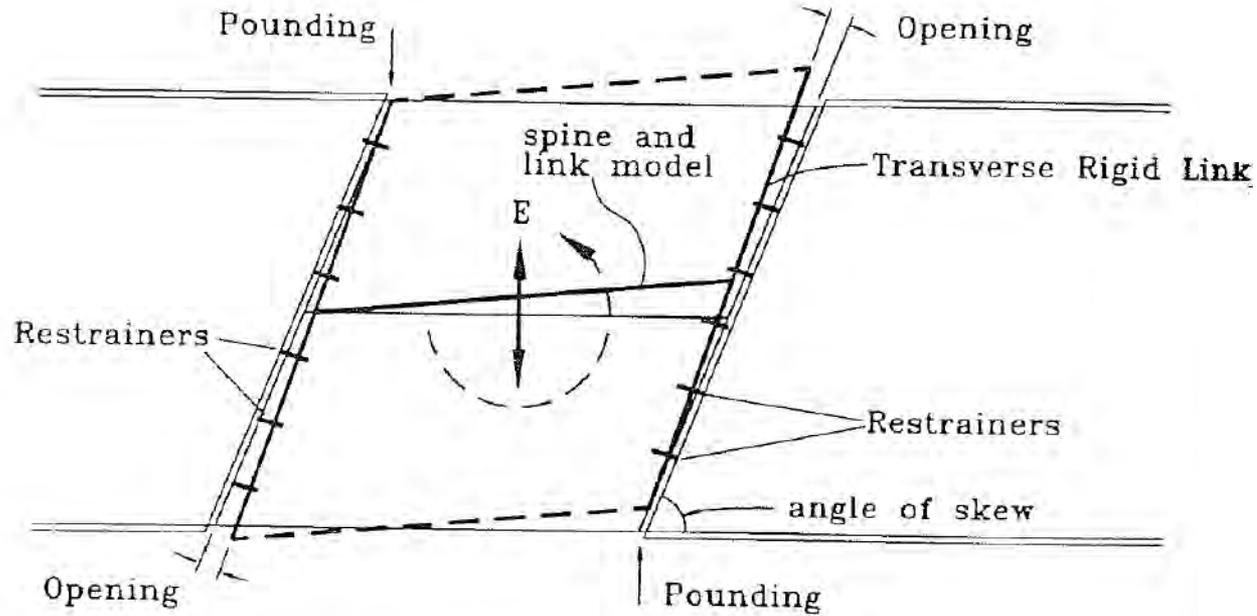
## Uniformidad:



## Juntas de dilatación:

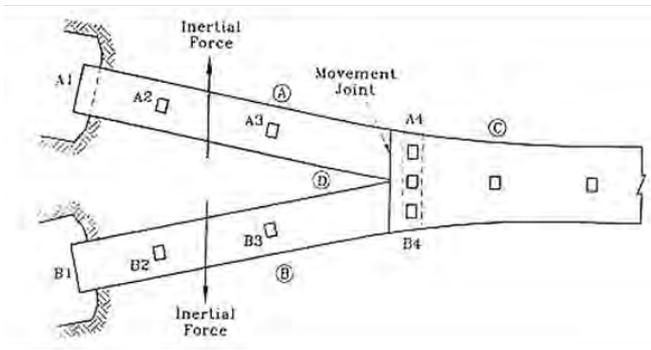


## Puentes sesgados:

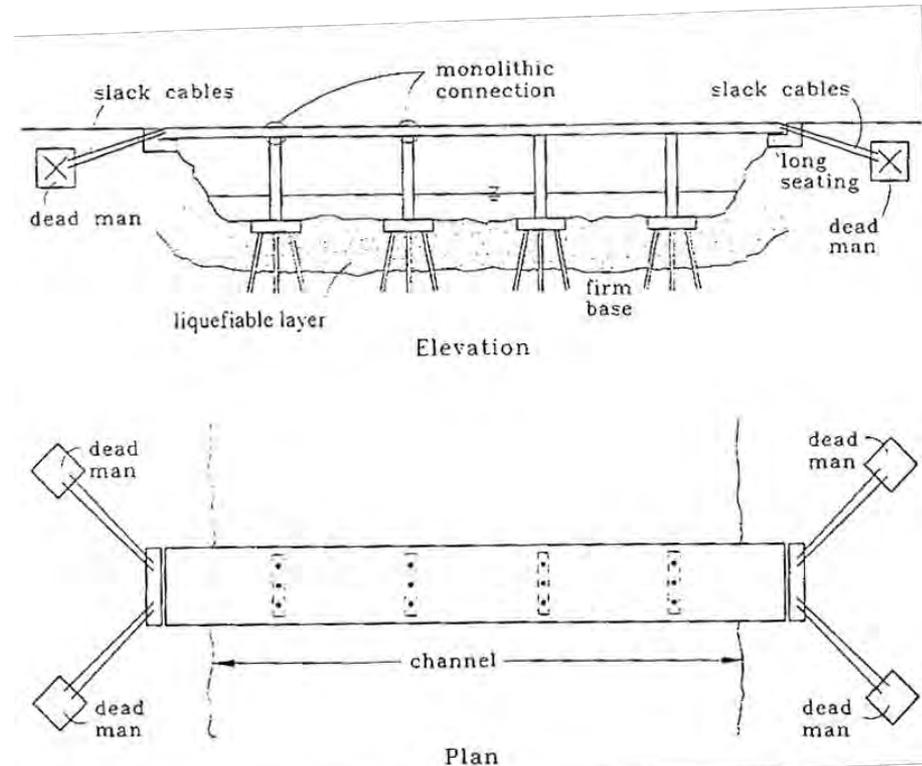


(c) Skew Bridge and Rigid Link Joint Model

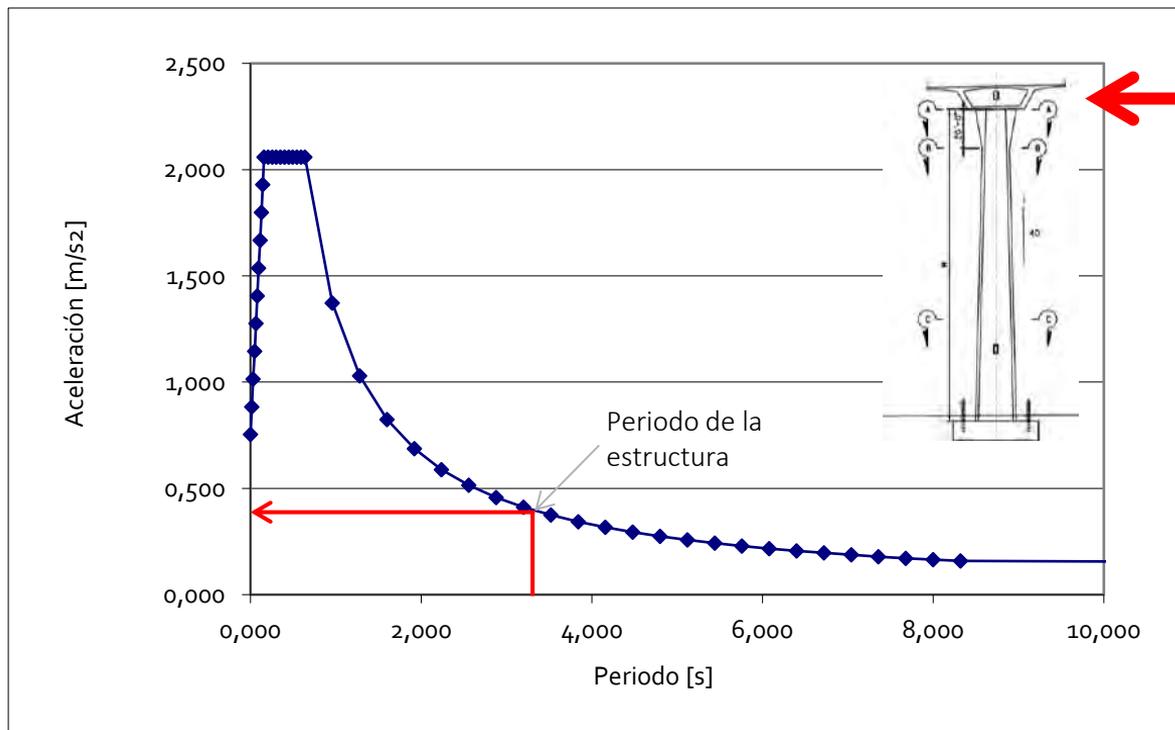
## Bifurcación de la superestructura:



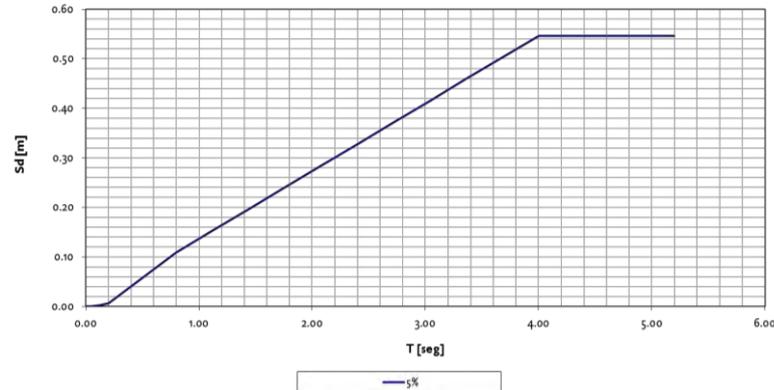
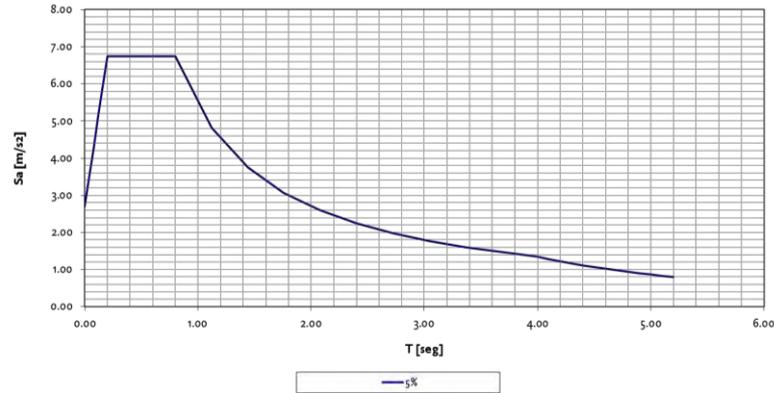
## Diseño de estructura monolítica para terrenos licuables:



## Cálculo: Período lateral de vibración

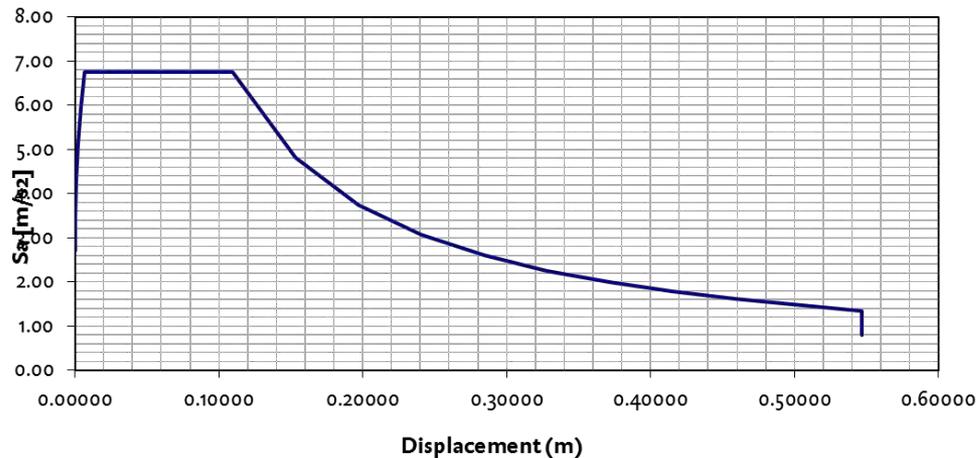
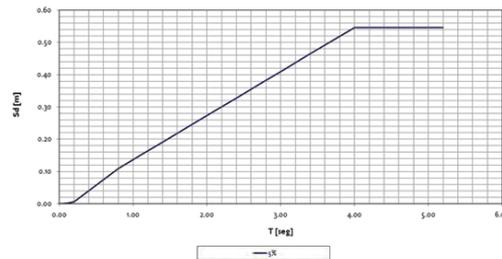
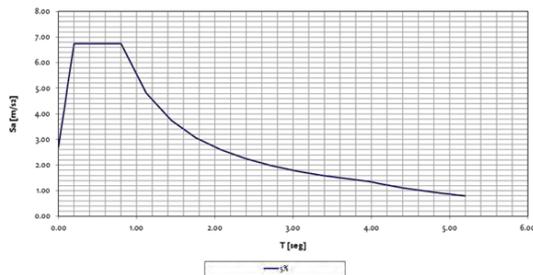


## Cálculo:

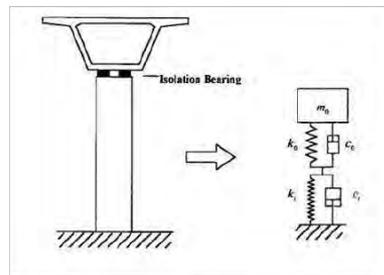
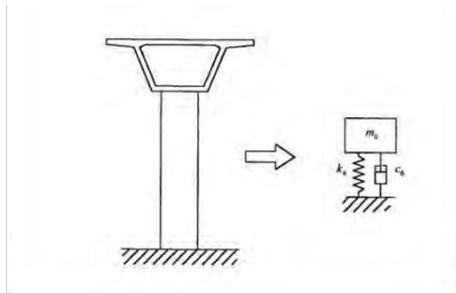


$$d = a / (2\pi/T_n)^2$$

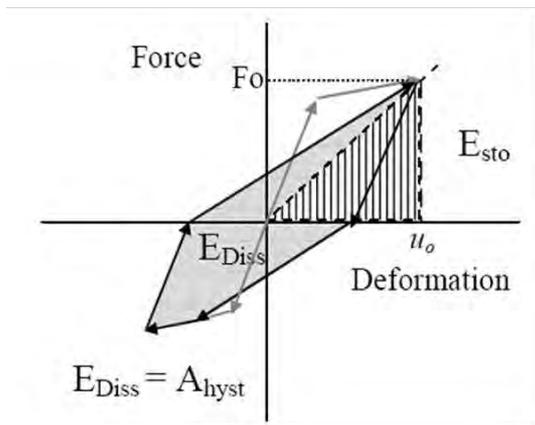
## Cálculo:



## Cálculo:



$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$



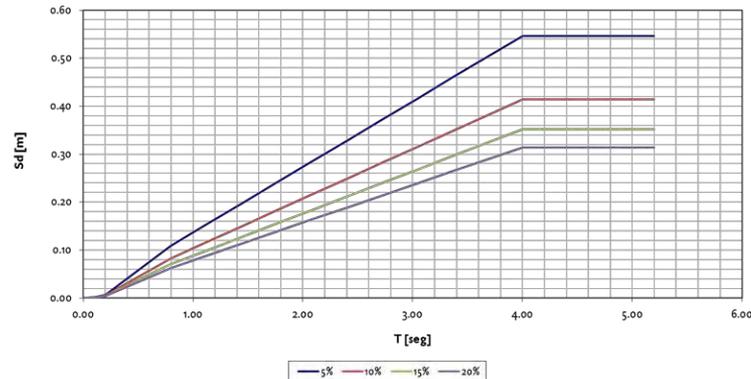
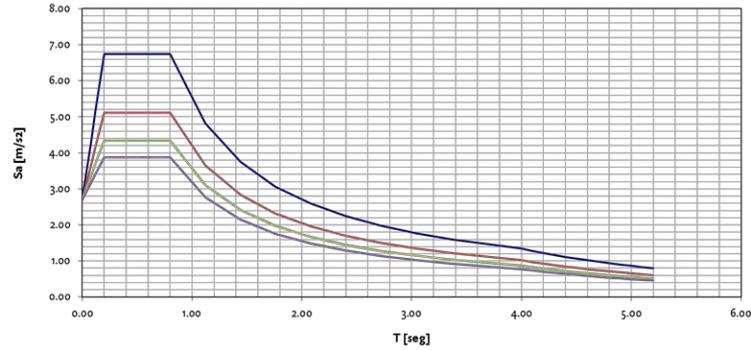
$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n}$$

$$\xi_{eq} = \xi_o + \xi_{hyst}$$

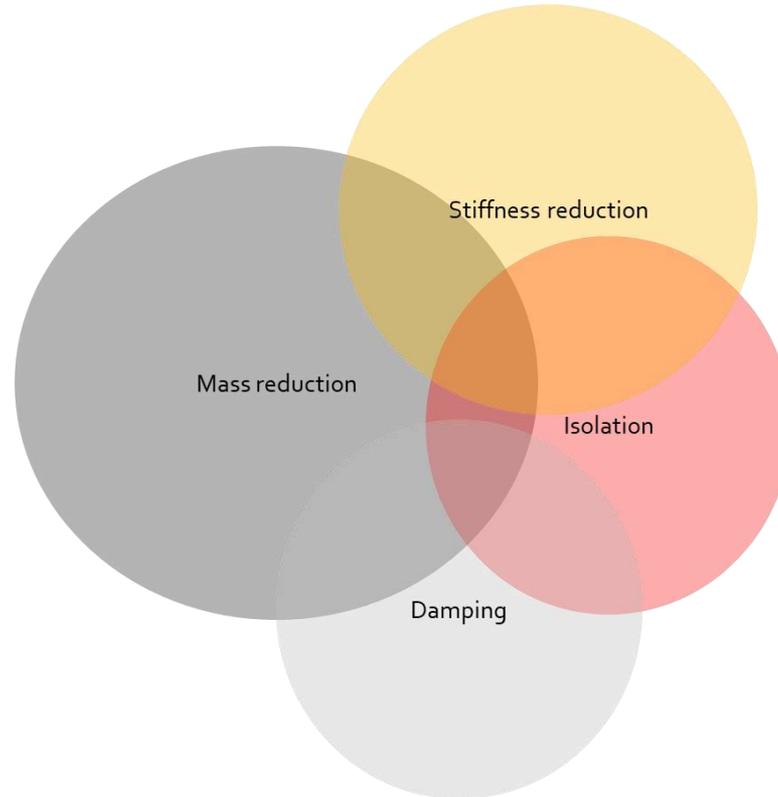
$$\xi_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_{Diss}}{E_{sto}} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{hyst}}{F_o u_o}$$

## Cálculo: Efecto amortiguador



$$\eta = \frac{SD_{elastic}}{SD_{inelastic}}$$
$$\eta = \sqrt{\frac{2 + \varepsilon}{7}}$$

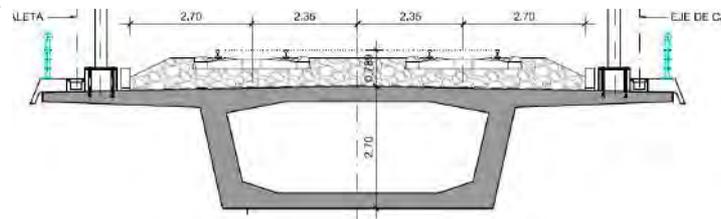
## Acero:



## Reducción de la masa vibrante:

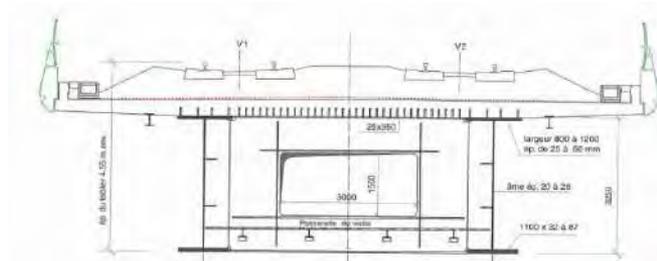
- Uso de tableros ligeros.
- Reducción de la masa en la infraestructura.

Pesos de 15 a 20 kN/m<sup>2</sup>



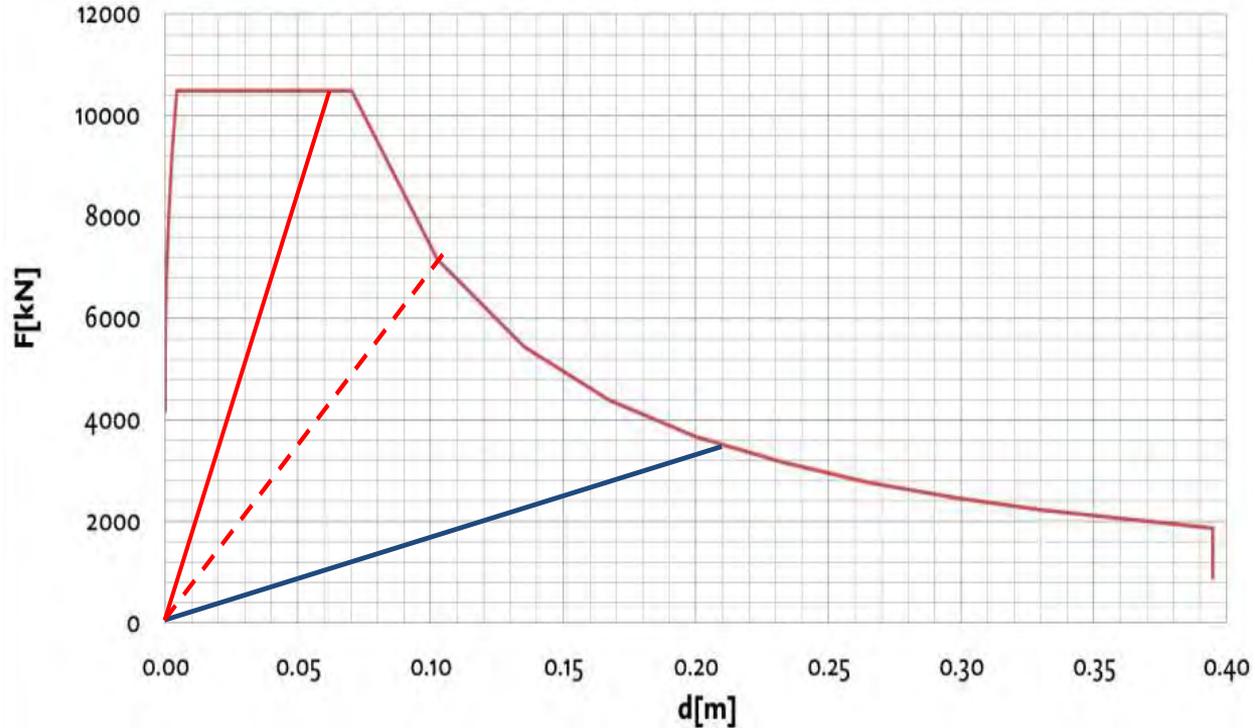
*Viaducto de hormigón*

Pesos de 10 a 12 kN/m<sup>2</sup>



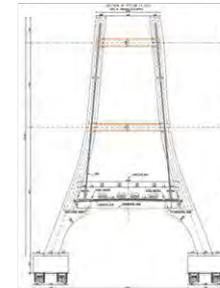
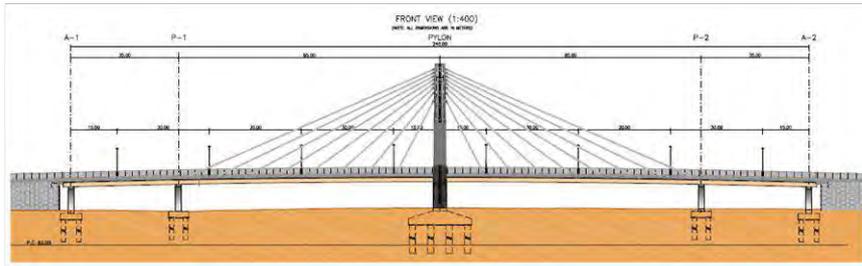
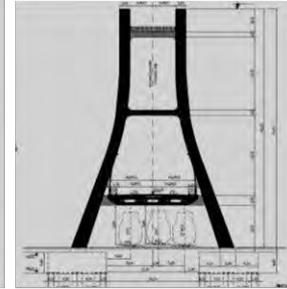
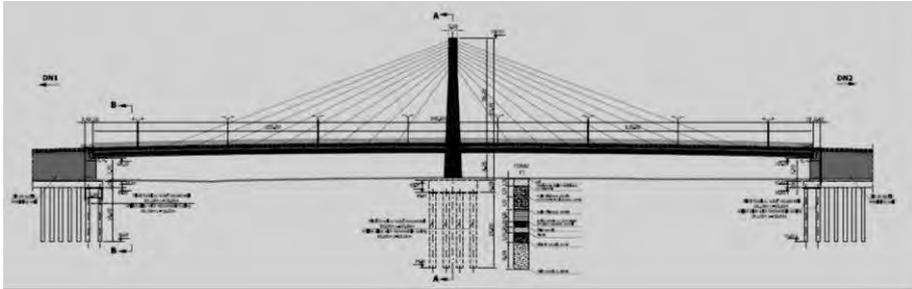
*Viaducto de sección mixta*

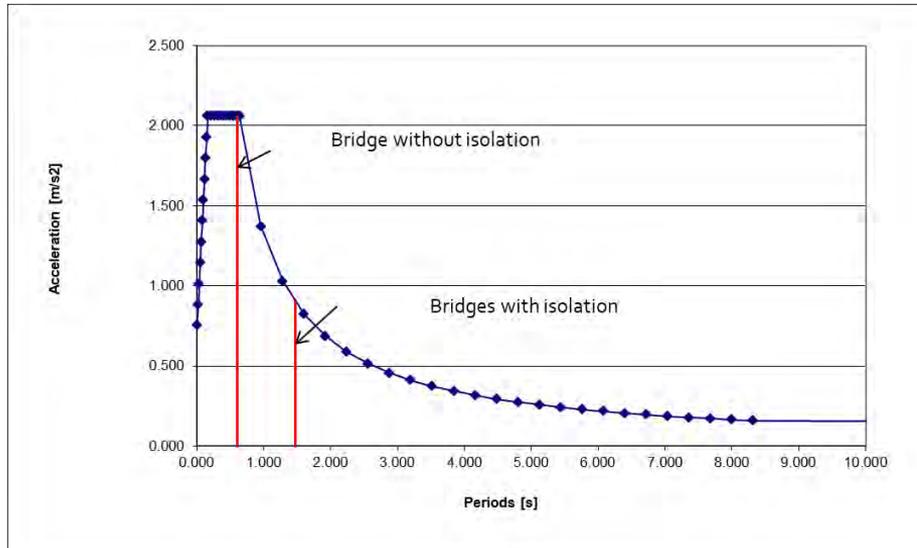
## Reducción de la rigidez:



## Reducción de la rigidez:

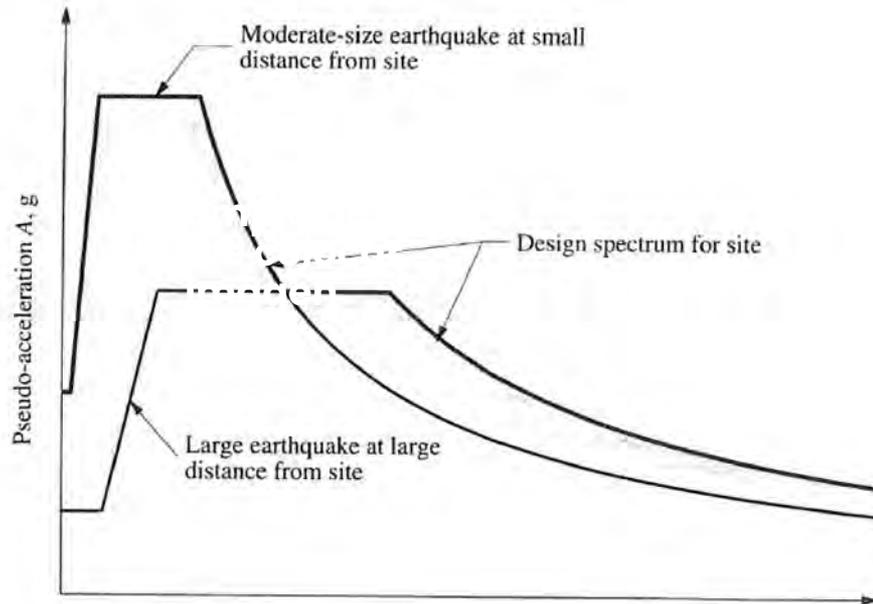
- Reducción de las dimensiones generales.
- Liberación de conexiones redundantes.





## Aislamiento:

- Aislamiento: desplazamiento del período para reducir la aceleración: separar el período de vibración de la estructura del período de vibración del suelo => reducción de la amplificación.
- Introducción de neoprenos entre la superestructura y la infraestructura.

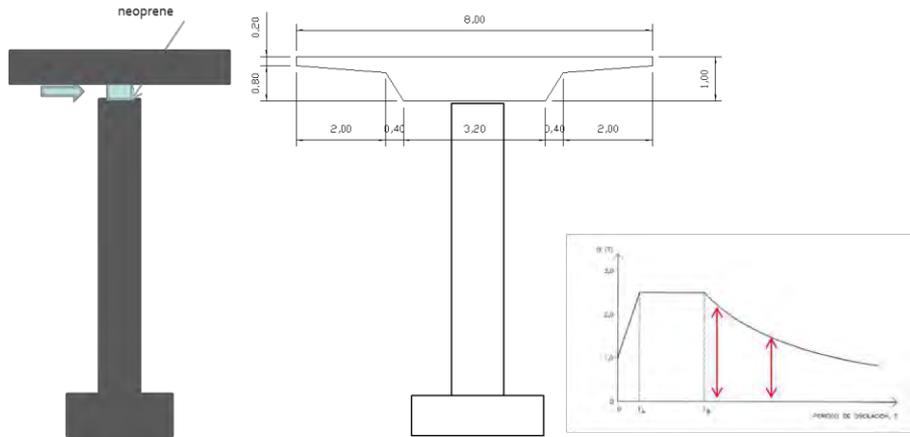


## Aislamiento:

- Aislamiento: depende de las condiciones del suelo:

Suelo rígido, el aislamiento es eficaz

Suelo blando, el aislamiento puede no ser eficaz o incluso desfavorable.



## Aislamiento:

- Aislamiento:

$$1/KE = 1/KP + 1/KN \quad KP \gg KN \quad KE \approx KN$$

- Período fuera de la meseta del espectro  $a = k/T$ .

- Reducción de la carga sísmica =  $0,67/1,45 = 0,46$

- Amortiguación

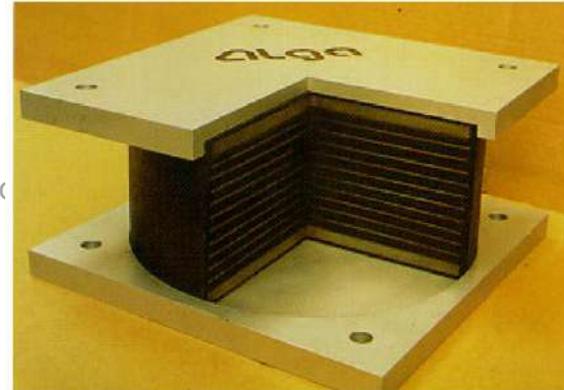
$$m_0 \ddot{x} + (c_0 + c_i) \dot{x} + Kx = -m_0 \ddot{x}_g$$

- Objetivos: disipar la energía mediante dispositivos específicos:
- Los principales tipos de dispositivos de prevención sísmica son los siguientes:
  - HDRB (apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento)
  - LRB (apoyos de neopreno con núcleo de plomo)
  - Amortiguación histérica con dispositivos de amortiguación de acero
  - Dispositivos pendulares
  - Dispositivos hidráulicos. Amortiguadores viscosos.

- Amortiguación

$$m_0 \ddot{x} + (c_0 + c_i) \dot{x} + Kx = -m_0 \ddot{x}_g$$

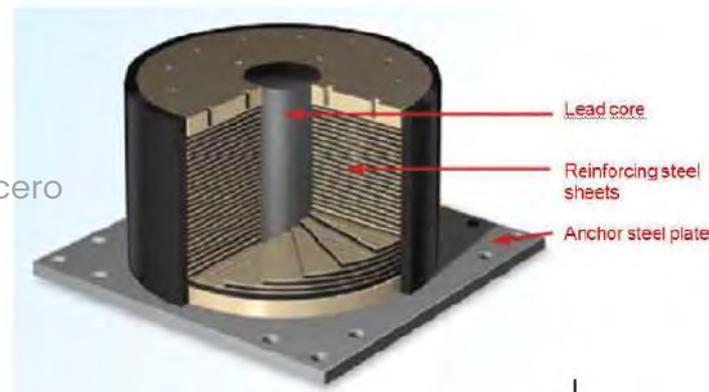
- Objetivos: disipar la energía mediante dispositivos específicos:
- Los principales tipos de dispositivos de prevención sísmica son los siguientes:
  - HDRB (apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento)
  - LRB (apoyos de neopreno con núcleo de plomo)
  - Amortiguación histórica con dispositivos de amortiguación de acero
  - Dispositivos pendulares
  - Dispositivos hidráulicos. Amortiguadores viscosos.



- Amortiguación

$$m_0 \ddot{x} + (c_0 + c_i) \dot{x} + Kx = -m_0 \ddot{x}_g$$

- Objetivos: disipar la energía mediante dispositivos específicos:
- Los principales tipos de dispositivos de prevención sísmica son los siguientes:
  - HDRB (apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento)
  - LRB (apoyos de neopreno con núcleo de plomo)
  - Amortiguación histérica con dispositivos de amortiguación de acero
  - Dispositivos pendulares
  - Dispositivos hidráulicos. Amortiguadores viscosos.



- Amortiguación

$$m_0 \ddot{x} + (c_0 + c_i) \dot{x} + Kx = -m_0 \ddot{x}_g$$

- Objetivos: disipar la energía mediante dispositivos específicos:
- Los principales tipos de dispositivos de prevención sísmica son los siguientes:
  - HDRB (apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento)
  - LRB (apoyos de neopreno con núcleo de plomo)
  - Amortiguación histórica con dispositivos de amortiguación de acero
  - Dispositivos pendulares
  - Dispositivos hidráulicos. Amortiguadores viscosos.



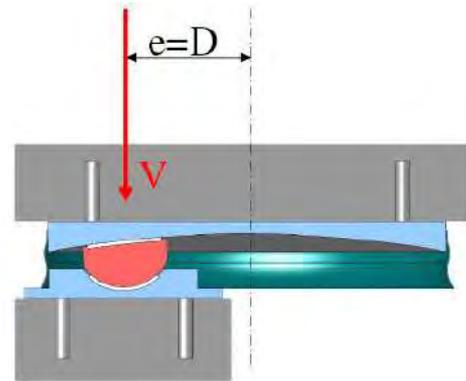
- Amortiguación

$$m_0 \ddot{x} + (c_0 + c_i) \dot{x} + Kx = -m_0 \ddot{x}_g$$

- Objetivos: disipar la energía mediante dispositivos específicos:

- Los principales tipos de dispositivos de prevención sísmica son los siguientes:

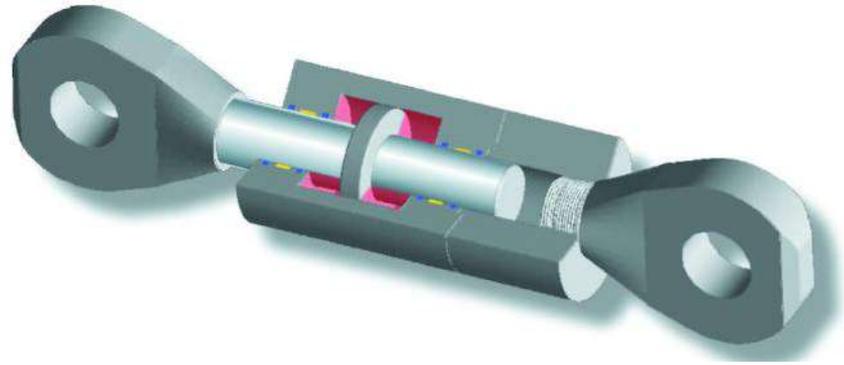
- HDRB (apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento)
- LRB (apoyos de neopreno con núcleo deplomo)
- Amortiguación histérica con dispositivos de amortiguación de ac
- Dispositivos pendulares
- Dispositivos hidráulicos. Amortiguadores viscosos.



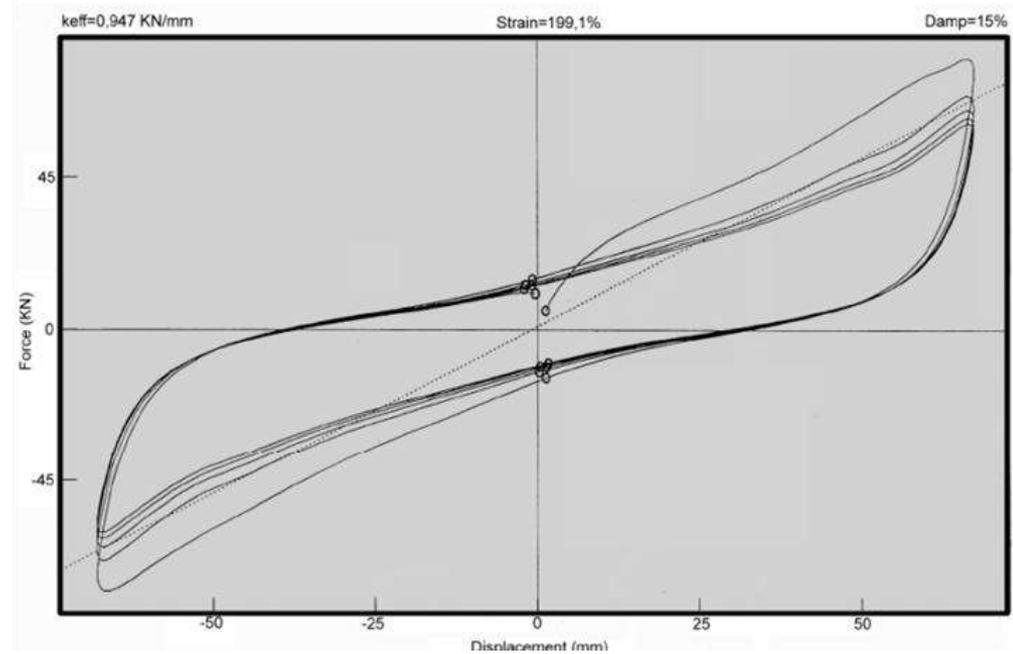
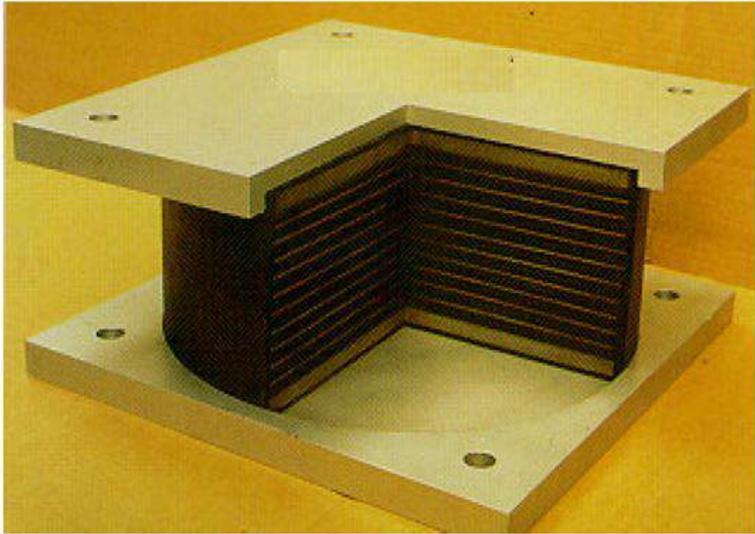
- Amortiguación

$$m_0 \ddot{x} + (c_0 + c_i) \dot{x} + Kx = -m_0 \ddot{x}_g$$

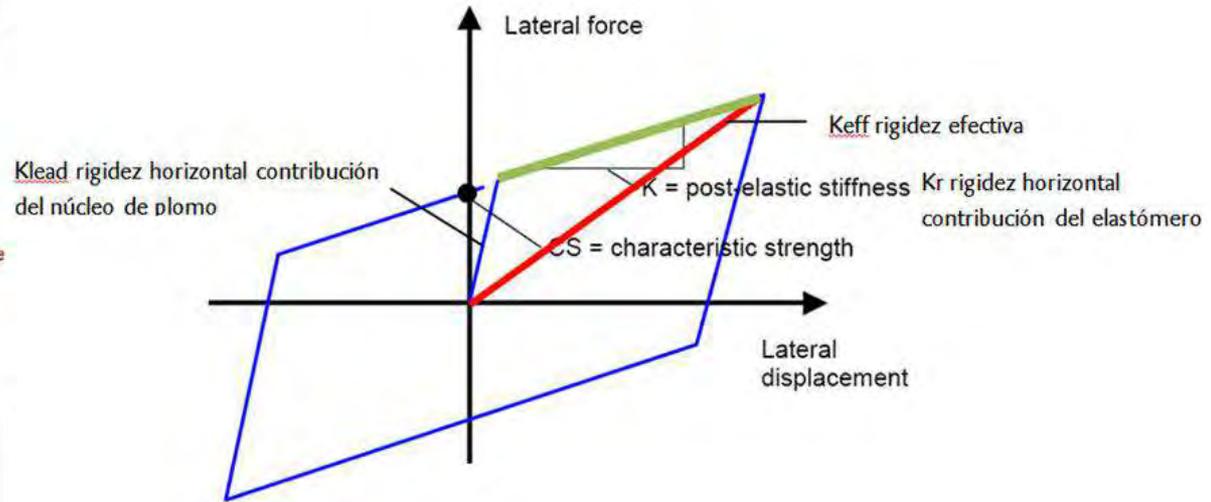
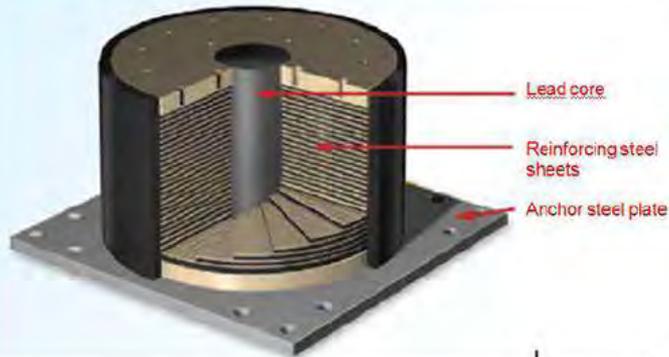
- Objetivos: disipar la energía mediante dispositivos específicos:
- Los principales tipos de dispositivos de prevención sísmica son los siguientes:
  - HDRB (apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento)
  - LRB (apoyos de neopreno con núcleo de plomo)
  - Amortiguación histórica con dispositivos de amortiguación
  - Dispositivos pendulares
  - Dispositivos hidráulicos. Amortiguadores viscosos.



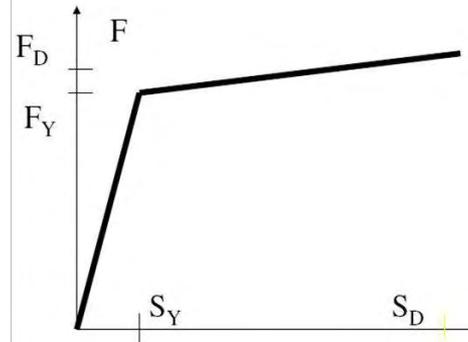
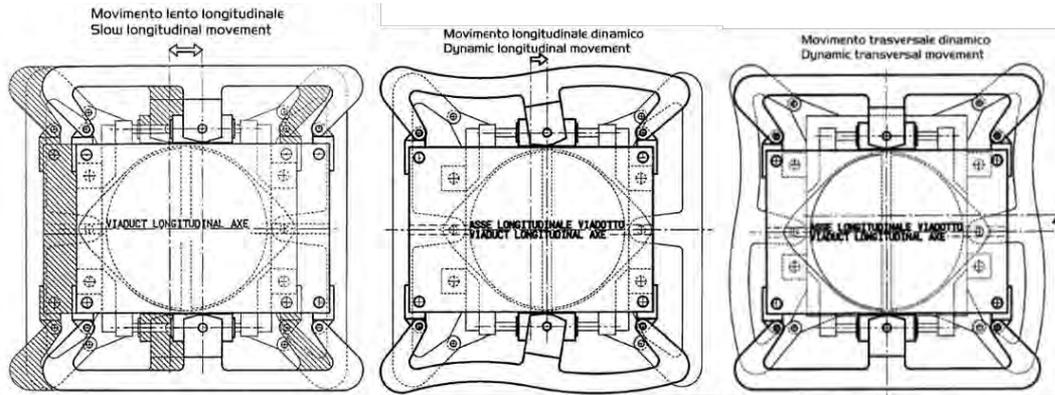
## HDRB (apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento):



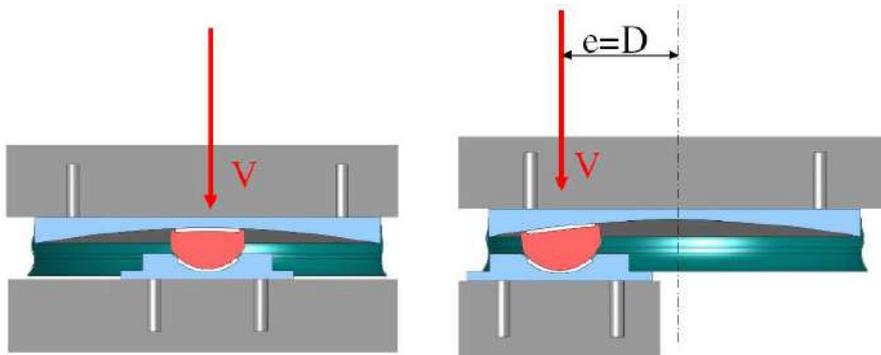
## LRB (apoyos de neopreno con núcleo de plomo):



## Amortiguación histórica con dispositivos de amortiguación de acero:



## Dispositivos pendulares:



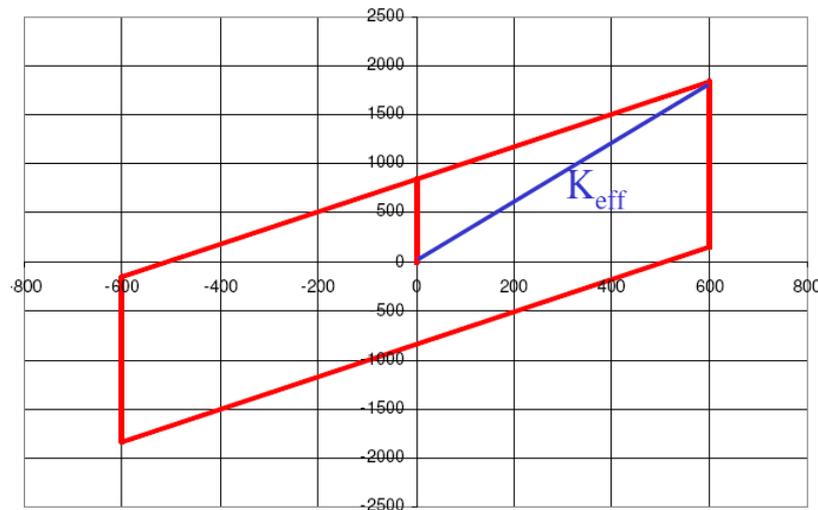
$$K_{eff} = \frac{V}{R} + \frac{\mu V}{D}$$

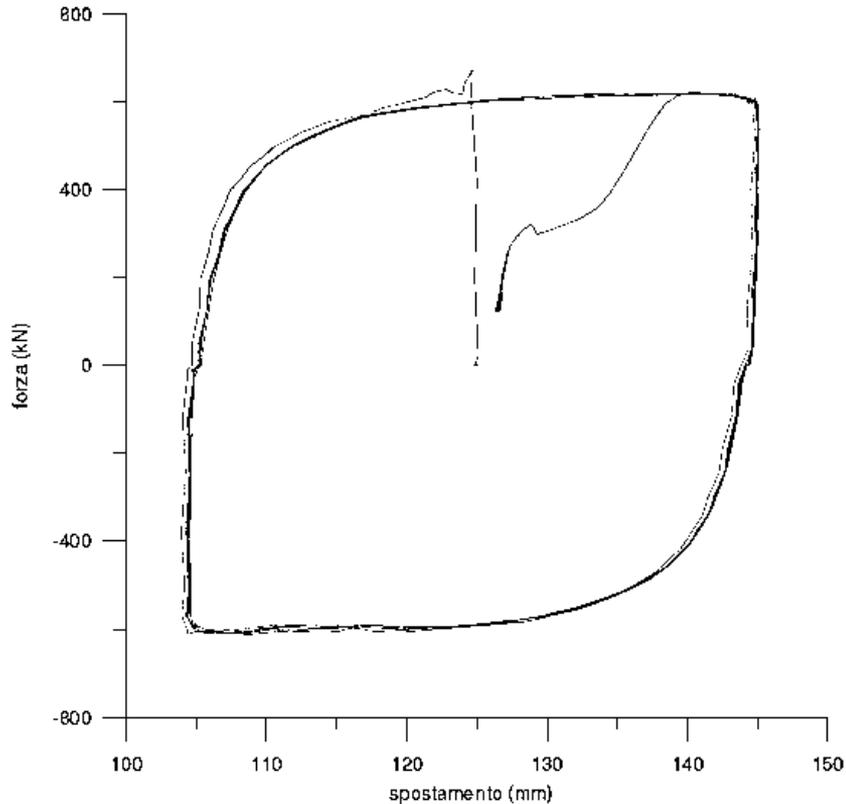
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{V}{K_{eff} g}}$$

$$\xi = \frac{2}{\pi} \left( \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right)$$

- T<sub>eff</sub>** es el periodo propio efectivo
- g** es la aceleración de la gravedad
- μ** es el coeficiente dinámico de fricción
- V** es la carga vertical
- R** es el radio de curvatura de la superficie de deslizamiento
- D** es el desplazamiento de diseño
- K<sub>eff</sub>** rigidez efectiva





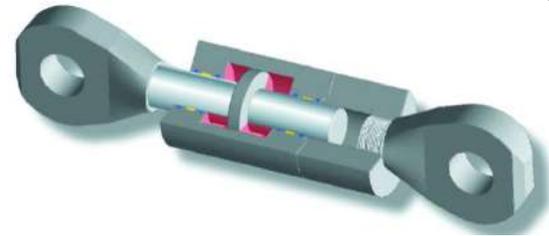
## Dispositivos hidráulicos. Amortiguadores viscosos:

$$F = C \cdot v^\alpha$$

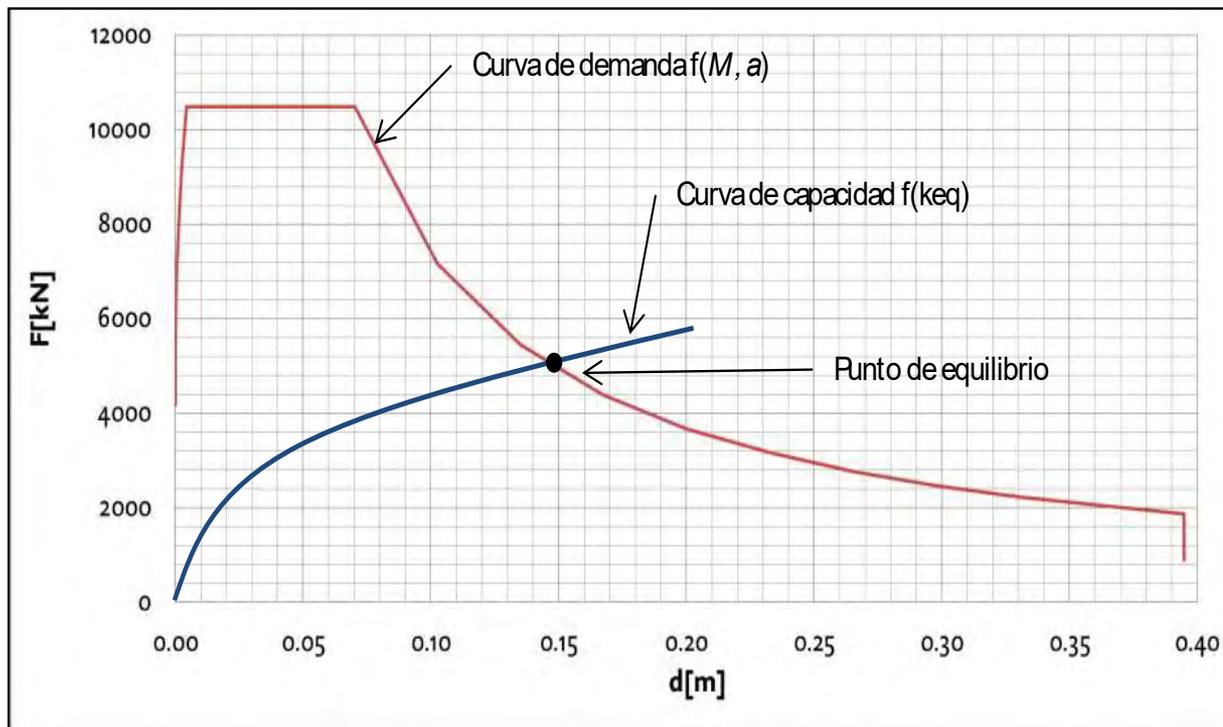
C: es una constante propia del dispositivo

v: es la velocidad

$\alpha$ : valores habituales entre 0,1 y 0,2

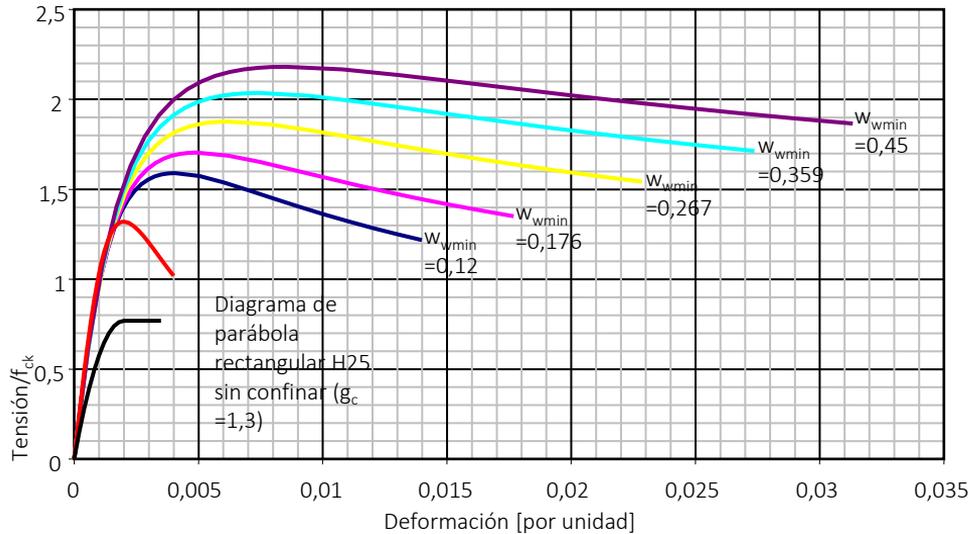


## Amortiguación: disipación de energía en la rótula plástica

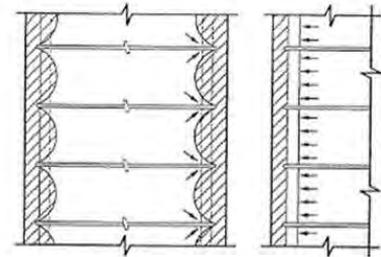
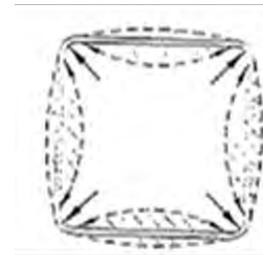
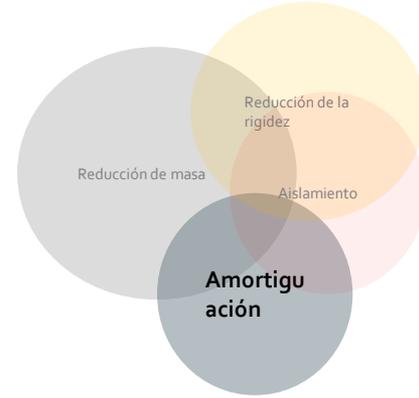


## Amortiguación: disipación de energía en la rótula plástica

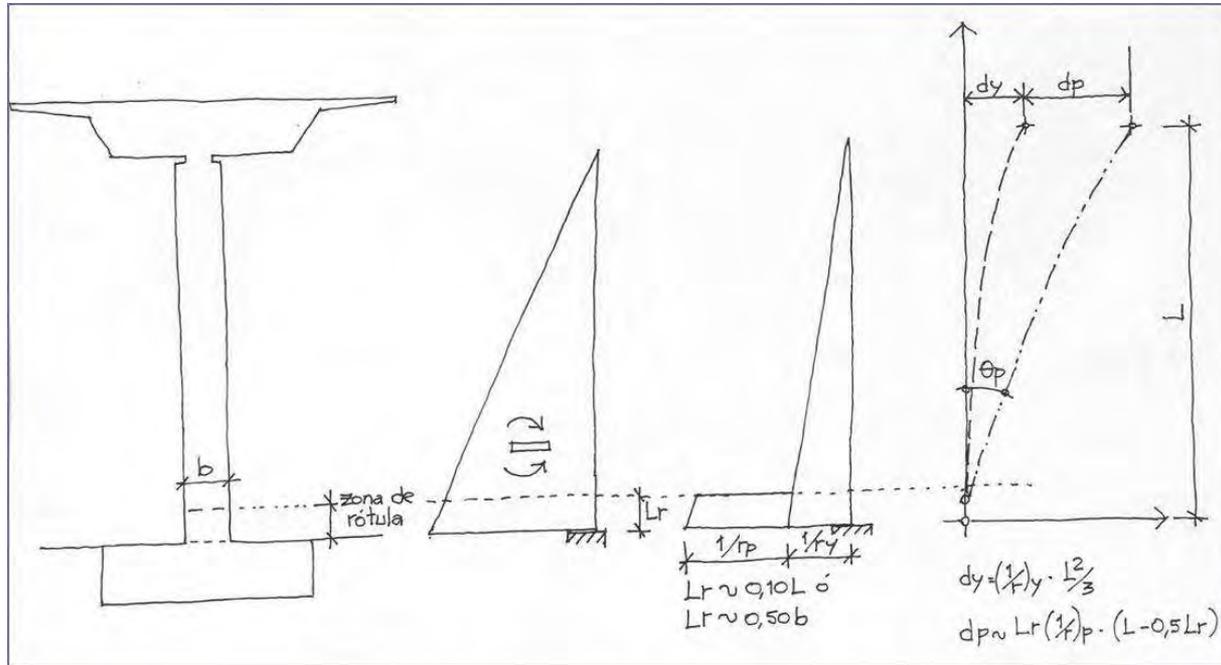
DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN-TENSOR DE HORMIGÓN CONFINADO



H25 hormigón no confinado (valores medios)



## Amortiguación: Disipación de energía en rótulas plásticas



BENDING MOMENTS

CURVATURE

DISPLACEMENTS

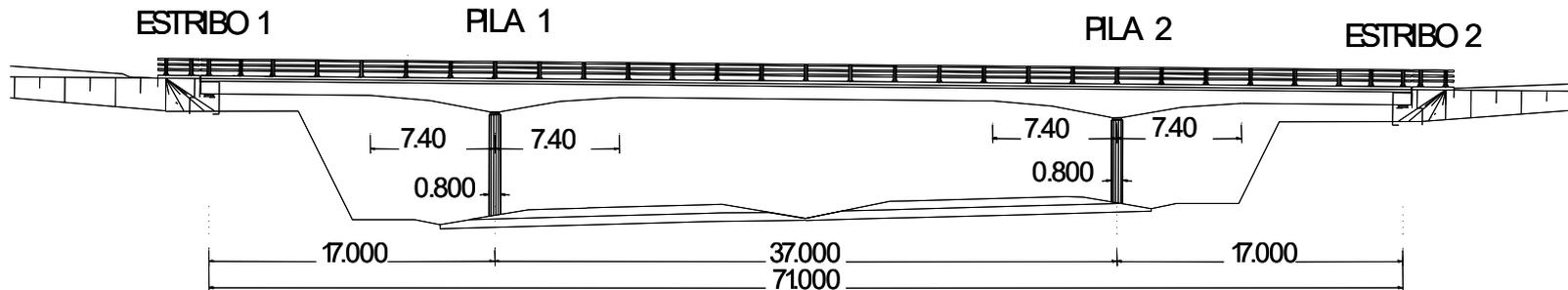
## Puentes convencionales

## Pasos elevados Albacete-Murcia:

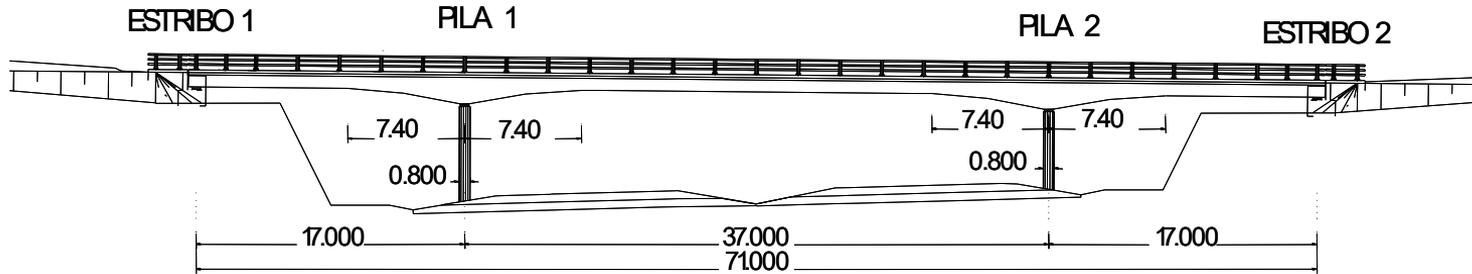
- Actividad sísmica  $a_{\max} = 0,25 \text{ g}$  media-baja

## Estrategias de MITIGACIÓN sísmica:

- Sismo transversal: se resiste en cada apoyo con un comportamiento elástico (daños mínimos)
- Sismo longitudinal: aislamiento mediante neopreno alto y fijo. Tope longitudinal en el estribo.

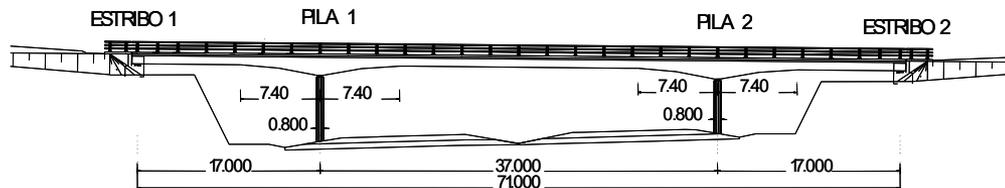
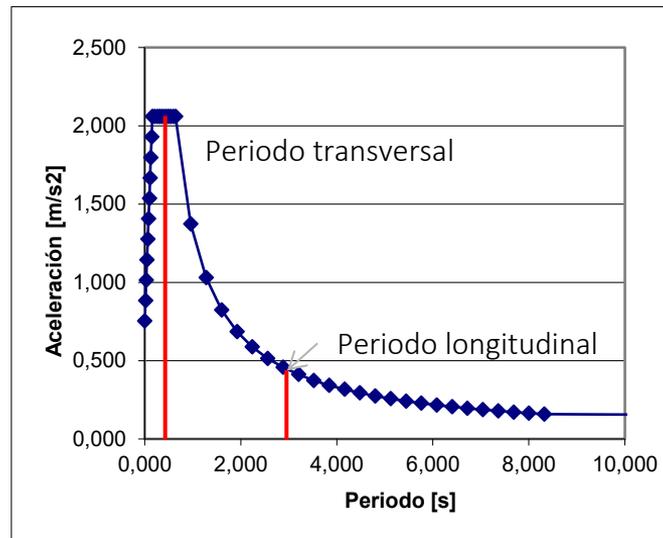
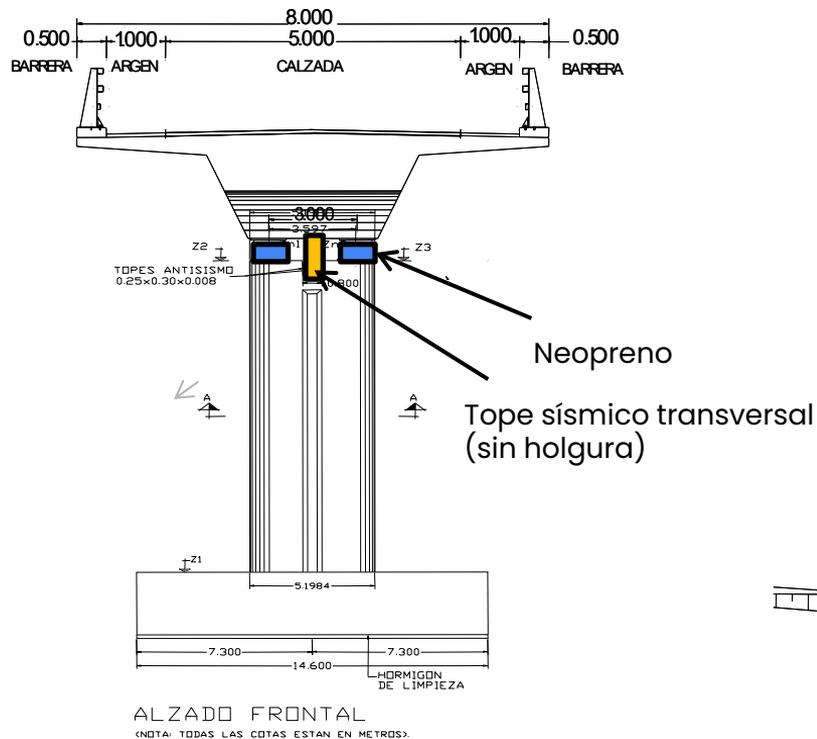


## Pasos elevados Albacete-Murcia



-  Neopreno
-  Tope transversal (sin holgura)
-  Tope longitudinal (con holgura)

## Pasos elevados Albacete-Murcia



## Pasos elevados Albacete-Murcia





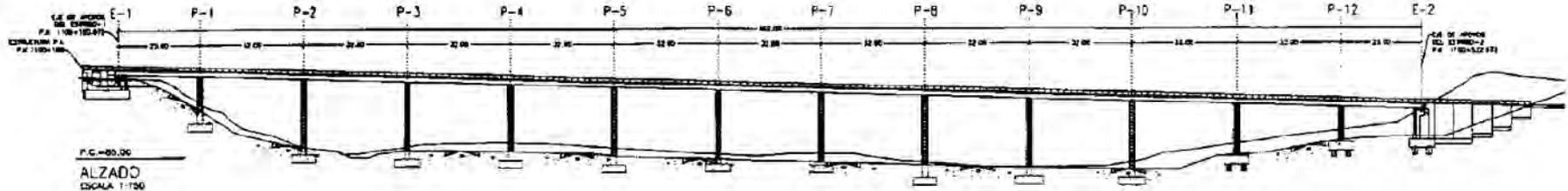
## Viaducto de Cartama de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga:

- Actividad sísmica  $a_{max} = 0,26 g$  media-baja
- Puente ferroviario => Punto fijo longitudinal para las fuerzas de frenado

Tablero de gran rigidez con masa elevada.

### Estrategias de MITIGACIÓN sísmica:

- Sismo transversal: se soporta en cada apoyo con un comportamiento elástico (daños mínimos)
- Sismo longitudinal: amortiguador bidireccional en un estribo fijo + recentrado elástico a través de dos pilares centrales (punto fijo para desplazamientos)



## Viaducto de Cartama de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga

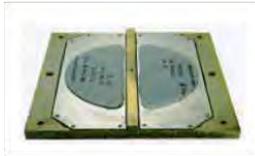


Teflon-neoprene bearing

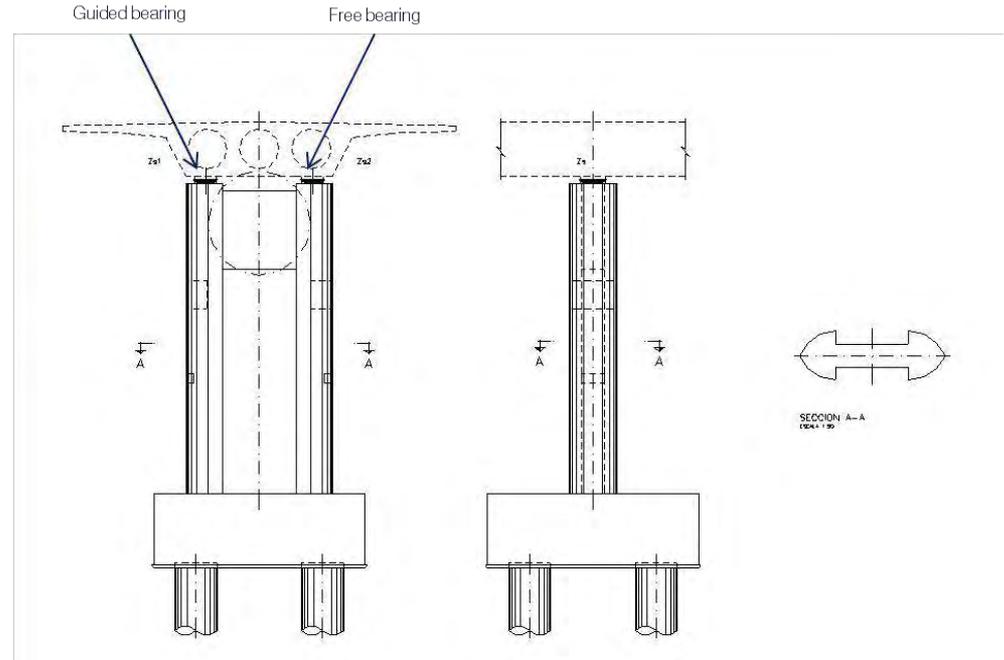


PISTÓN

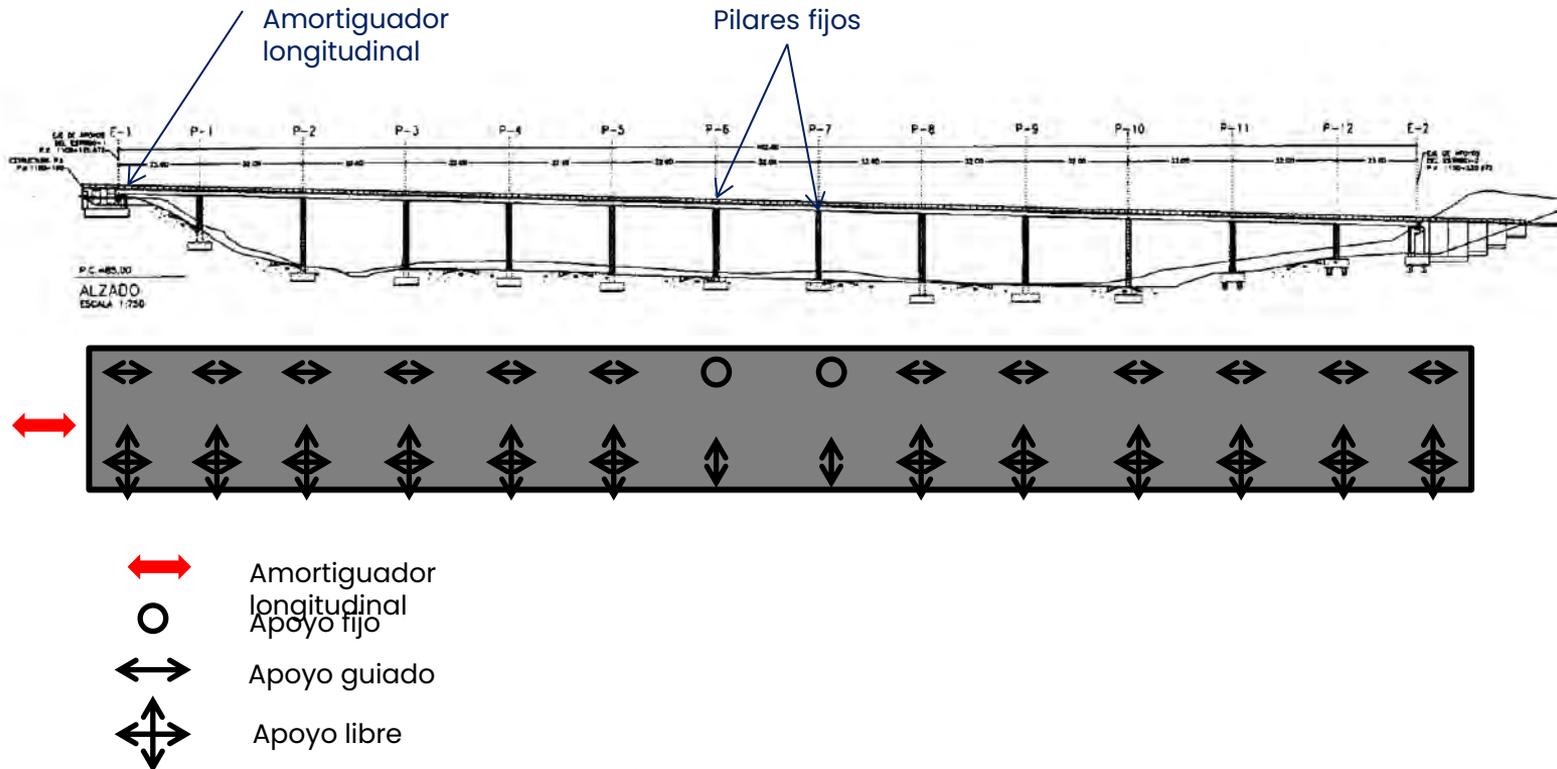
CAZOLETA



Guided teflon-neoprene bearing

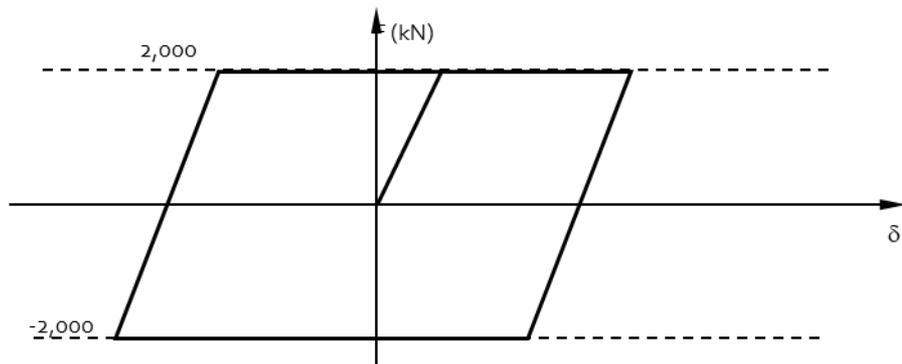
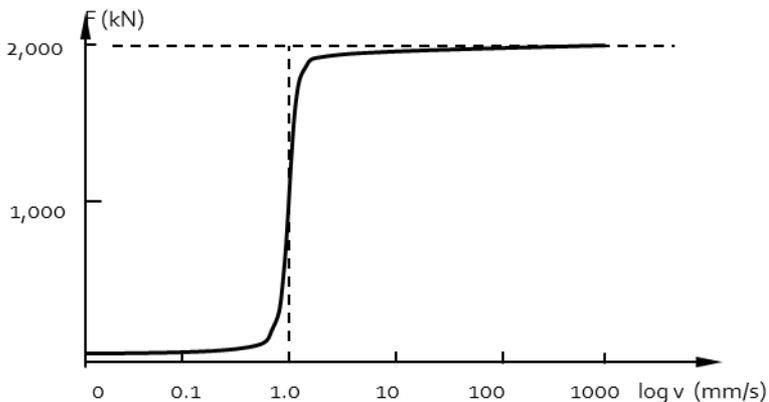


## Viaducto de Cartama de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga

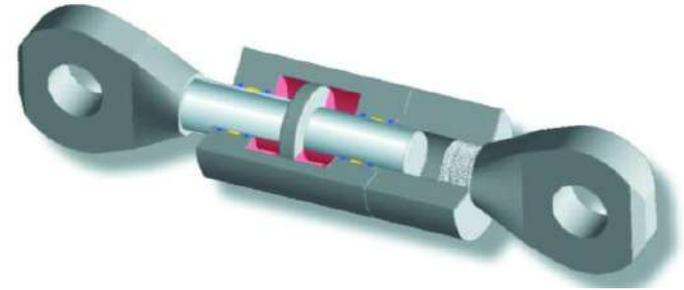
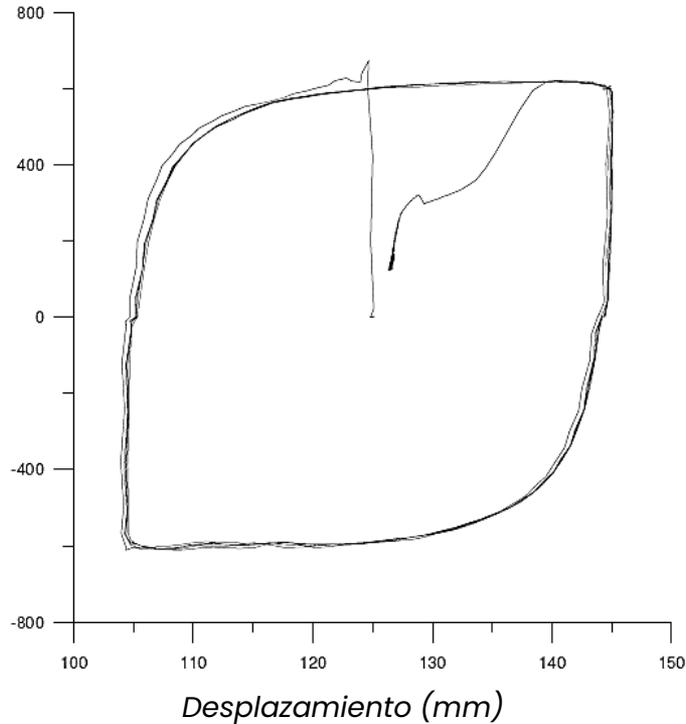


## Viaducto de Cartama de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga: Criterios de diseño de los amortiguadores

- Fuerza de ruptura =  $1,20 * 8,50 \text{ MN} = 10,14 \text{ MN}$ .
- Amortiguador  $> 10,14 \text{ MN}$
- Amortiguador 6 unidades de 2000 kN = carga sísmica máxima total sobre el estribo de 12,00 MN



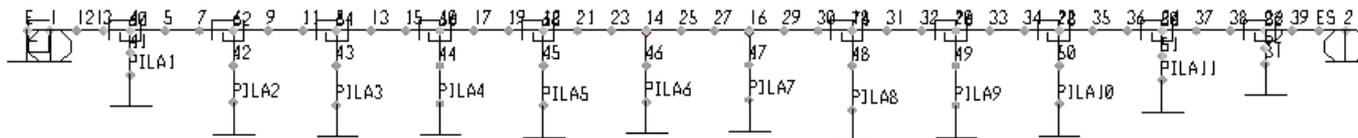
## Viaducto de Cartama de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga



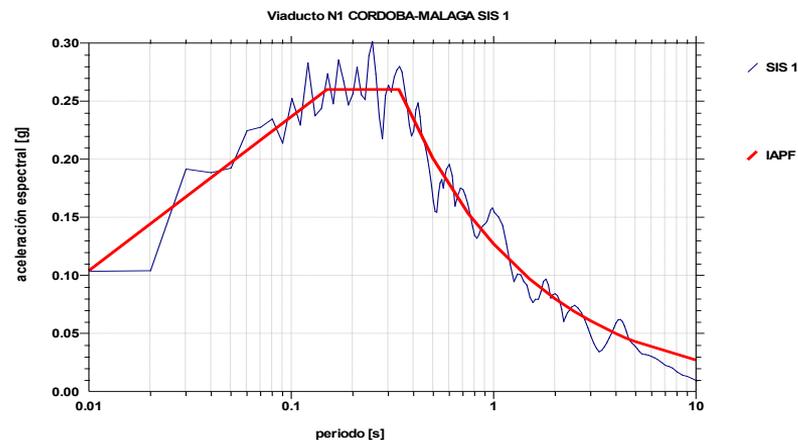
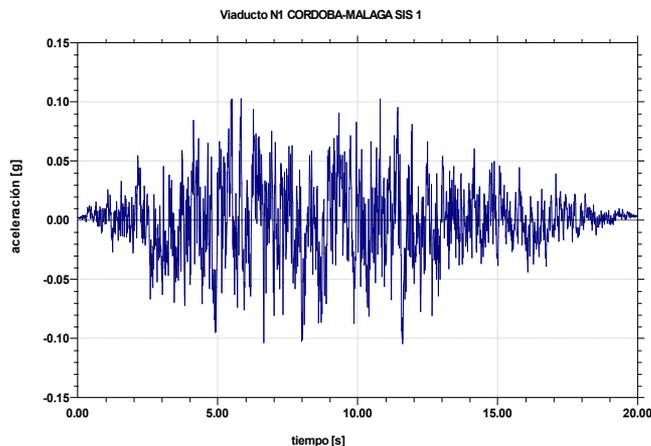
$$F = C \cdot \vartheta^\alpha$$



## Viaducto de Cartama de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga

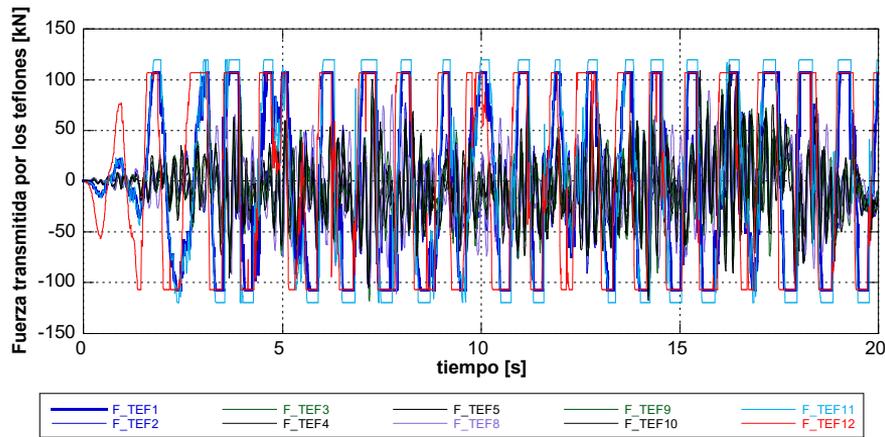


*Elevación del modelo de análisis del viaducto*

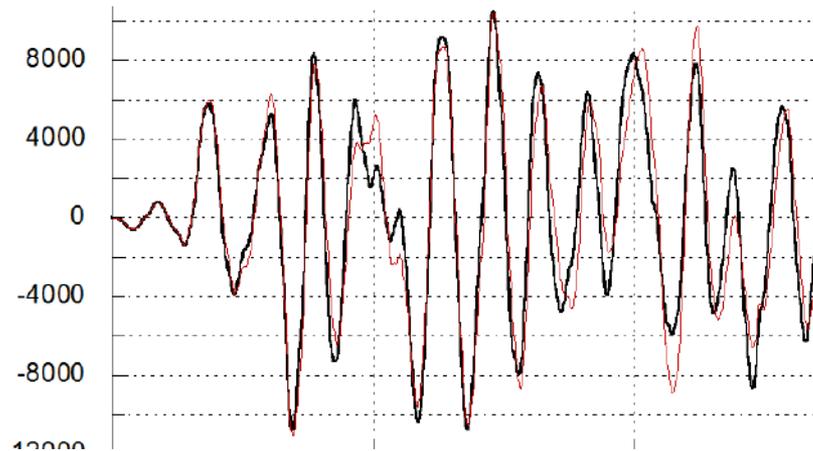


*Ejemplo del acelerograma utilizado y calibración de los espectros de respuesta según la IAPF*

## Viaducto de Cartama de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga



Fuerza transmitida al apoyo de teflón para una fricción del 1 %



Reacciones del amortiguador (kN) para el acelerograma SIS2

## **Puentes de grandes luces y/o tipologías especiales diseñados EUROCODIGO**

# Arco sobre el rio Dambovita. Descripción puente



## BENEFICIAR



MUNICIPIUL BUCUREȘTI

## PROIECTANT GENERAL



S.C. ARCIET BUCUREȘTI S.R.

Str. Vasile Alecsandri nr. - 01069 - sector 1 - București - Căp. 157085  
Tel. +4021-316.55.00; Fax +4021-312.96.04  
E-mail:arci@proiectm.ro; site://www.arci.ro

## PROIECTANTI DE SPECIALITATE PASAJ



Sediul central București  
Strada Carol Davila 17, sector 5  
050455 București, Cluj Napoca  
Telefon: +3721 811 33 99 / +41 20 19  
Fax: +40 21 411 17 51



Asocierea ASTALDI S.p.A. - FCC Construcción S.A. - Proiect "Pasaj rutier din nivelat superior Bosorab"

**FHECOR**

Ingenieros Consultores

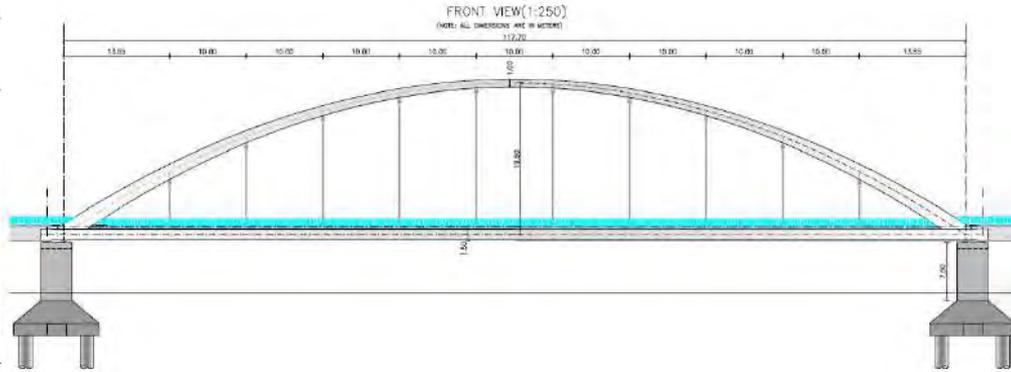
Cl. Baripolis 23, ap. 2302A, Madrid, España  
Dir. Ing. Hugo Correa Peirelli  
Ing. José Ramón Martín



**S.C. BETARMEX Consult S.R.L.**

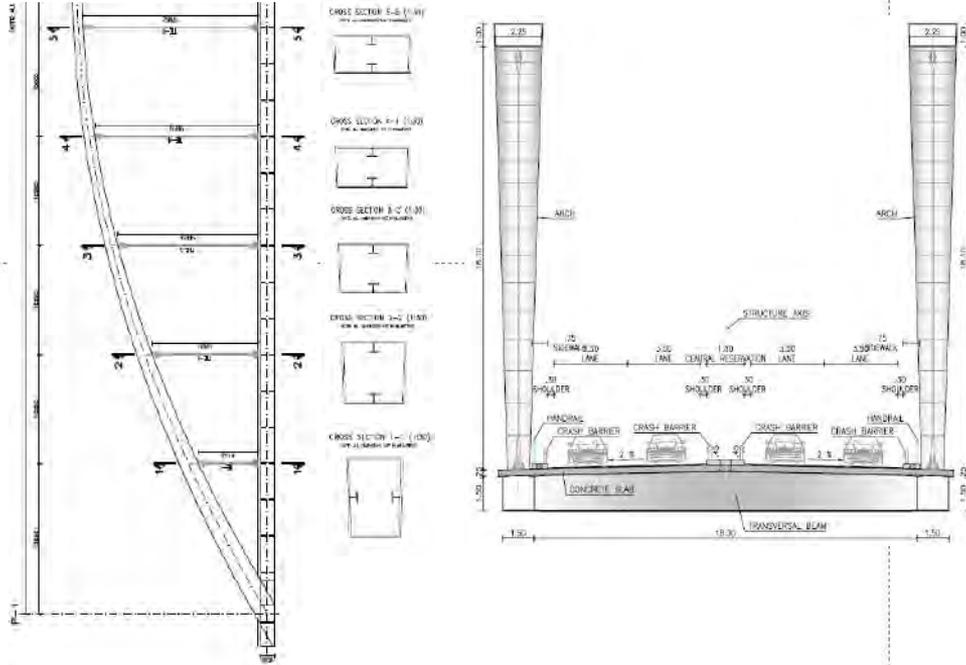
Bd. N. Gligoriciu, 18, ap. 181 - 020775, Bucuresti, ROMANIA  
Ing. Roxana Gama

# Arco sobre el rio Dambovita. Descripción puente



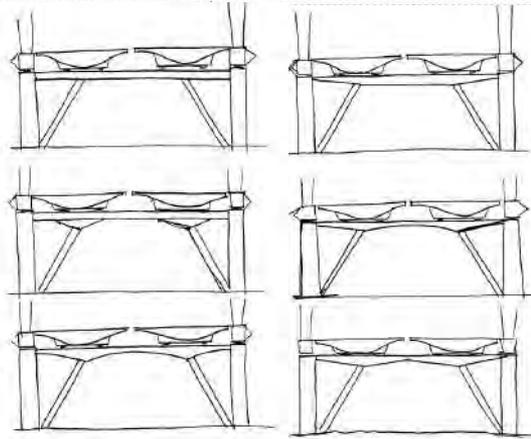
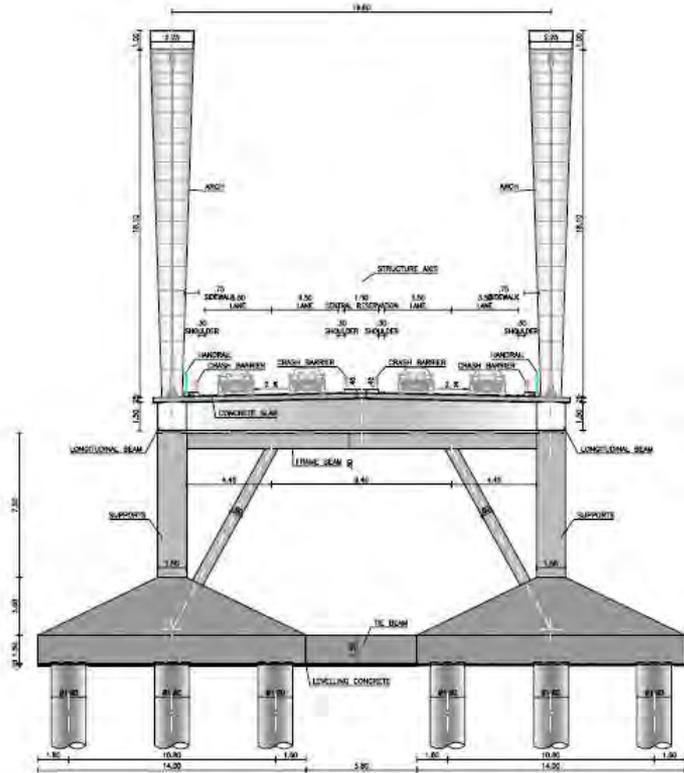
- Longitud total = 118 m.
- Anchura = 21.3 m
- Doble arco de acero con tablero inferior mixto
- Tablero inferior compuesto por un doble cajón metálico de sección rectangular arriostrados con vigas transversales entre si.
- Canto cajón: 1.50 m
- Anchura cajón: 1.50 m
- Esbeltez cajón ( $c/L$ ) =  $1/78.5$
- Espesor losa de hormigón = 0.25 m
- Apoyos: LRB situados en los extremos de cada cajón. (4 en total)
- Cimentaciones profundas con 12 pilotes de 1.80 m de diámetro por apoyo.

# Arco sobre el rio Dambovita. Descripción puente



- Arcos metálicos de directriz parabólica y sección transversal prismática de canto y ancho variables.
- Doble variación de canto buscando el aprovechamiento estructural máximo
- Sección en arranque:  $b=2.25\text{m}$   
 $c=1.00\text{m}$
- Sección en clave:  $b=1.10\text{m}$   $c=4.40\text{m}$
- Esbeltez arco  $(f/L)=1/6.2$
- Número péndolas = 10 (por arco)
- Separación entre péndolas = 10 m

# Arco sobre el rio Dambovita. Descripción puente



- Estribos: estructuras porticadas que sirven de apoyo tanto al arco como a los viaductos adyacentes.
- La luz de los pórticos está dividida por dos palas inclinadas que arrancan de la base de las pilas permitiendo el paso de un tranvía bajo la directriz del puente.
- Viga centradora para ayudar a reducir las dimensiones de los encepados

## Dimensionamiento elementos de hormigón

- **STAS 10111/1-77** Road and Railway Bridges. Masonry concrete and reinforced concrete Substructures.
- **STAS 10111/2-87** Road and Railway Bridges. Concrete, reinforced concrete and prestressed concrete suprastructures- Design Rules.
- **STAS 10107/0-76** Analysis and design of concrete , concrete steel and prestressed concrete structural elements.

## Dimensionamiento elementos acero

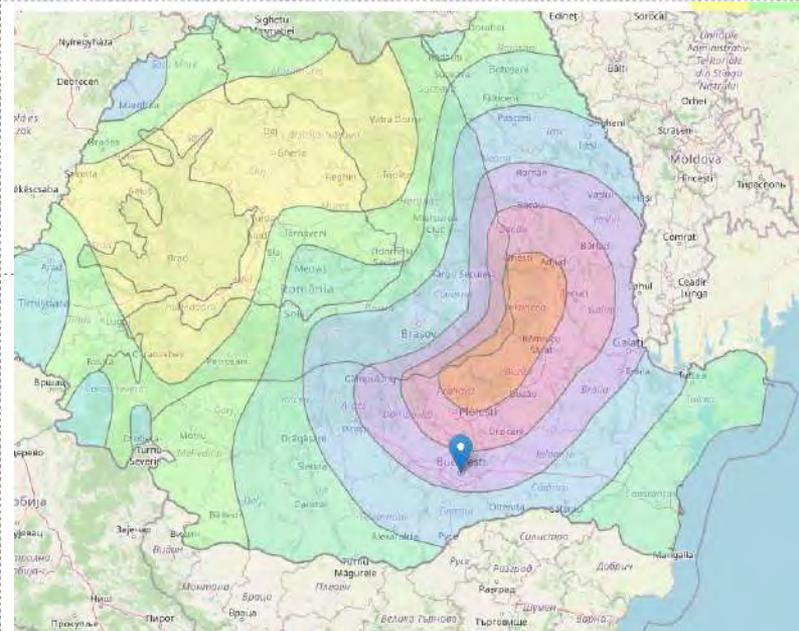
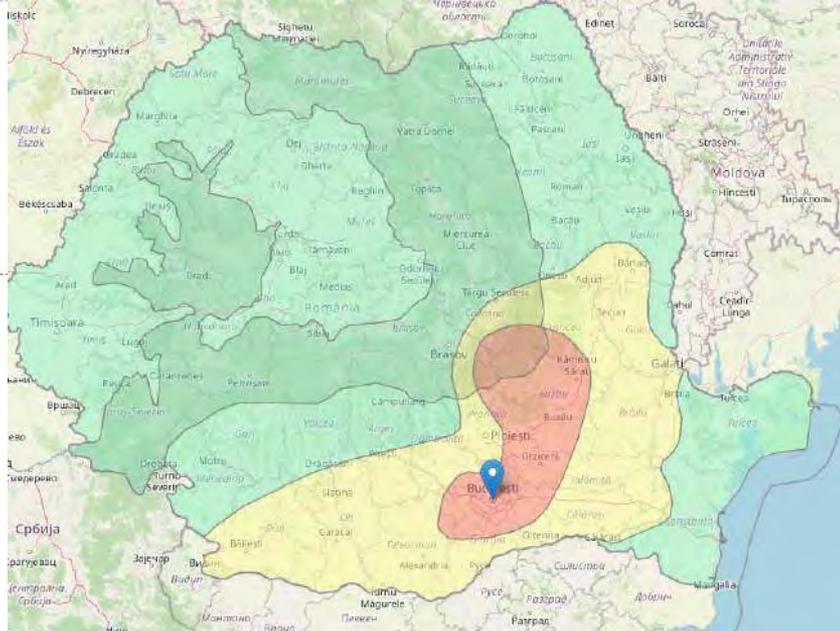
- **STAS 500/2-80** Structural steels for general purpose – Grades.
- **SR 1911** Steel bridges for railway. Design rules. (Supersedes STAS 1911-75)
- **STAS 1844/75** Road steel bridges. Design rules.

## Acciones

- **STAS 10101/1-78** Action upon structures. Technical Weights and Permanent Loads.
- **STAS 10101/0B-87** Action upon structures. Classification and combination of actions for railway bridges and viaducts.
- **STAS 1545-89** Road and street bridges, Footbridges. Loads.
- **STAS 3221-86** Road bridges. Type trains and charging classes.
- **Cod. de proiectare seismica P100**. Partea I. P100-1/2006. Prevederi de proiectare pentru cladiri.

- Elevado grado de sismicidad de la zona.
- Estribos compartidos con viaductos de acceso. Espacio reducido para poder instalar topes o u otro tipo de dispositivos sísmicos.
- Existencia de una línea de tranvía que discurre en paralelo al puente bajo el tablero. Necesidad de apoyar sobre pórticos en estribos.
- Limitaciones en el tamaño de las cimentaciones del arco para no afectar a los servicios existentes.
- Desplazamientos del puente limitados por compatibilidad con el comportamiento de los viaductos adyacentes.

## Emplazamiento (Bucarest)

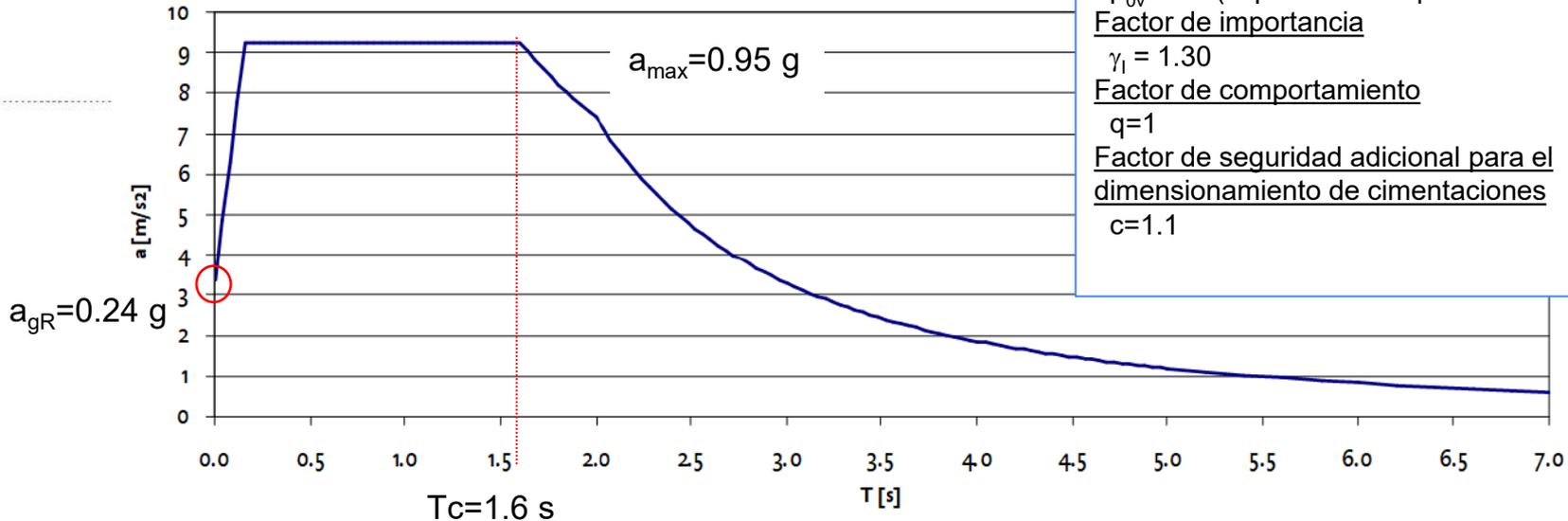


Región sísmica	Z1	Z1*	Z2	Z2*	Z3	Z3*

a <sub>GR</sub> en m/s <sup>2</sup>	0.08-g	0.12-g	0.16-g	0.16g-0.2g	0.20-g	0.24-g	0.28-g	0.32-g

## Espectro de respuesta sísmico

- Aceleraciones máximas importantes
- Gran extensión de la meseta



### Factor de amplificación

$\beta_{0h} = 2.5$  (espectro de respuesta horizontal)

$\beta_{0v} = 3.0$  (espectro de respuesta vertical)

### Factor de importancia

$\gamma_i = 1.30$

### Factor de comportamiento

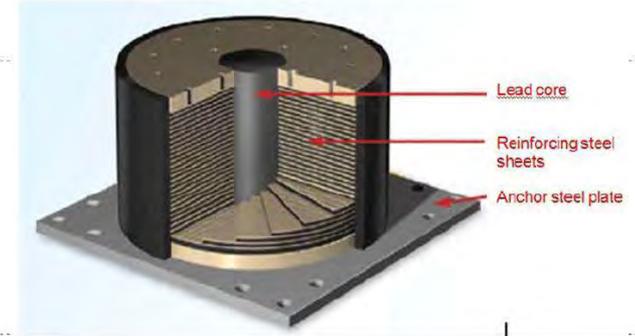
$q = 1$

### Factor de seguridad adicional para el dimensionamiento de cimentaciones

$c = 1.1$

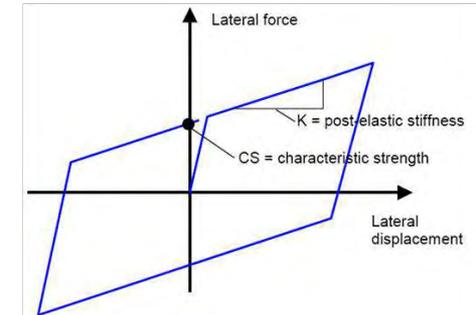
## Reducción de la masa del tablero

- Tablero mixto
- Arcos esbeltos en acero

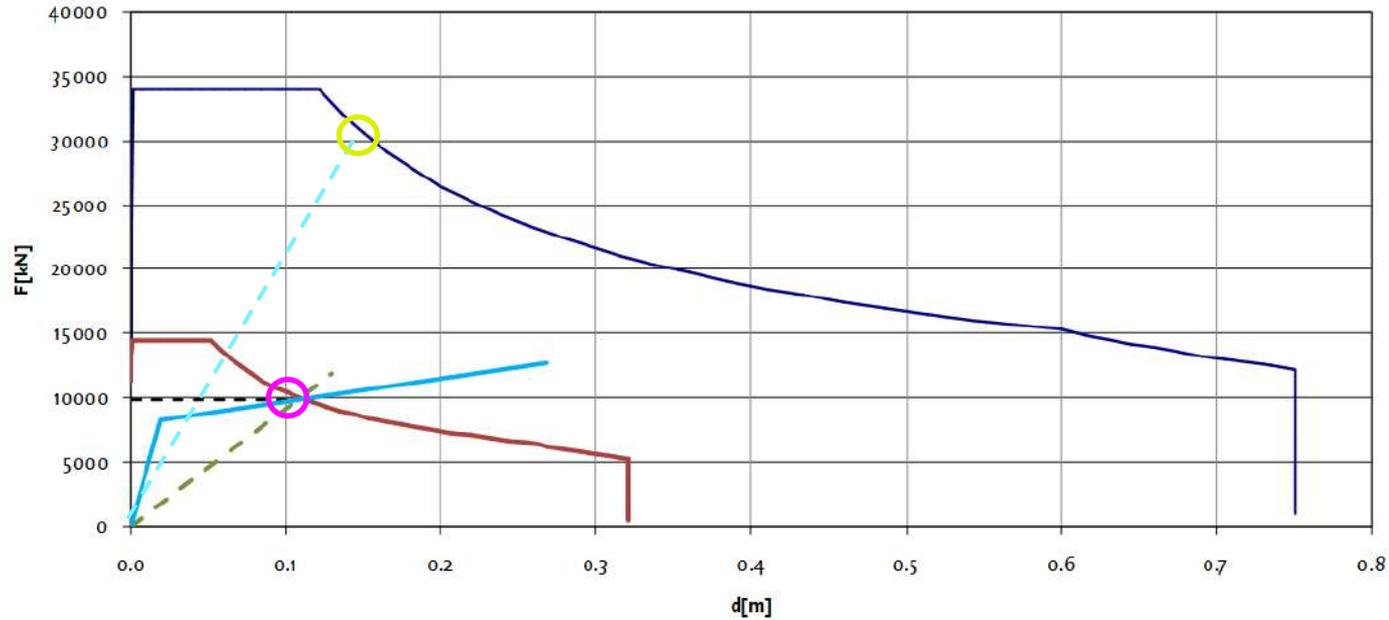


## Amortiguamiento mediante apoyos de neopreno con núcleo de plomo (LRB)

- Aumento del periodo de vibración (aislamiento)
- Disipación de energía (amortiguamiento)
- Recentrado



# Arco sobre el rio Dambovita. Estrategia antisísmica

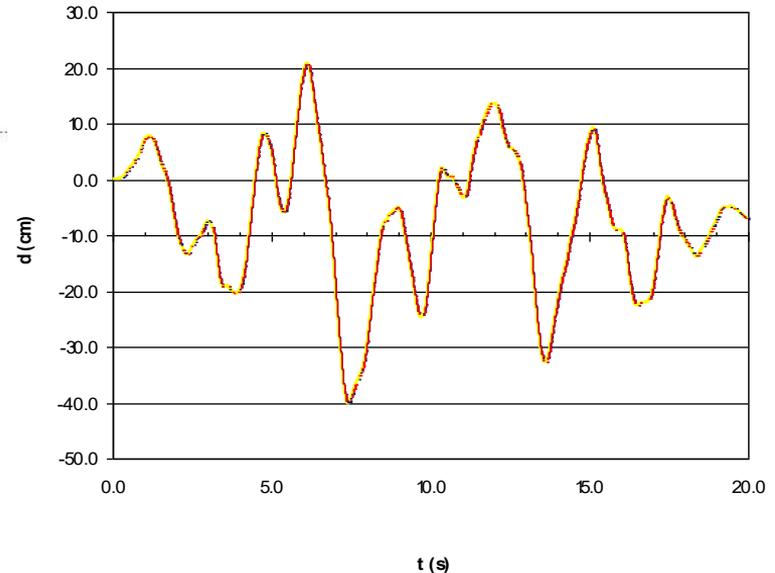
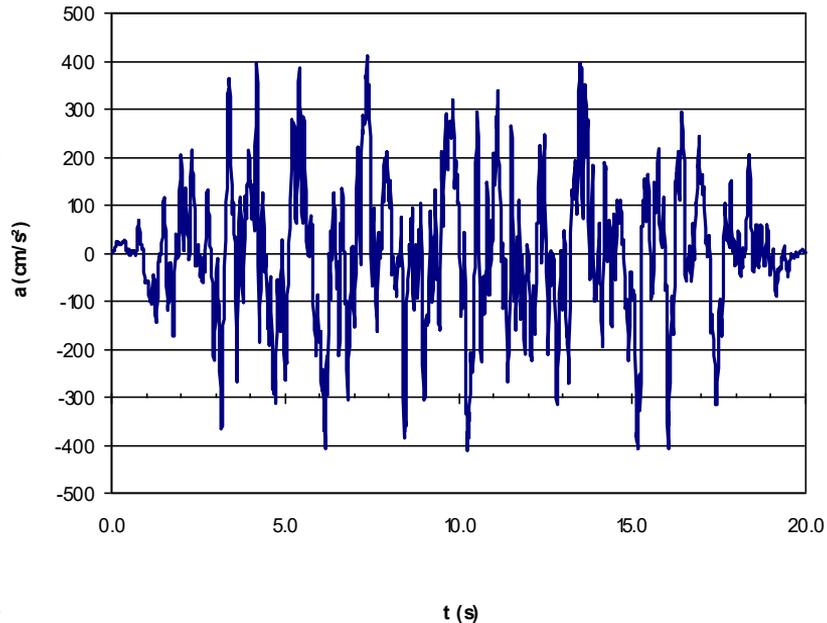


- Demanda sísmica elástica
- Demanda sísmica inelástica
- Curva de comportamiento (LRBs)

- Punto de equilibrio (comportamiento amortiguado)
- Punto de equilibrio (comportamiento elástico)

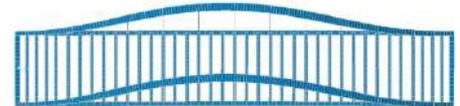
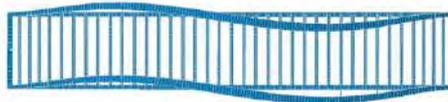
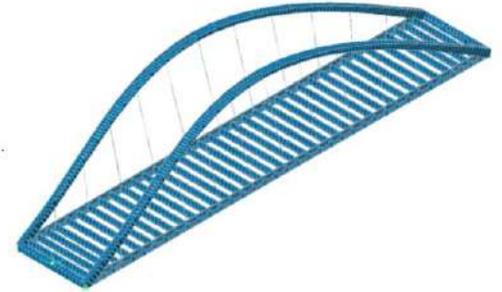
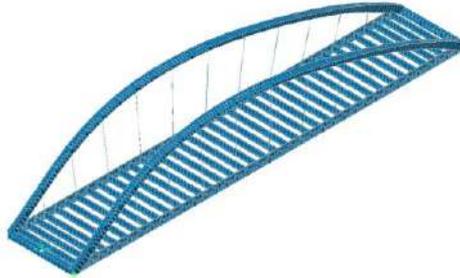
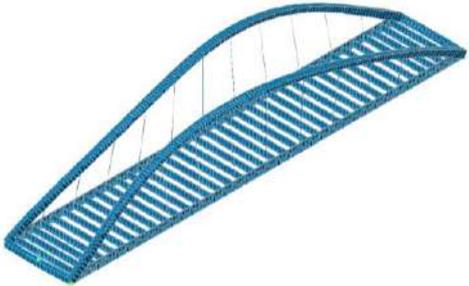
## Análisis paso a paso en el tiempo

- Empleo de al menos 3 ternas de acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de respuesta



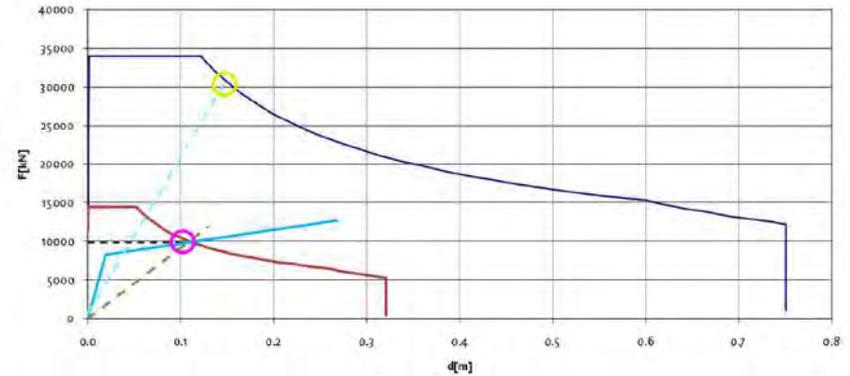
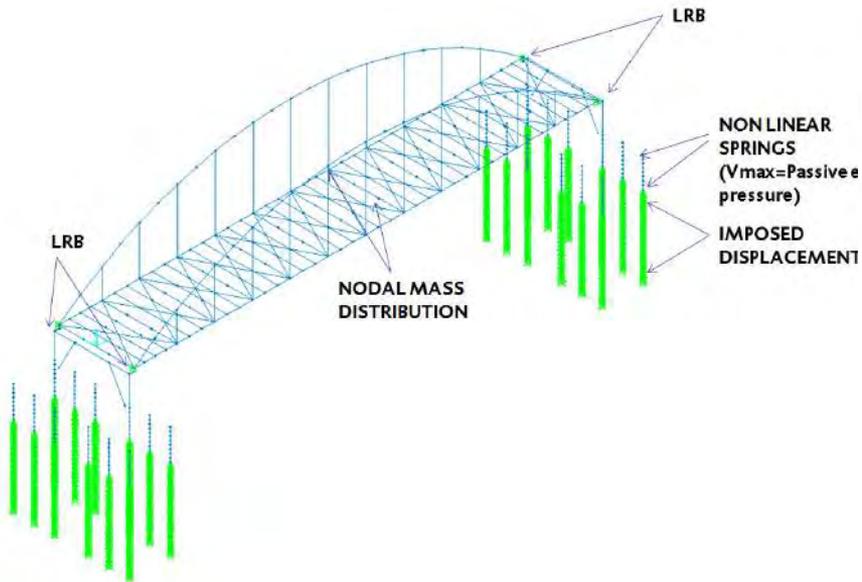
## Análisis paso a paso en el tiempo

- Integración modal



## Análisis paso a paso en el tiempo

- Necesario para verificar que es posible alcanzar el grado de amortiguamiento esperado



## Resultados del análisis paso a paso en el tiempo

$$F_x = 2400\text{kN (por apoyo)}$$

$$F_{\text{total}} = 9600\text{kN}$$

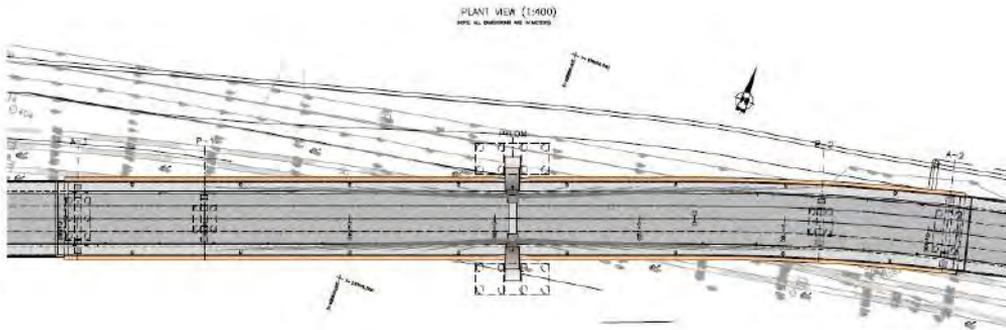
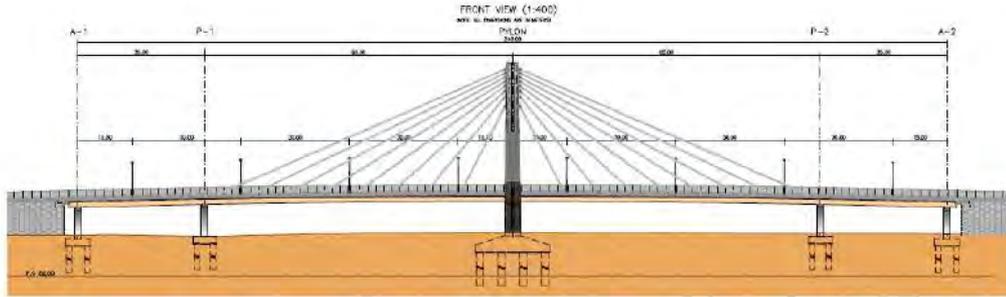
$$d_x = 0.09\text{m}$$

# Puente atirantado Centura. Descripción puente



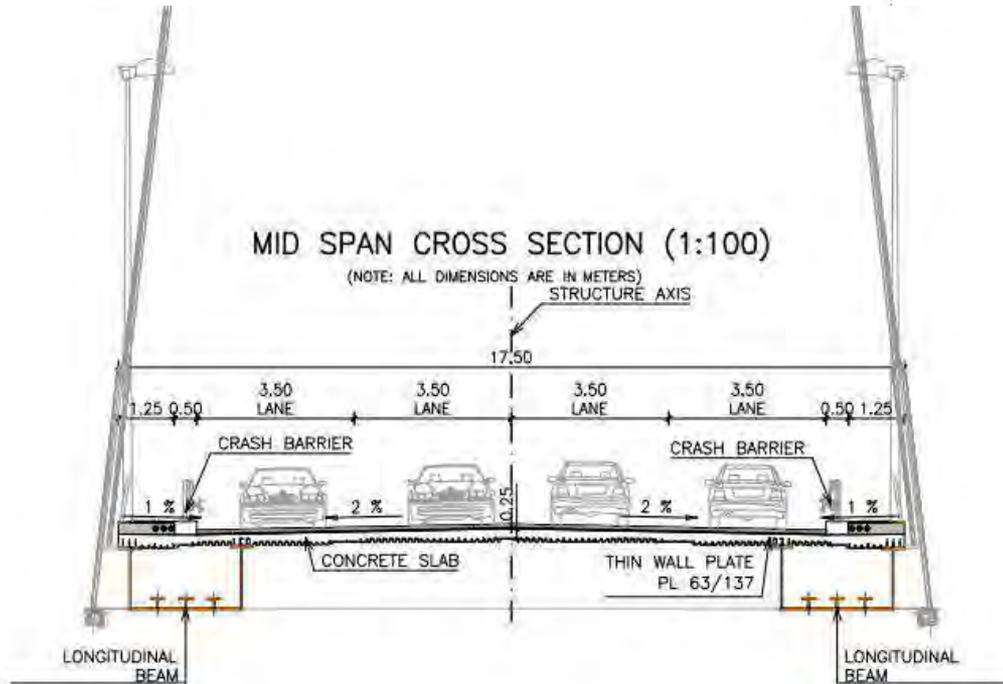
<b>Beneficiario:</b> CNADNR	<b>Proyectant general:</b> FCC CONSTRUCCION	<b>Proyectant :</b> FHECOR	<b>Subproyectant:</b> VIADDESIGN IPTANA-SA
			

# Puente atirantado Centura. Descripción puente



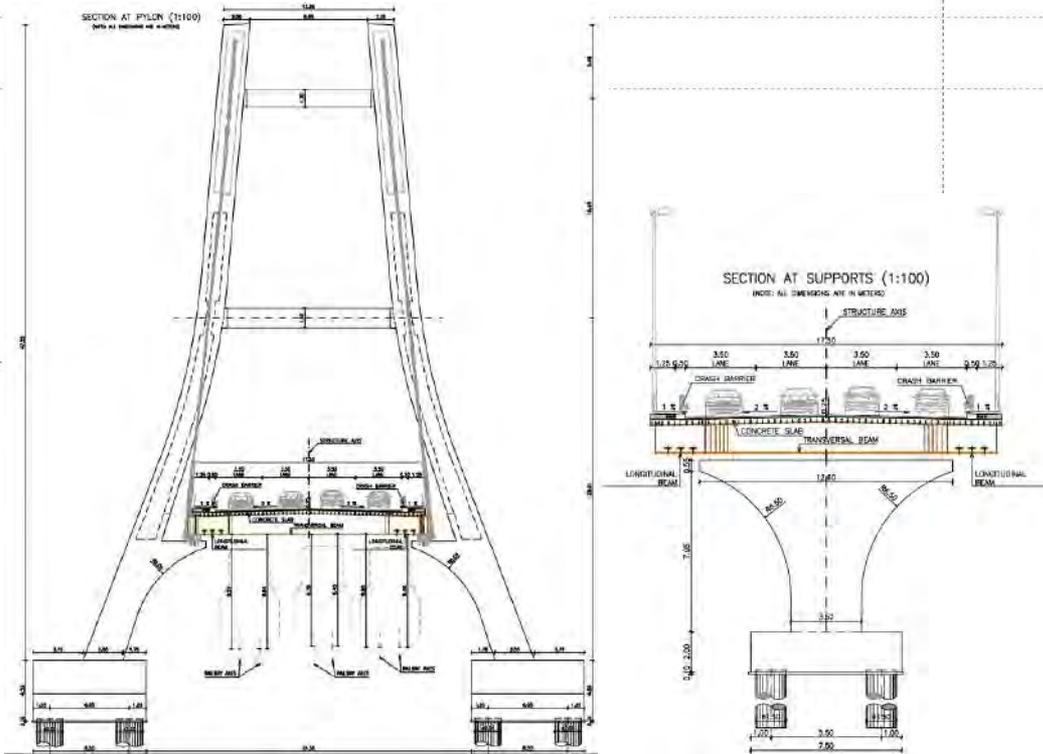
- Longitud total = 240 m.
- Anchura = 17.1 m
- Puente atirantado con un solo pilono
- Altura pilono: 47 m

# Puente atirantado Centura. Descripción puente



- Tablero: dos vigas cajón longitudinales mixtas, y vigas transversales cada 3.33m.
- Canto metálico cajón longitudinal: 1.40m
- Anchura cajón longitudinal: 2.50 m
- Esbeltez cajón (c/L) = 1/61
- Espesor losa de hormigón = 0.25 m

# Puente atirantado Centura. Descripción puente



- Apoyos: LRB en pilono y estribos, esféricos en pilas intermedias.
- Cimentaciones profundas con pilotes de 1.50 m de diámetro en pilas intermedias y estribos, y 2.00 m en pilono.

## Dimensionamiento elementos de hormigón

- **STAS 10111/1-77** Road and Railway Bridges. Masonry concrete and reinforced concrete Substructures.
- **STAS 10111/2-87** Road and Railway Bridges. Concrete, reinforced concrete and prestressed concrete supraestructures- Design Rules.
- **STAS 10107/0-76** Analysis and design of concrete , concrete steel and prestressed concrete structural elements.

## Dimensionamiento elementos acero

- **STAS 500/2-80** Structural steels for general purpose – Grades.
- **SR 1911** Steel bridges for railway. Design rules. (Supersedes STAS 1911-75)
- **STAS 1844/75** Road steel bridges. Design rules.

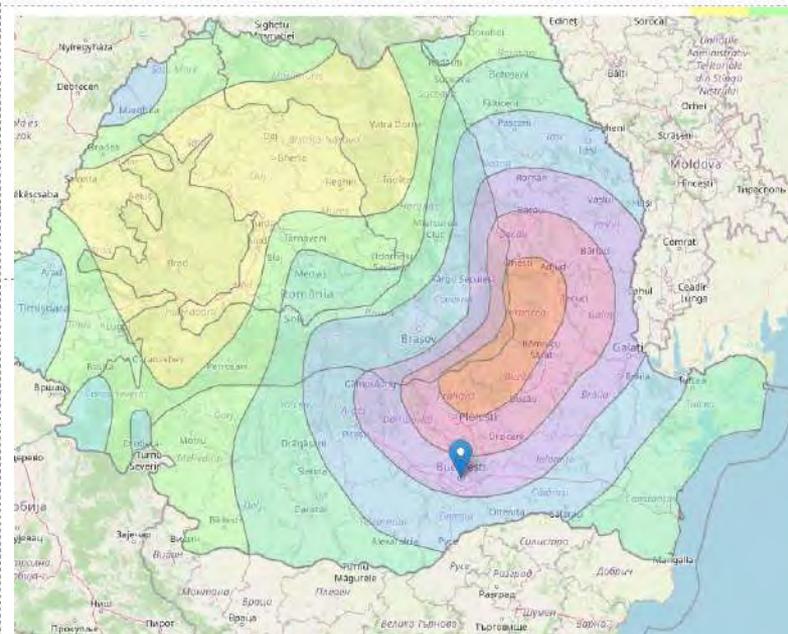
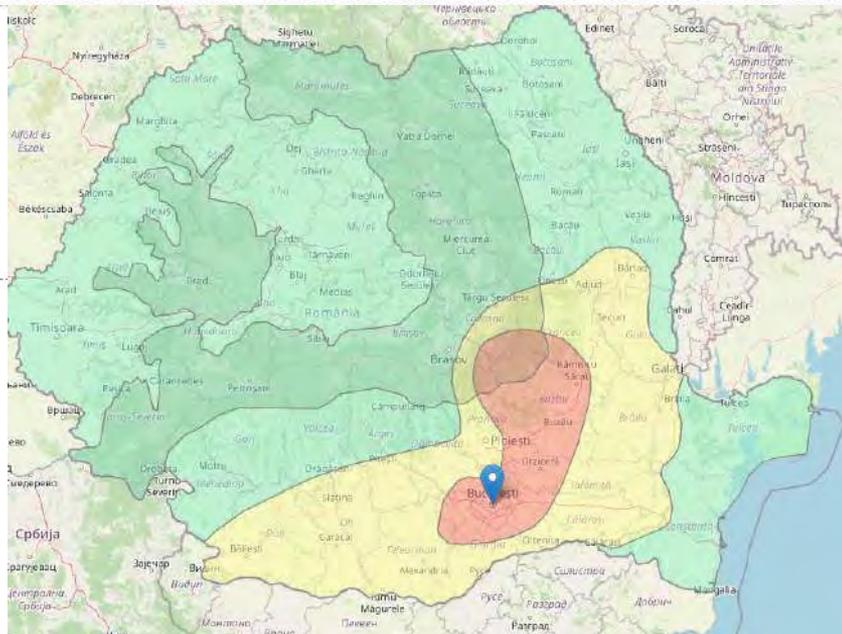
## Acciones

- **STAS 10101/1-78** Action upon structures. Technical Weights and Permanent Loads.
- **STAS 10101/0B-87** Action upon structures. Classification and combination of actions for railway bridges and viaducts.
- **STAS 1545-89** Road and street bridges, Footbridges. Loads.
- **STAS 3221-86** Road bridges. Type trains and charging classes.
- **Cod. de proiectare seismica P100**. Partea I. P100-1/2006. Prevederi de proiectare pentru cladiri.



- Cercanía al aeropuerto: altura de pilono limitada. De ahí la introducción de pilas intermedias.
- Elevado grado de sismicidad de la zona.
- Existencia de líneas de ferrocarril bajo el tablero. Geometría de pilono y pilas intermedias condicionadas por los gálibos del ferrocarril.
- Limitaciones en el tamaño de las cimentaciones para no afectar a las vías existentes.

## Emplazamiento (Bucarest)

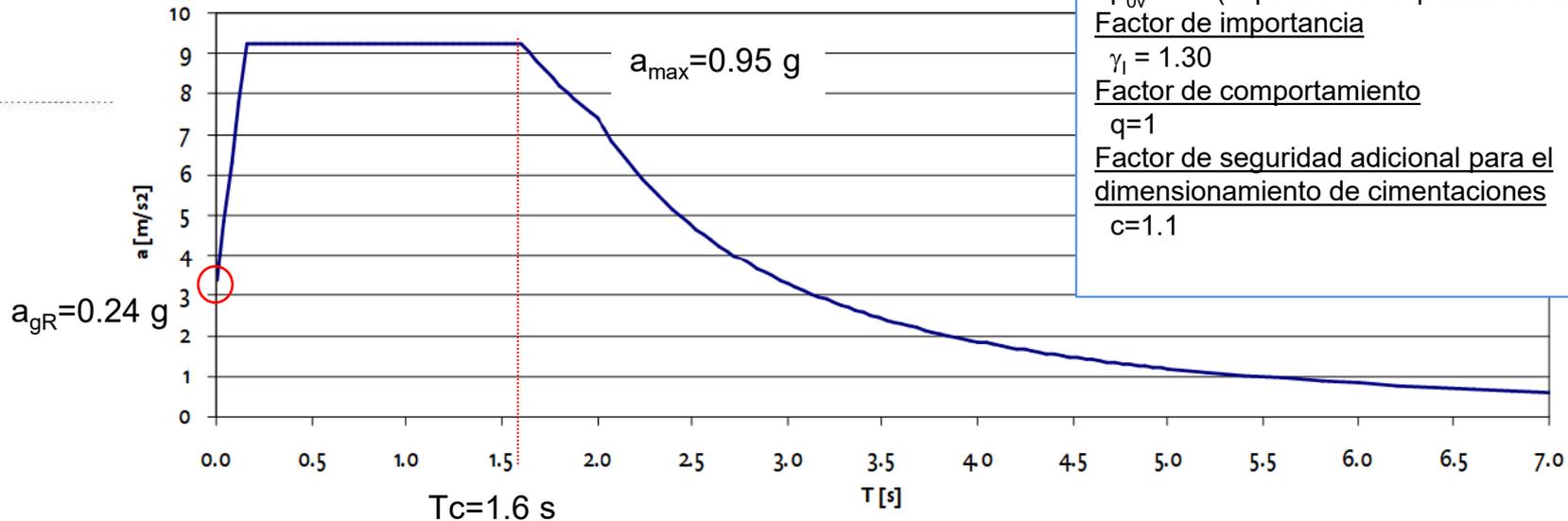


Región sísmica	Z1	Z1*	Z2	Z2*	Z3	Z3*

$a_{gR}$ en $m/s^2$	0.08-g	0.12-g	0.16-g	0.16g-0.2g	0.20-g	0.24-g	0.28-g	0.32-g

## Espectro de respuesta sísmico

- Aceleraciones máximas importantes
- Gran extensión de la meseta



### Factor de amplificación

$\beta_{0h} = 2.5$  (espectro de respuesta horizontal)

$\beta_{0v} = 3.0$  (espectro de respuesta vertical)

### Factor de importancia

$\gamma_i = 1.30$

### Factor de comportamiento

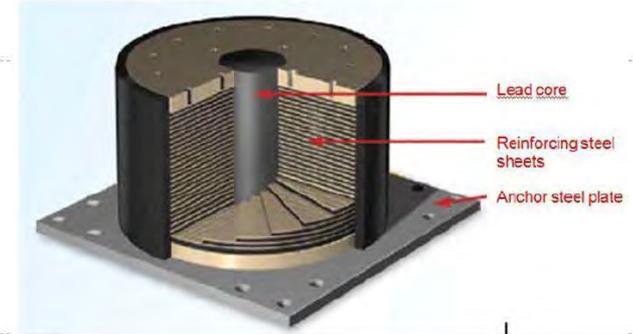
$q = 1$

### Factor de seguridad adicional para el dimensionamiento de cimentaciones

$c = 1.1$

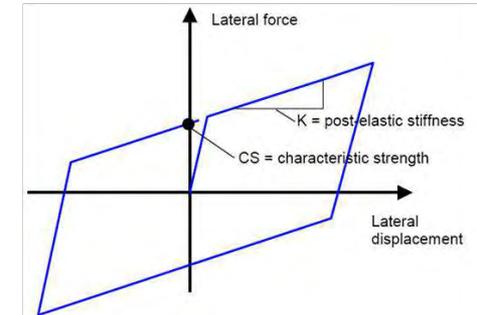
## Reducción de la masa de la estructura

- Tablero mixto
- Pilono con sección de hormigón hueca y vigas transversales metálicas

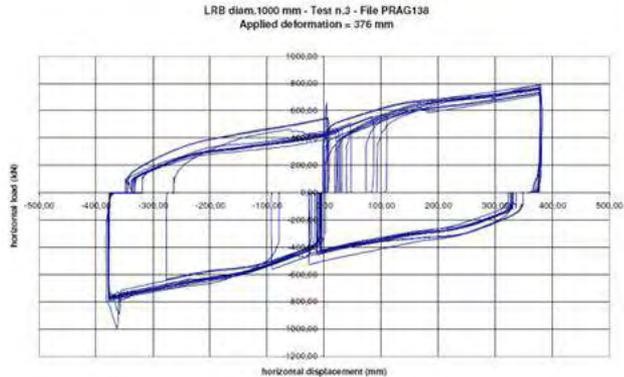
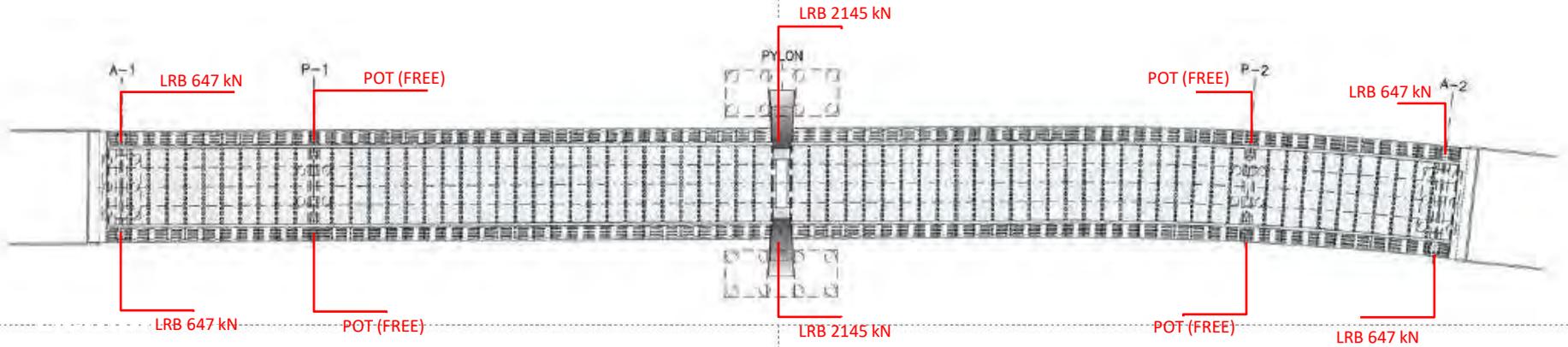


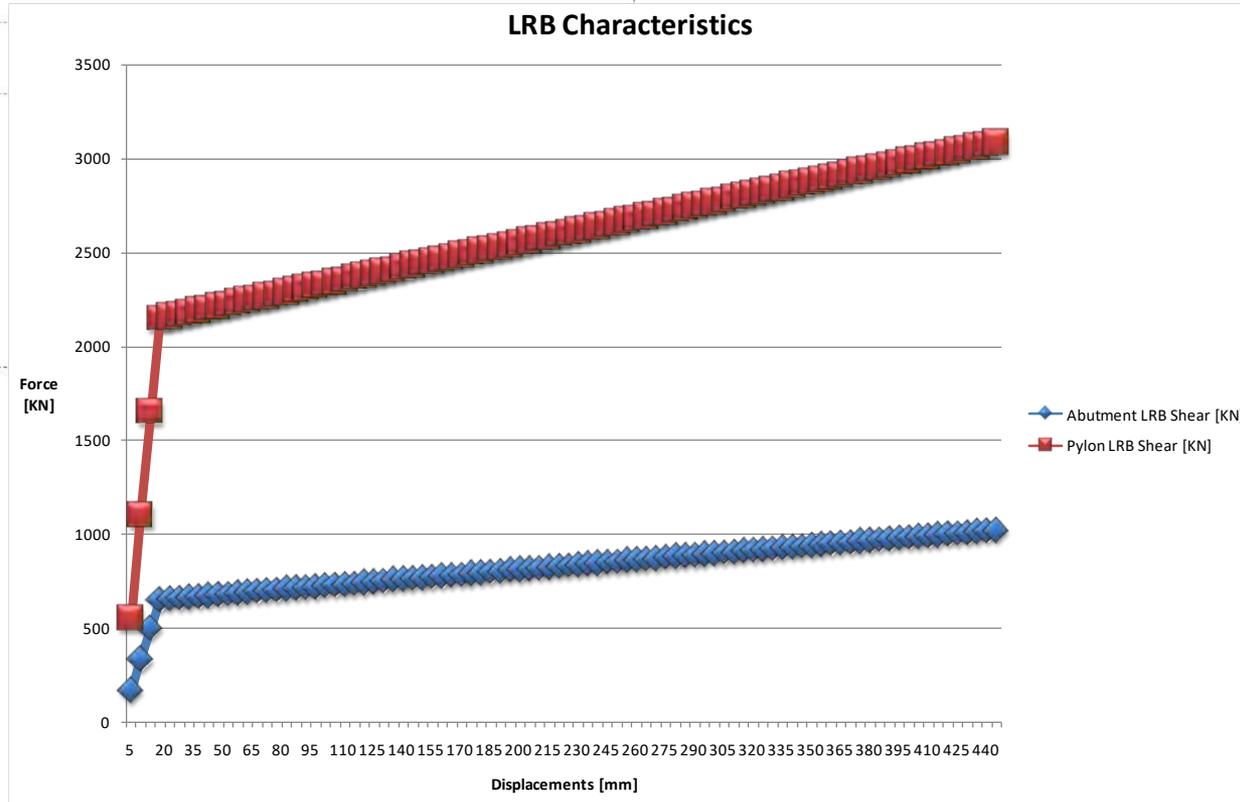
## Amortiguamiento mediante apoyos de neopreno con núcleo de plomo (LRB)

- Aumento del periodo de vibración (aislamiento)
- Disipación de energía (amortiguamiento)
- Recentrado

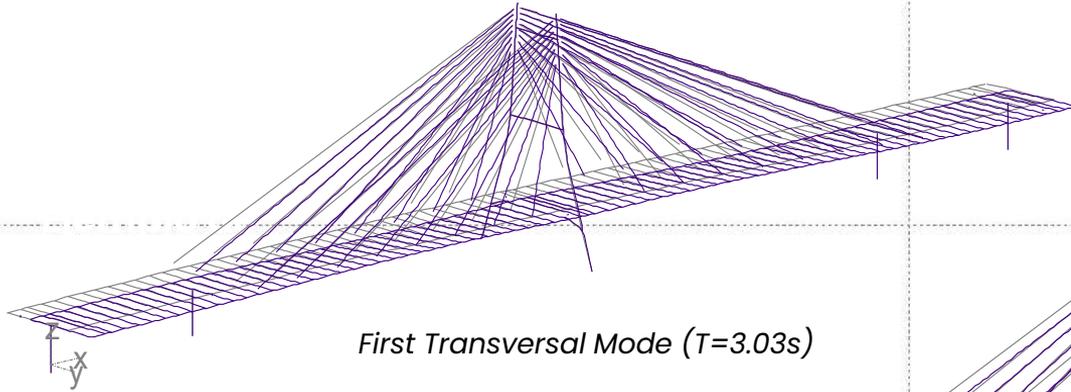


# Puente atirantado Centura. Estrategia antisísmica

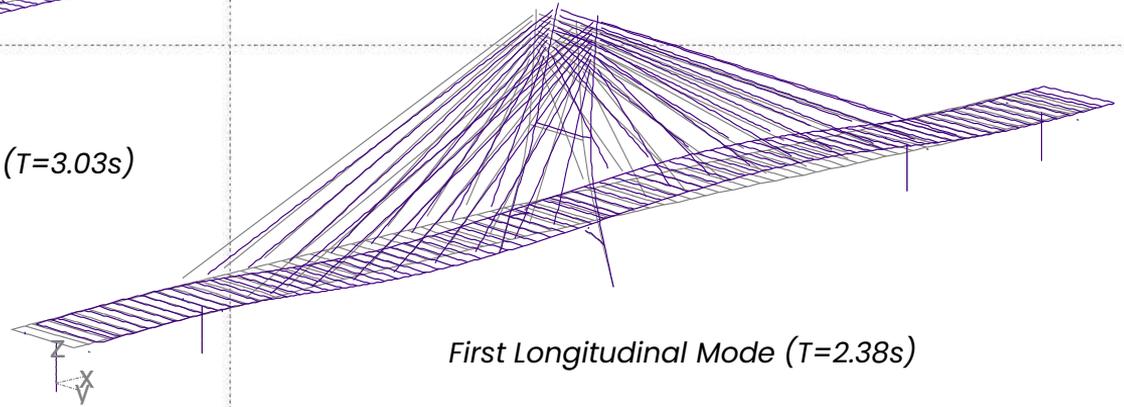




## Análisis modal espectral



*First Transversal Mode (T=3.03s)*

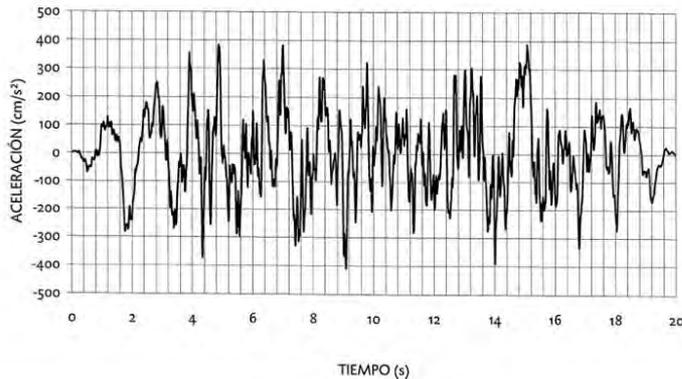


*First Longitudinal Mode (T=2.38s)*

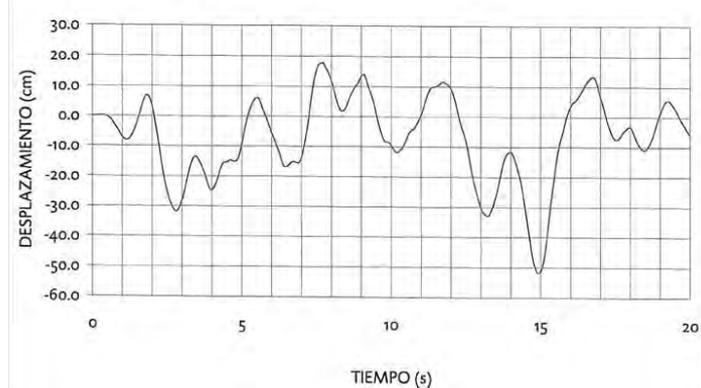
## Análisis paso a paso en el tiempo

- Necesario para verificar que es posible alcanzar el grado de amortiguamiento esperado
- Empleo de al menos 3 ternas de acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de respuesta.

ACELEROGRAMA



DESPLAZAMIENTOS ASOCIADOS AL ACELEROGRAMA



# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente



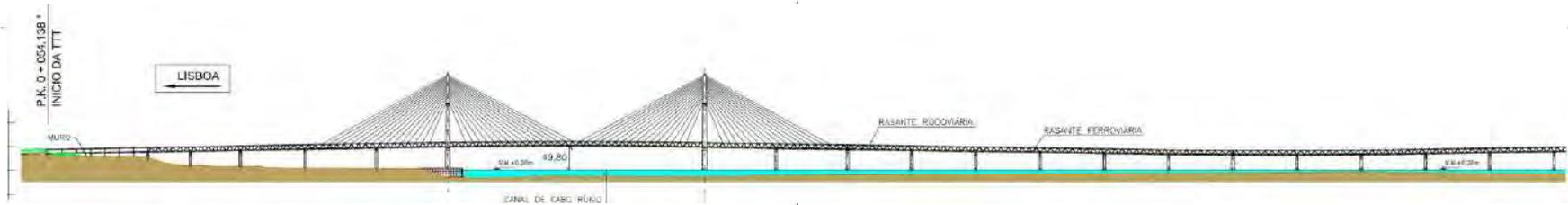
# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente



# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente



# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente

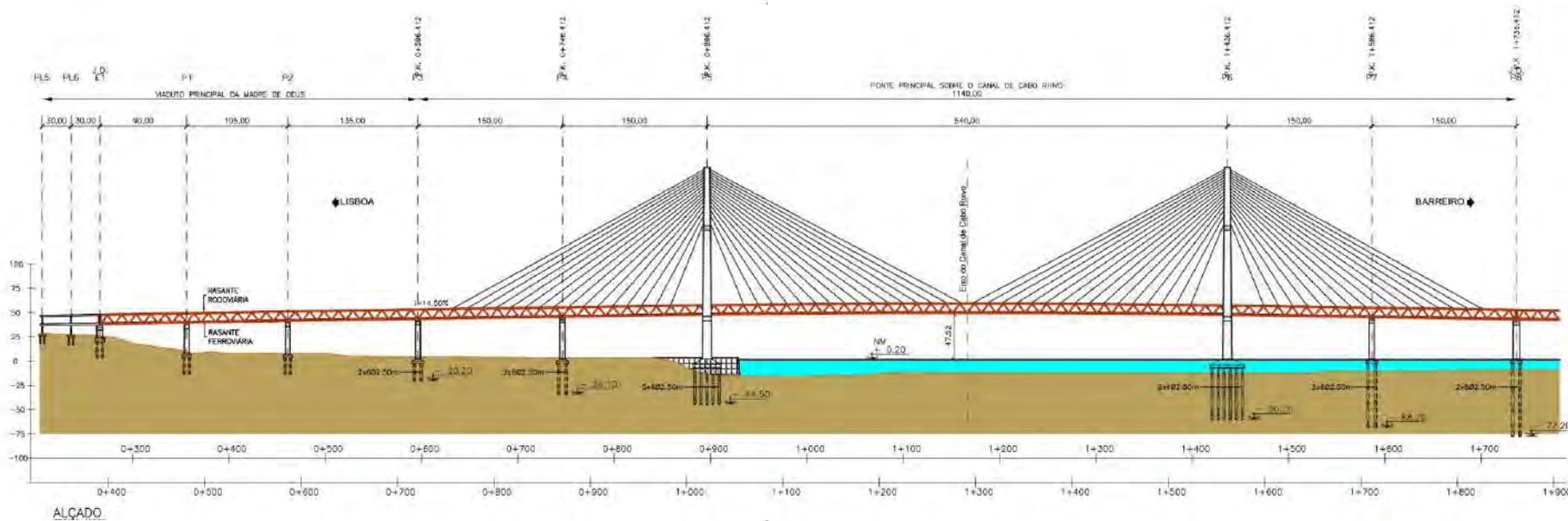


El cruce de la Tercera Travesía sobre el canal principal de navegación del Río Tajo se resuelve con un puente atirantado de cinco vanos de luces 150+150+540+150+150.

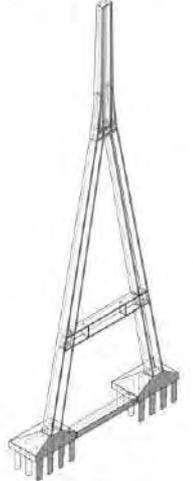
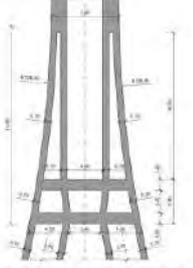
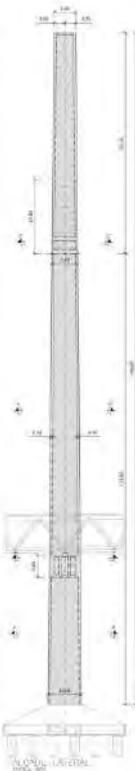
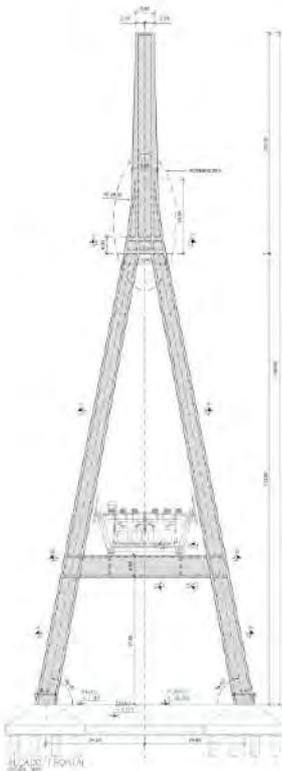
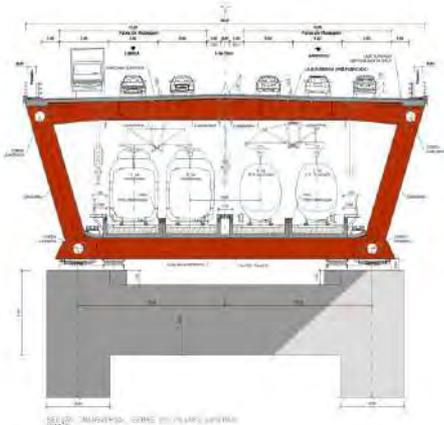
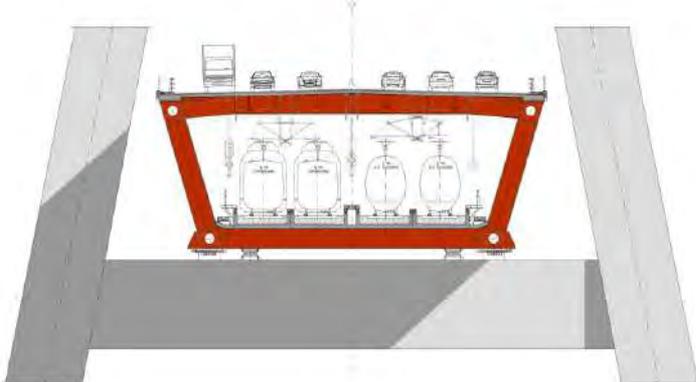
La tipología del tablero es la de una viga continua en celosía metálica tipo Warren de 10.85m de canto total.

En el interior de la celosía se disponen cuatro vigas prefabricadas de hormigón armado con forma de U apoyadas en las vigas transversales inferiores, entre nudos de celosía, sobre las que se encuentran otras tantas vías de ferrocarril (dos de alta velocidad y dos de ferrocarril convencional). Sobre la losa superior se disponen 6 carriles de tráfico viario.

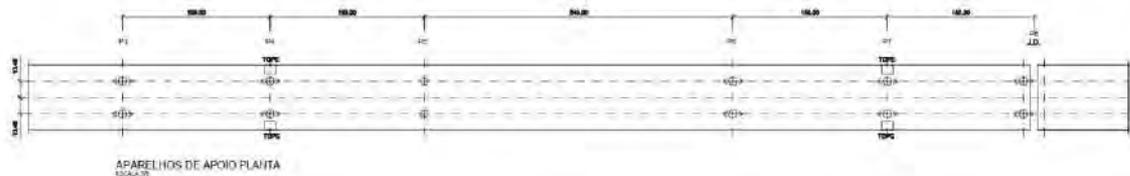
# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente



# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente



# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente



## CARGA VERTICAL POR APARELHO DE APOIO ( VALOR CARACTERÍSTICO )

PILAR	CARGA MÁXIMA (kN)	CARGA MÍNIMA (kN)
P-2	4000	1000
P-4	4000	-2100
P-6	4000	1000
P-8	4000	1000
P-7	4000	-2100
P-8	4000	1000

## QUADRO DE DIMENSIONAMENTO DE APARELHOS DE APOIO

PILAR	FORÇA LONG. MÁX (kN)	FORÇA TRANS. MÁX (kN)
P-3	-	800
P-6	1100	1100
P-8	-	1100
P-8	-	1100

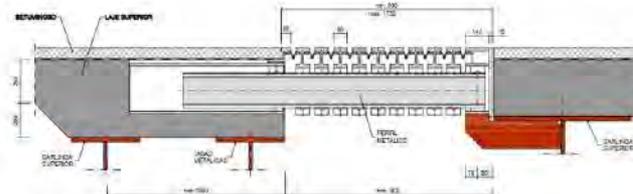
## NOTAS

OS APARELHOS DE APOIO SÃO EM LULA EM AMBAS AS DIREÇÕES DO MOVIMENTO DE FLUTUAÇÃO, COM EXCETO UMA FORÇA MÁXIMA IGUAL A 1,20 VEZES A FORÇA HORIZONTAL NORMAL.

VER EM CONJUNTO COMO DESENHO DE ISOLAMENTO SÍSMICO.

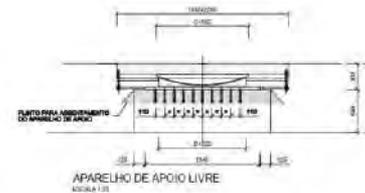
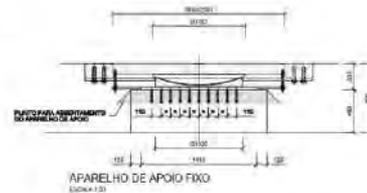
## LEGENDA

- APARELHO DE APOIO DE CALOTE ESFÉRICA  
LIVRE NAS DIREÇÕES TRANSVERSAL E LONGITUDINAL.
- ⊕ APARELHO DE APOIO DE CALOTE ESFÉRICA  
FIXO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL.
- ⊕ APARELHOS DE APOIO DE CALOTE ESFÉRICA  
FIXO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL.
- ⊕ APARELHO DE APOIO DE CALOTE ESFÉRICA  
LIVRE NAS DIREÇÕES TRANSVERSAL E LONGITUDINAL.
- ⊕ JUNTA DE DILATAÇÃO

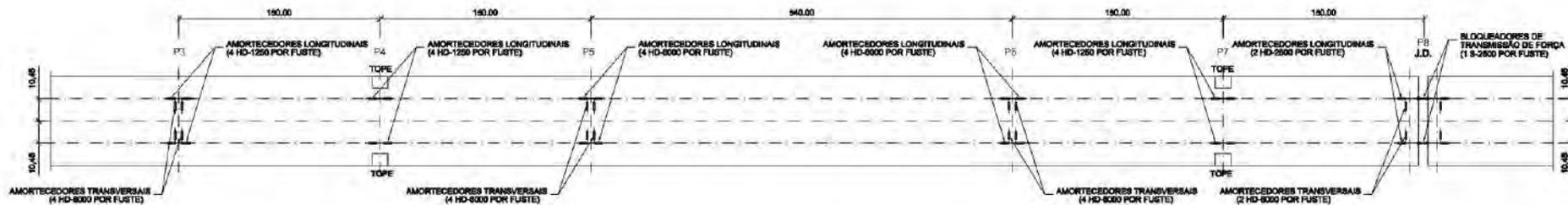


## JUNTA DE DILATAÇÃO

-A JUNTA DE DILATAÇÃO A COLOCAR NAS TRANSIÇÕES ENTRE PONTES SERÁ DIMENSIONADA PARA OS SEGUINTE DESLOCAMENTOS: 300mm



# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente



PLANTA DE AMORTECEDORES SÍSMICOS E BLOQUEADORES DE TRANSMISSÃO DE FORÇA (ESQUEMÁTICA)

ESCALA: 5/8

## CARACTERÍSTICAS DE AMORTECEDORES SÍSMICOS E BLOQUEADORES DE TRANSMISSÃO DE FORÇA

	CARGA AXIAL (kN)	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
AMORTECEDOR TIPO HD-1250	1250	300
AMORTECEDOR TIPO HD-2500	2500	300
BLOQUEADOR TIPO HD-6000	6000	300
BLOQUEADOR TIPO S-2500	2500	300

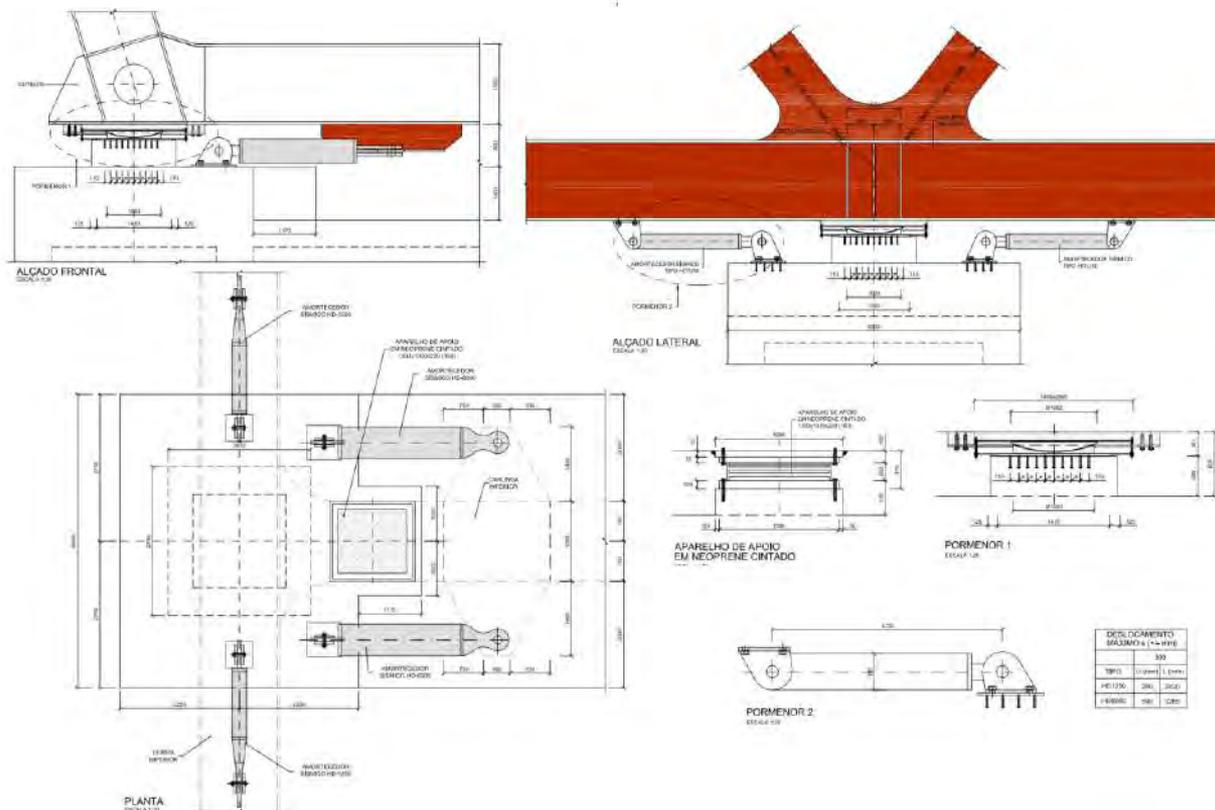
### LEGENDA:

J.D: JUNTA DE DILATAÇÃO

— AMORTECEDOR SÍSMICO

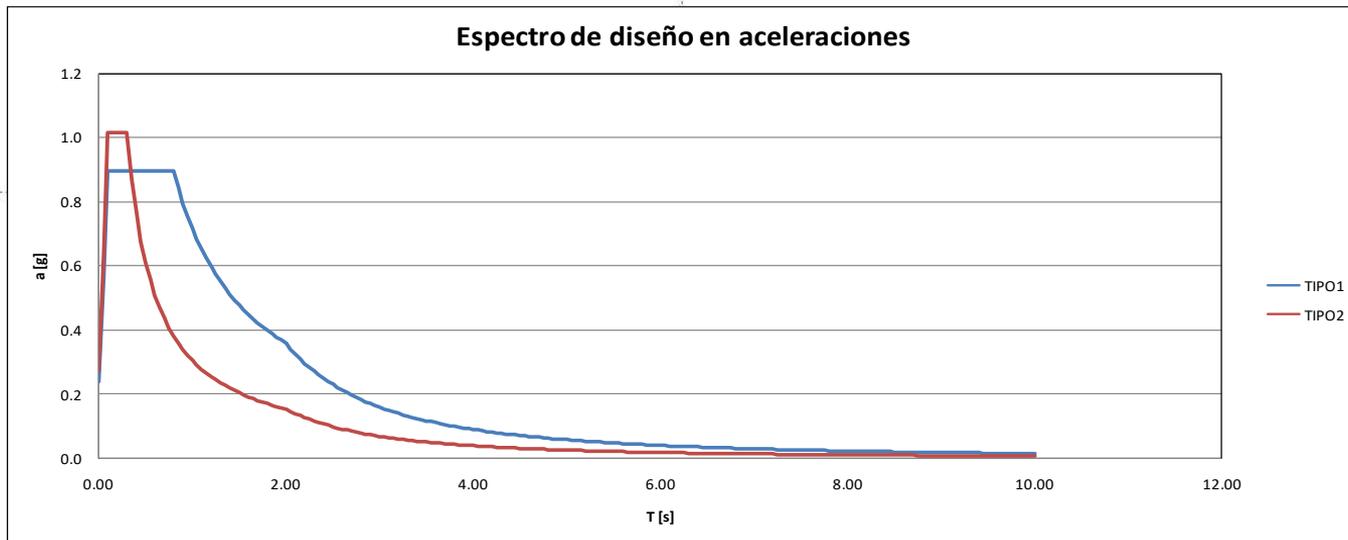
— BLOQUEADOR DE TRANSMISSÃO DE FORÇA RÁPIDA

# Tercera Travesía del Tajo. Descripción puente

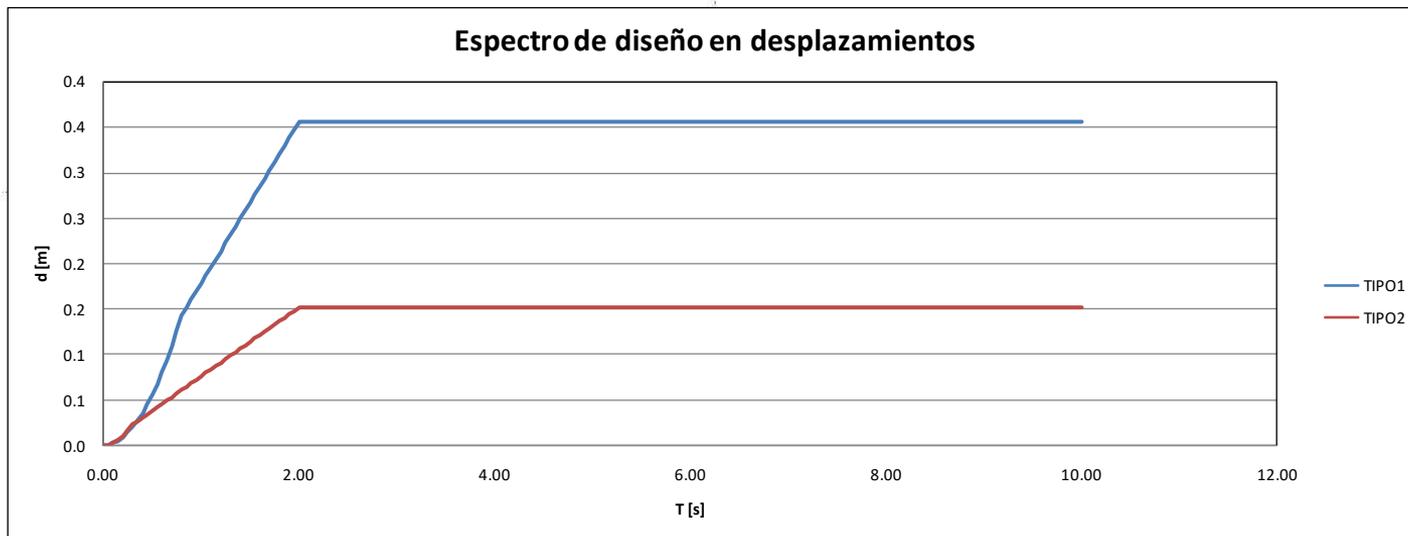




## Espectros de diseño en aceleraciones

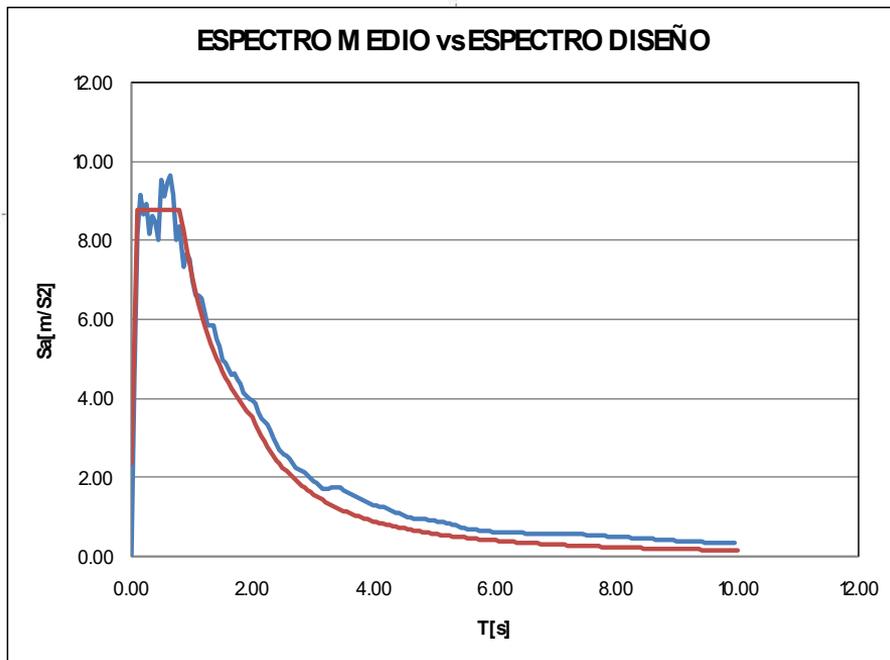


## Espectros de diseño en desplazamientos



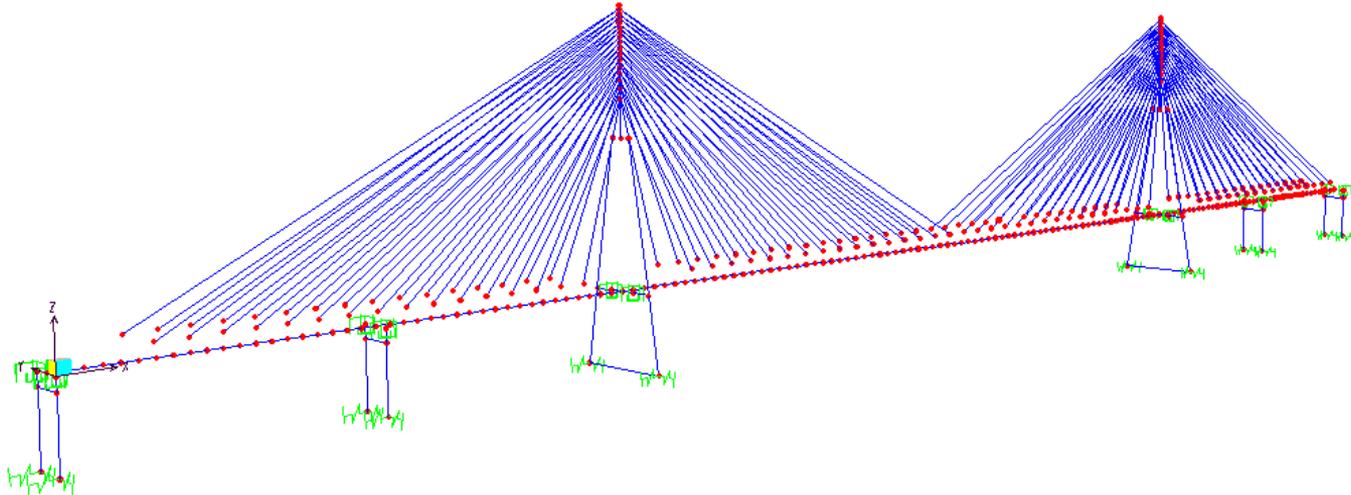
# Tercera Travesía del Tajo. Estrategia antisísmica

La siguiente figura muestra el espectro de diseño frente al espectro de respuesta medio de los acelerogramas utilizados.



## Modelos de cálculo

El análisis sísmico no lineal efectuado mediante acelerogramas



## Sistemas de amortiguamiento

- Se han empleado amortiguadores hidráulicos para disminuir las acciones sísmicas provenientes de acelerar las masas correspondientes al tablero.
- La ecuación de los amortiguadores responde a la ecuación  $F=Cv^\alpha$ , donde:
  - Se ha tomado un valor  $\alpha=0.25$ .
  - El valor de C escogido de acuerdo con la velocidad media máxima obtenida por integración de los acelerogramas es de aproximadamente  $C=1.2 F_{\max}$  (siendo  $F_{\max}$  la fuerza límite que no debe ser superada).

## Resultados del análisis dinámico

- Se ha realizado un cálculo no lineal paso a paso en el tiempo teniendo en cuenta 5 acelerogramas.
- Los resultados del análisis corresponden a la media de los resultados de los acelerogramas en cada paso en el tiempo mayorada por un factor dependiente del número de acelerogramas

# Puente estrecho Messina. Descripción puente



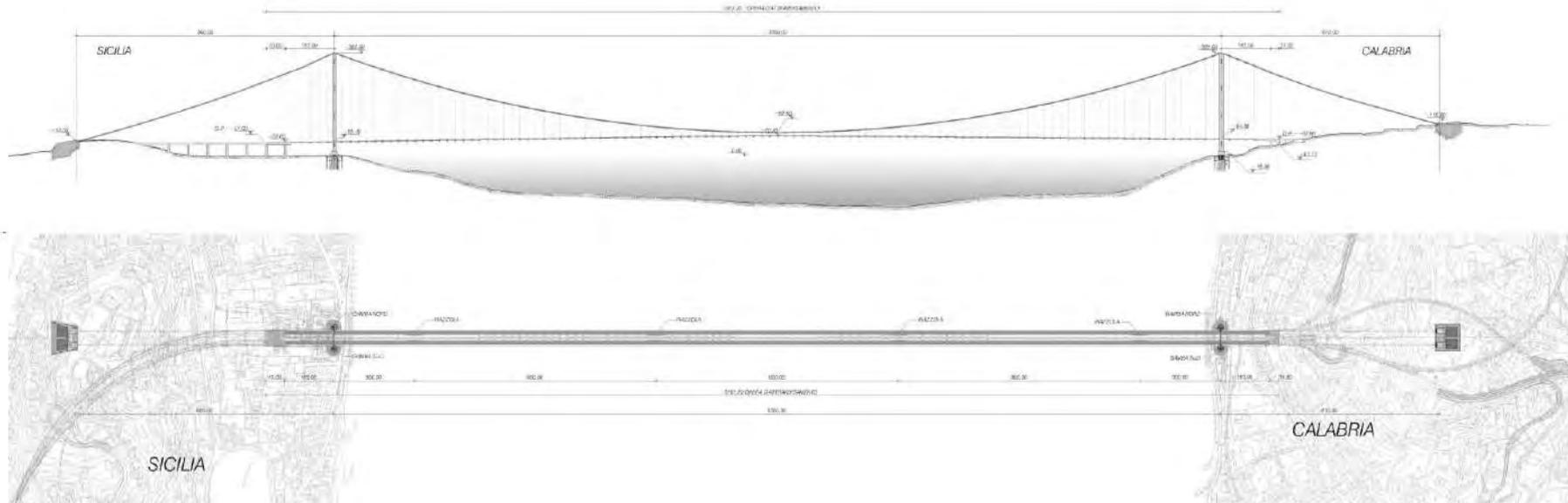
# Puente estrecho Messina. Descripción puente



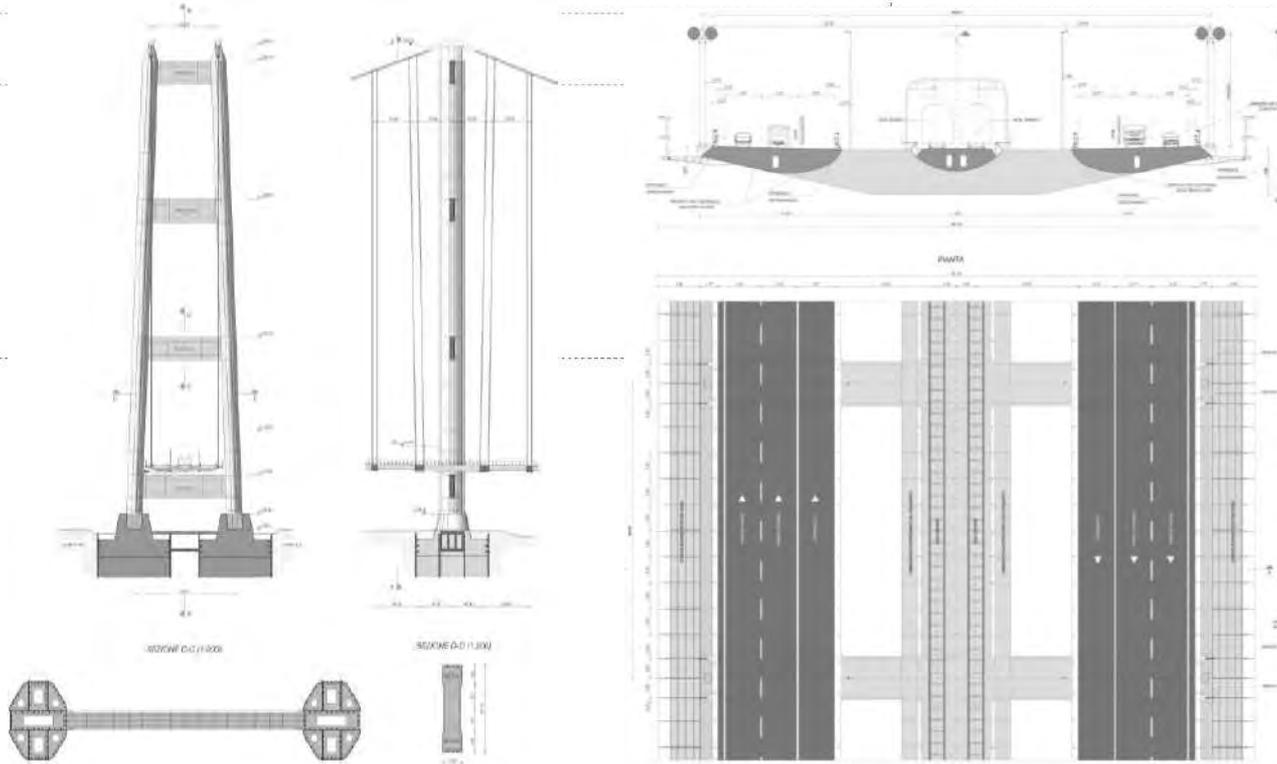
# Puente estrecho Messina. Descripción puente



# Puente estrecho Messina. Descripción puente



# Puente estrecho Messina. Descripción puente



- Longitud total = 3767 m.
- Vano principal = 3300 m.
- Vanos laterales = 960 y 810 m.
- Tablero: sección metálica con 3 cajones de 2.0 m de canto y vigas transversales de 4.0 m de canto. Anchura total de 52.0 m.
- No hay apoyo vertical ni coacción horizontal entre el tablero y las pilas.
- Cimentaciones profundas mediante pozos

Table 5: Definition of damage levels.

Damage level		Abbreviation	Description
1	No damage	ND	All structural elements and restraint systems retain their nominal performance capacities, remain in elastic state, and do not present any significant degradation due to fatigue.
2	Degradation damage	DD	Degradation of the mechanical properties of the materials after an appropriate period of service due to environmental actions (corrosion) or cyclical actions (fatigue) These effects shall be allowed for in the sizing of structural sections and shall be eliminated or minimized through scheduled maintenance operations.
3	Minimal damage	MD	Occurrence of localised slight inelastic behaviour which does not alter the overall performance capacities of the Bridge. This can be made good by means of ordinary maintenance operations, in any case guaranteeing the road and rail traffic .
4	Repairable damage	RD	Occurrence of localised inelastic behaviour which alters the overall performance capacities of the Bridge. This can be made good through extraordinary maintenance operations, involving partial and temporary closures of the Bridge.
5	Significant damage	SD	Occurrence of inelastic behaviour which significantly alters the overall performance capacities of the Bridge. It corresponds to a serious damage to the structure which may require the reconstruction of entire structural components. The damage can be made good by significant extraordinary maintenance operations, which may involve prolonged closures of the Bridge.

**Table 6:** Structural decomposition and damage levels.

Macro-level	Meso-level		SLS	ULS	SLIS	
	Structures	Substructures				
Main structural system	Restraint /support system	Foundations of the towers	ND	MD	RD	SD
		Anchor blocks	ND	MD	RD	SD
		Towers	ND	MD	RD	SD
	Main Suspension system	Main cables	ND	MD	RD	SD
		Saddles	ND	MD	RD	SD
	Secondary Suspension system	Hanger system	ND	MD	RD	SD
		Hanger	DD	RD	SD	SD
	Standard deck	Cross Girder	ND	MD	SD	SD
		Rail box girder	ND	MD	SD	SD
		Road box girders	ND	MD	SD	SD
	Special deck zones <sup>2</sup>	End structures and expansion joints	DD	MD	SD	SD
		Near towers and restraints	DD	MD	SD	SD

• Para obtener los esfuerzos debidos a la acción sísmica, se han considerado los espectros de proyecto definidos en las especificaciones de diseño y las dos series de acelerogramas proporcionadas por el cliente final, que debían ser compatibles con el espectro de diseño. Los espectros de respuesta correspondientes a los acelerogramas de 2004 eran compatibles con el espectro de diseño, ya que estos últimos son la envolvente de los primeros. Sin embargo, los espectros de proyecto definidos en las especificaciones de diseño no son la envolvente de los espectros de respuesta de los acelerogramas de 1992. Por este motivo, la serie de 1992 se ha modificado para adaptarla a los espectros de proyecto.

• Además, los acelerogramas correspondientes al lado de Sicilia se han modificado para tener en cuenta que los cimientos del pilono del lado de Sicilia no se realizan directamente sobre la roca.

• Los acelerogramas se aplicaron con un desfase temporal entre los 2 pilonos, debido a la distancia entre ambos.

• La disipación de la estructura considerada tanto en el cálculo modal espectral como en el cálculo paso a paso en el tiempo es igual al 2 %. La transformación del espectro se realiza según la expresión EC8 parte 1:  $v = \sqrt{10/(5 + \xi)}$ .

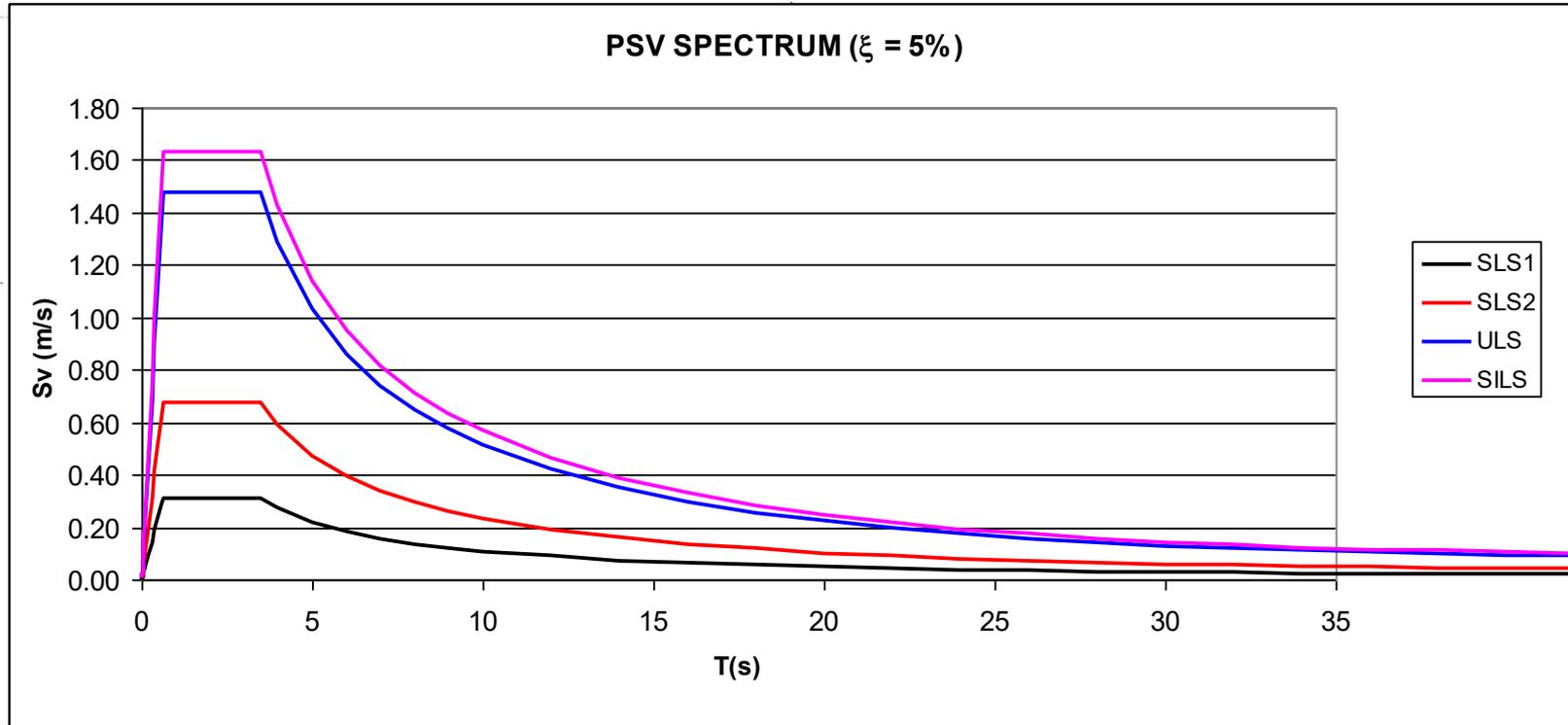
• Debido a que en las especificaciones de diseño no se especifica ningún criterio de combinación para los espectros en las tres direcciones (X, Y, Z), se ha adoptado el indicado en el Eurocódigo EC8 parte 1, lo que da como resultado tres combinaciones posibles:

$$X + 0.3 Y + 0.3 Z$$

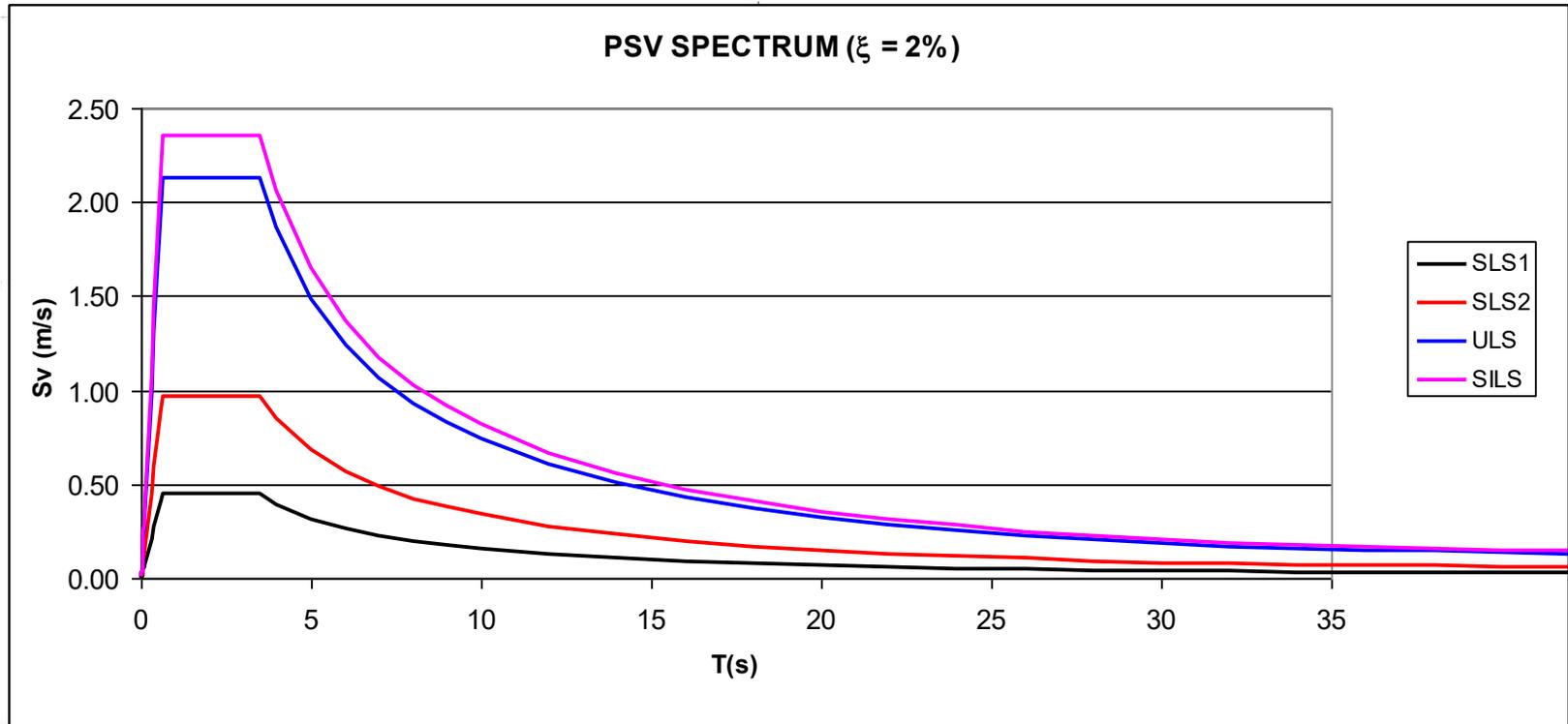
$$0.3 X + Y + 0.3 Z$$

$$0.3 X + 0.3 Y + Z$$

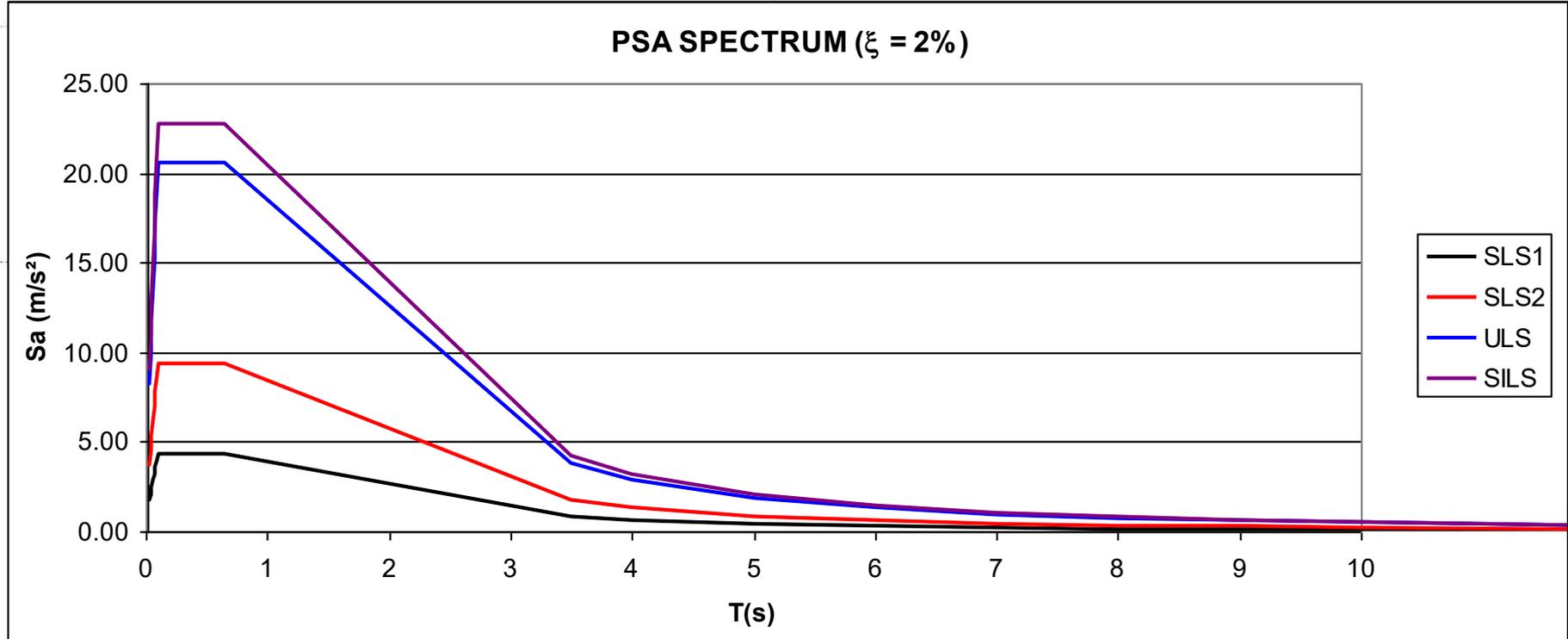
## Acción sísmica \ Espectro en velocidades PSV $\xi = 5\%$



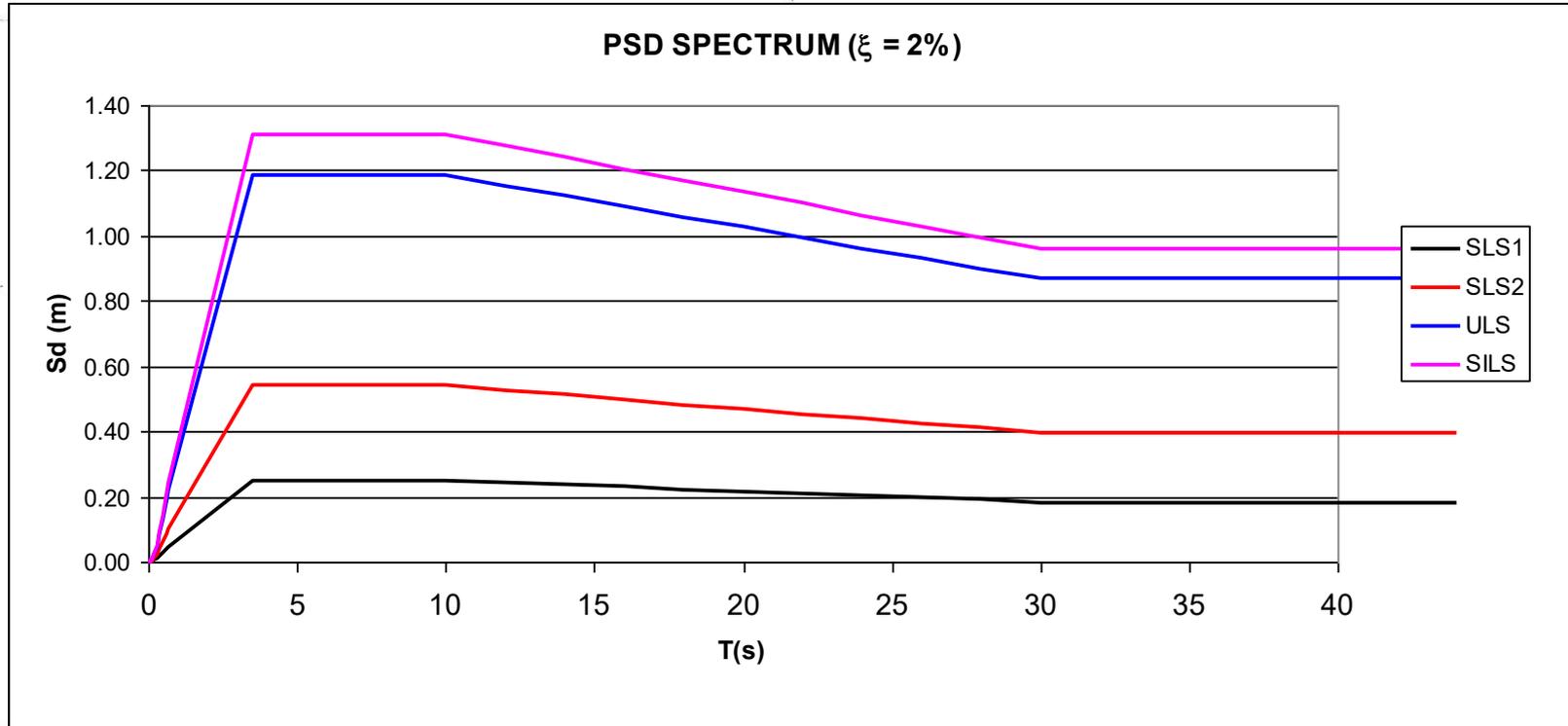
## Acción sísmica \ Espectro en velocidades PSV $\xi = 2\%$



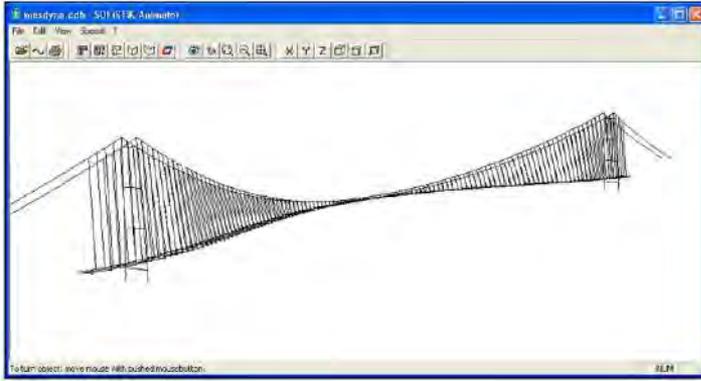
## Acción sísmica \ Espectro en aceleraciones PSA $\xi = 2\%$



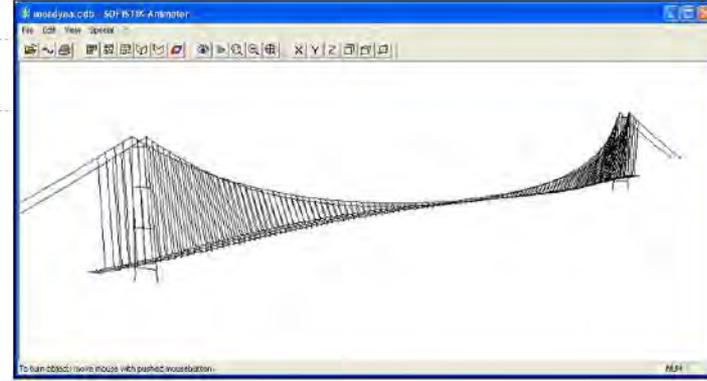
## Acción sísmica \ Espectro en desplazamientos PSD $\xi = 2\%$



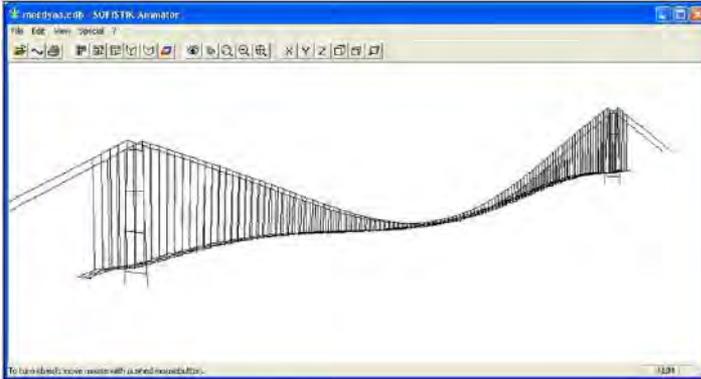
# Puente estrecho Messina. Comportamiento dinámico



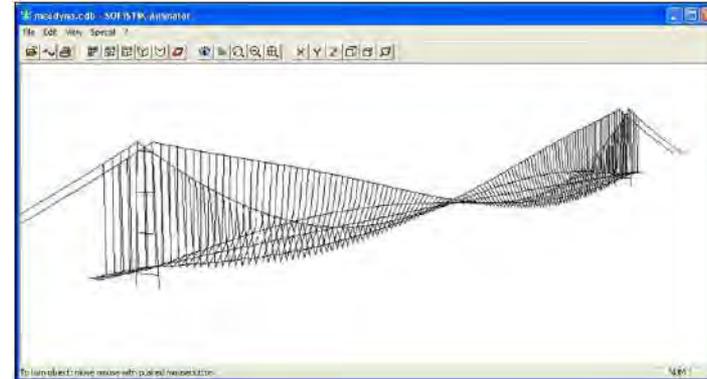
Primer modo transversal  $T = 23,81$  s



Segundo modo transversal  $T = 12,20$  s



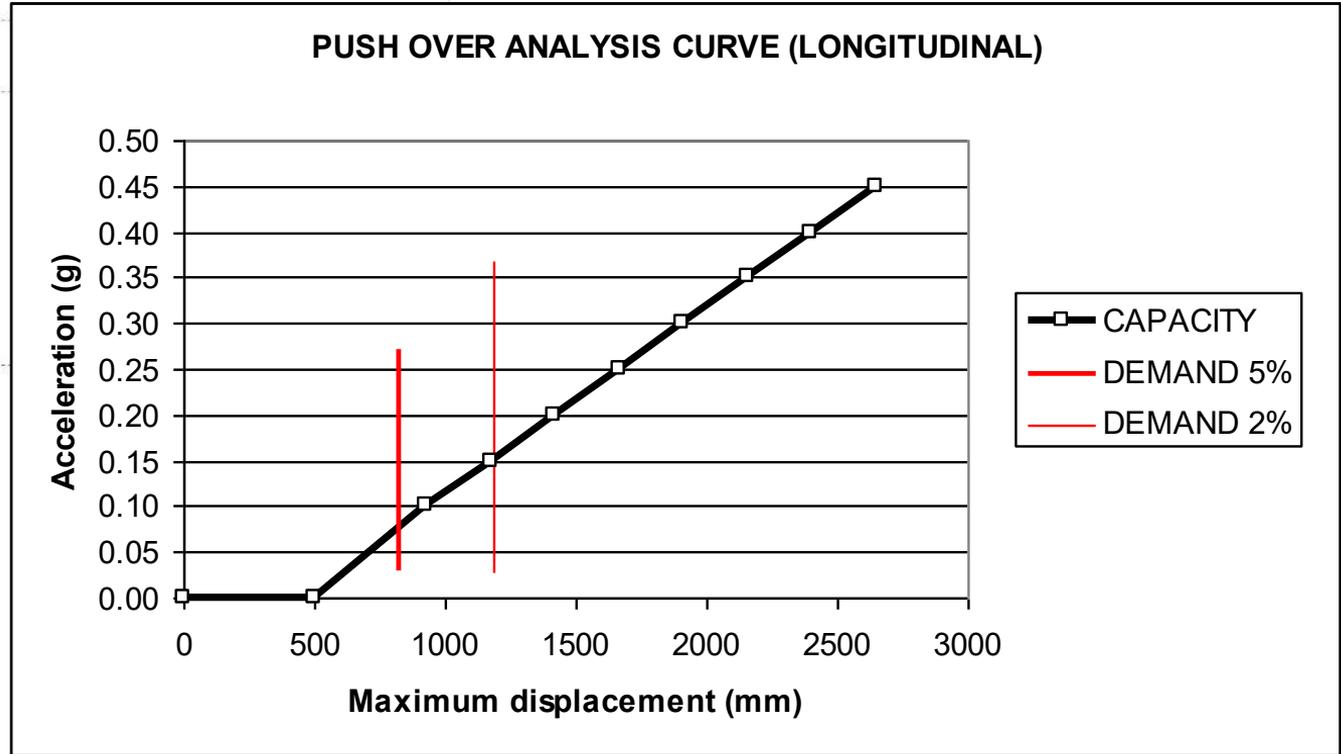
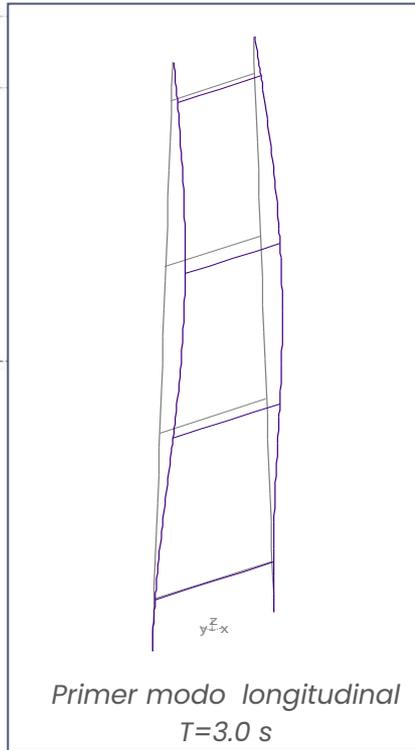
Primer modo vertical  $T = 12,18$  s



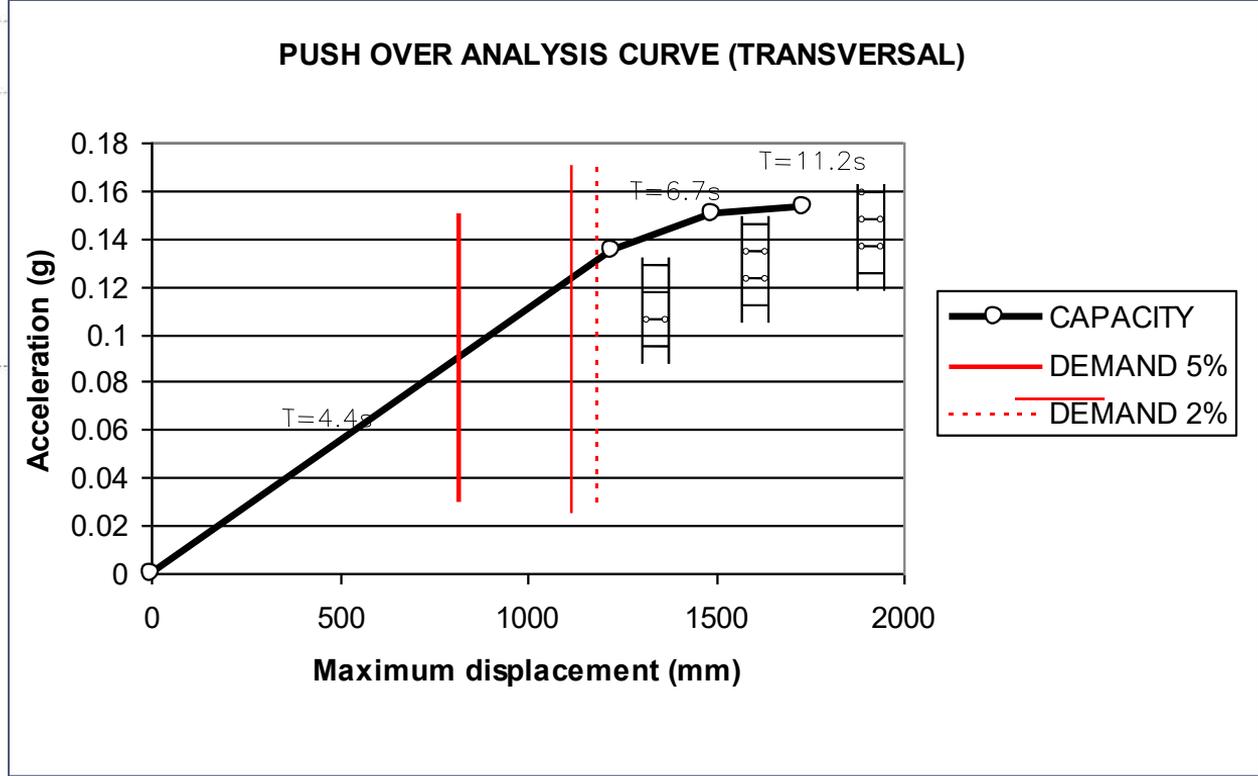
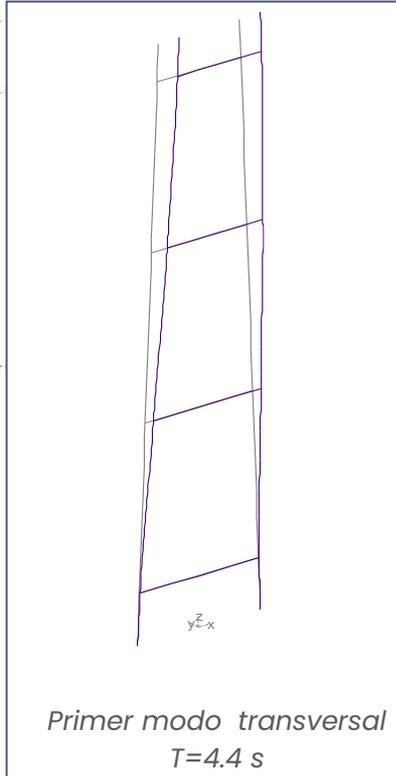
Primer modo torsional  $T = 11,98$  s

- La estrategia seguida en la licitación para optimizar la estructura se basó en el uso de acero S460, de forma que se optimizaba el peso de la estructura metálica.
- Esta optimización permitía, a su vez, reducir el peso de los cables principales.
- La combinación de ambas permitía bajar la masa sísmica y por tanto también los esfuerzos de dimensionamiento de los pilonos, que combinado con el uso en los pilonos metálicos de acero S460, y en un proceso iterativo, suponía importantes reducciones en la cuantía de acero (aunque con un coste por kg mayor) y optimización de las cimentaciones.

# Puente estrecho Messina. Estrategia sísmica

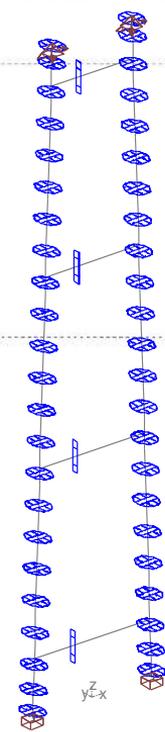
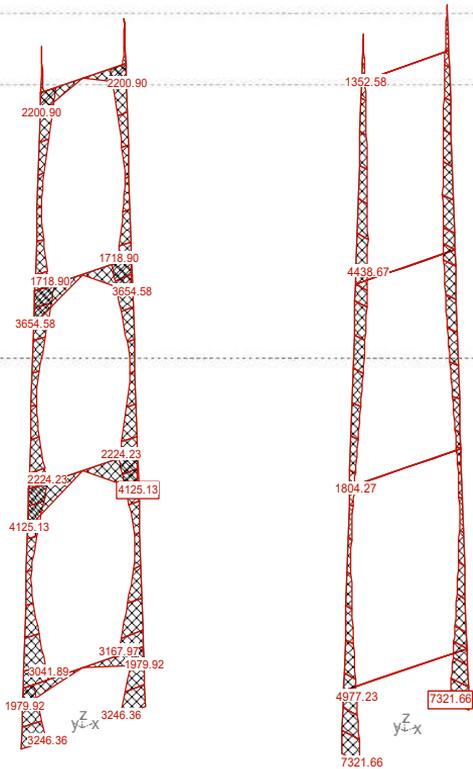


*Push over longitudinal*



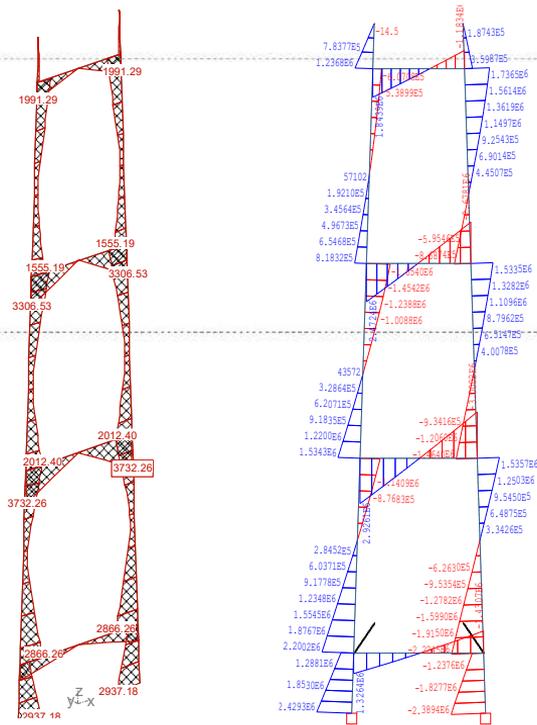
Push over transversal

# Puente estrecho Messina. Estrategia sísmica

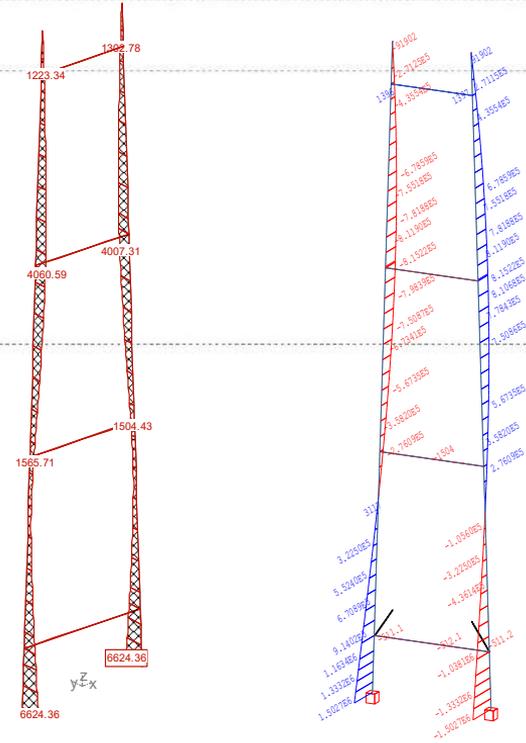


*SILS Momentos flectores transversales y longitudinales*

# Puente estrecho Messina. Estrategia sísmica

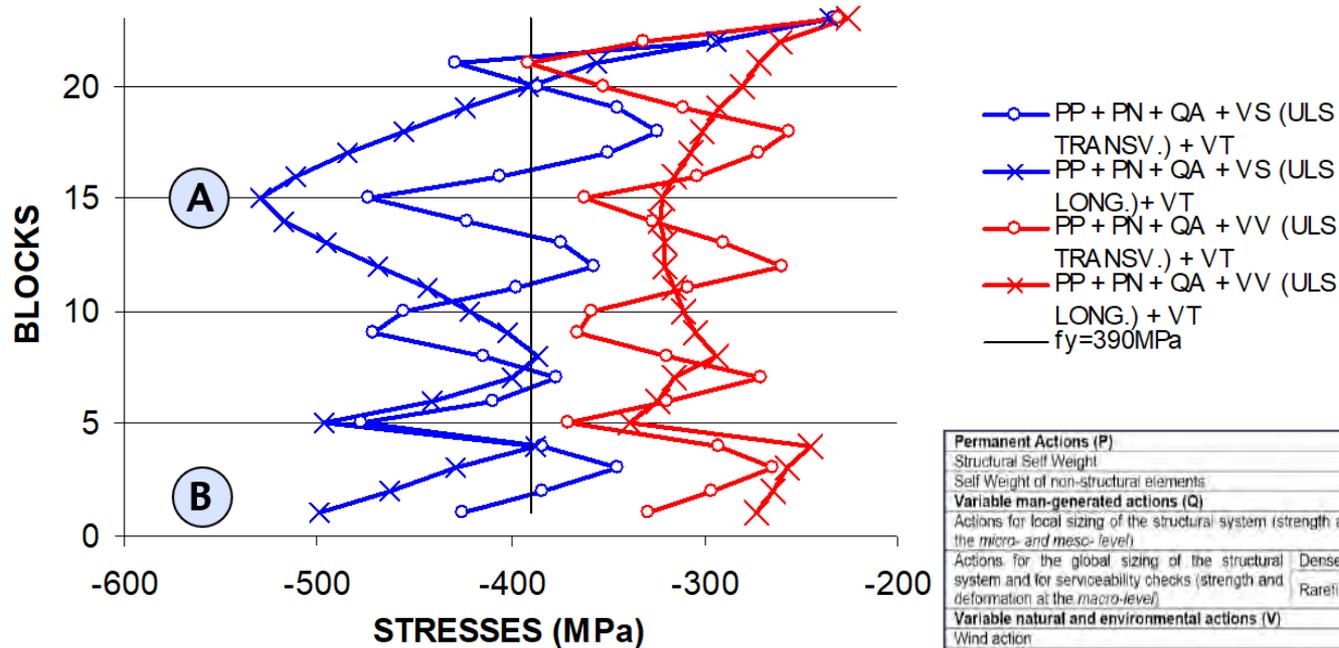


Momentos flectores longitudinales. Comparación viento y sismo



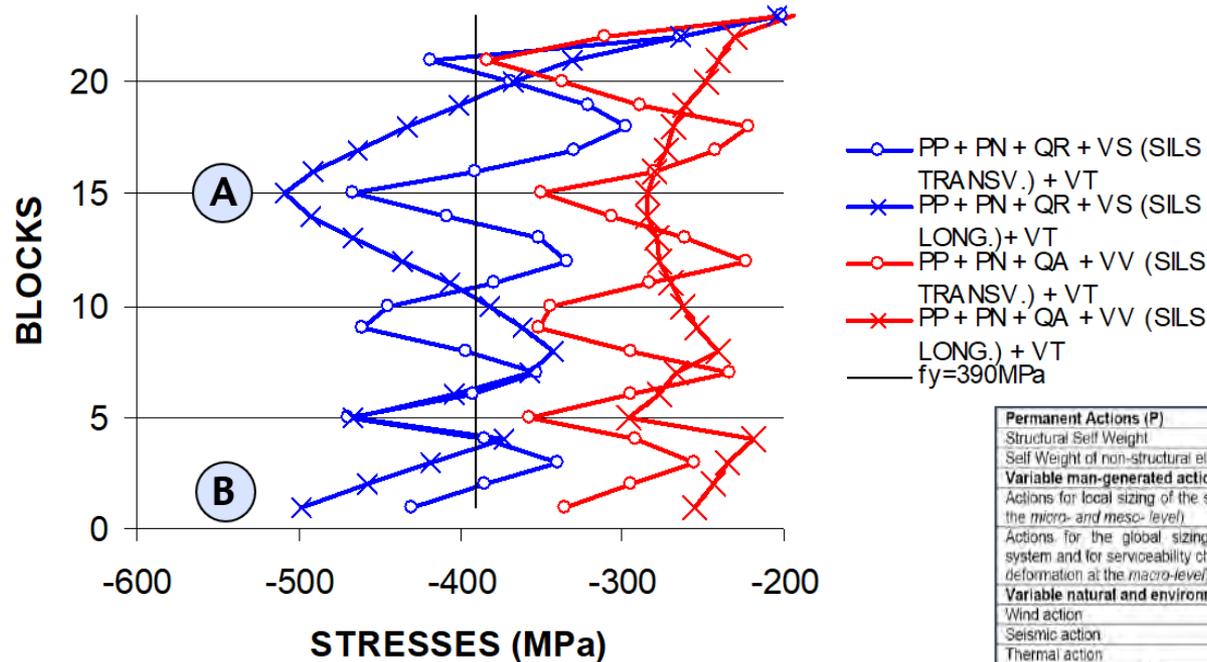
Momentos flectores transversales. Comparación viento y sismo

## MAXIMUM STRESSES IN PYLONS (ULS)



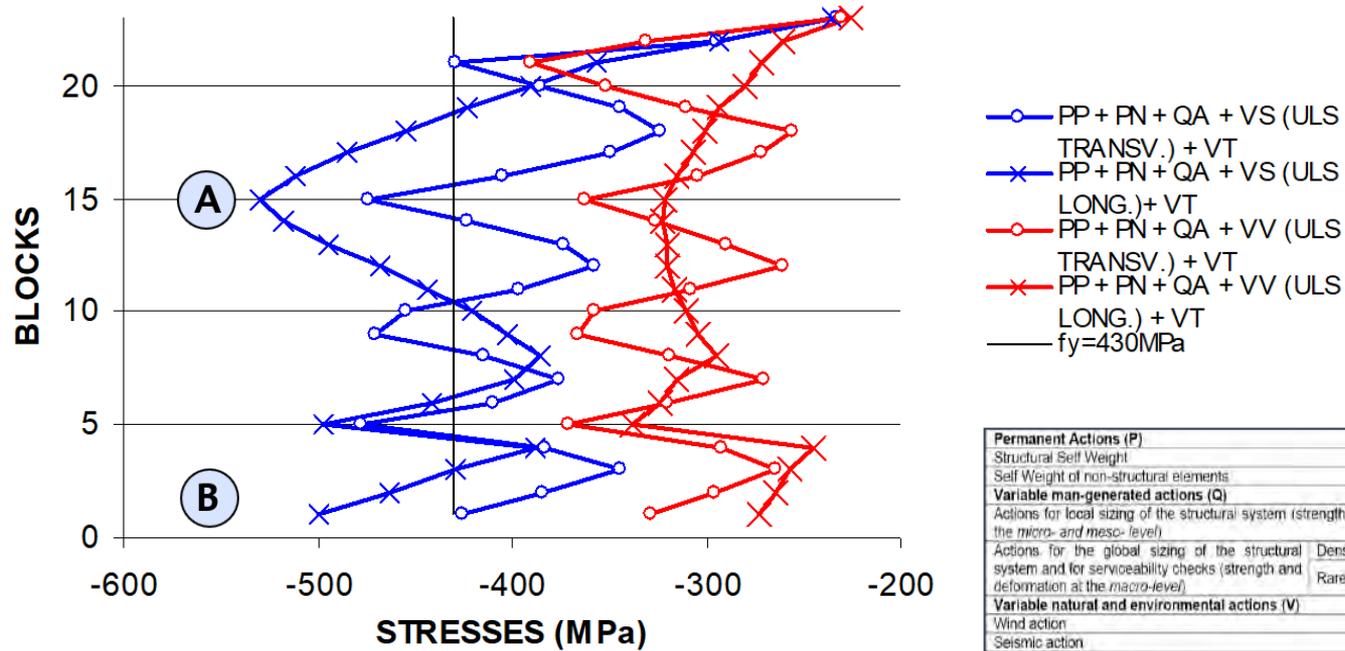
Permanent Actions (P)		
Structural Self Weight		PP
Self Weight of non-structural elements		PN
Variable man-generated actions (Q)		
Actions for local sizing of the structural system (strength and deformation at the <i>micro- and meso-level</i> )		
		QL
Actions for the global sizing of the structural system and for serviceability checks (strength and deformation at the <i>macro-level</i> )		
	Dense variable load	QA
	Rarefied variable load	QR
Variable natural and environmental actions (V)		
Wind action		VV
Seismic action		VS
Thermal action		VT
Accidental actions (A)		

## MAXIMUM STRESSES IN PYLONS (SILS)



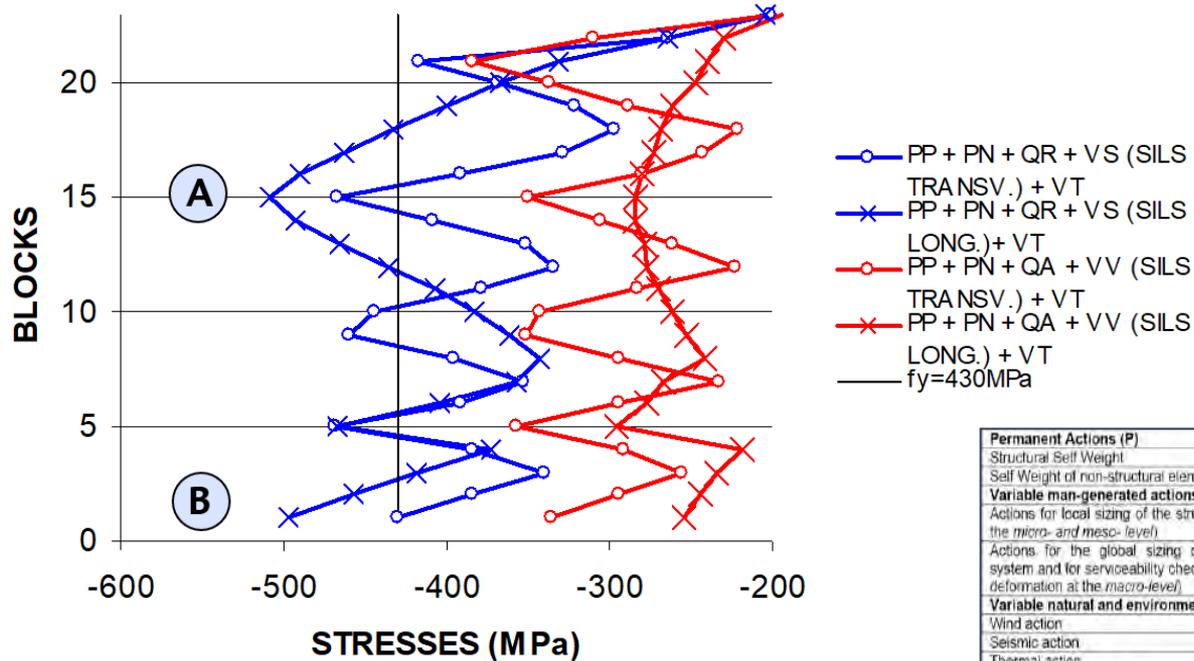
Permanent Actions (P)	
Structural Self Weight	PP
Self Weight of non-structural elements	PN
Variable man-generated actions (Q)	
Actions for local sizing of the structural system (strength and deformation at the <i>micro- and meso-level</i> )	
	QL
Actions for the global sizing of the structural system and for serviceability checks (strength and deformation at the <i>macro-level</i> )	
Dense variable load	QA
Rarefied variable load	QR
Variable natural and environmental actions (V)	
Wind action	VV
Seismic action	VS
Thermal action	VT
Accidental actions (A)	

## MAXIMUM STRESSES IN PYLONS (ULS)



Permanent Actions (P)	
Structural Self Weight	PP
Self Weight of non-structural elements	PN
Variable man-generated actions (Q)	
Actions for local sizing of the structural system (strength and deformation at the <i>micro- and meso-level</i> )	
	QL
Actions for the global sizing of the structural system and for serviceability checks (strength and deformation at the <i>macro-level</i> )	
Dense variable load	QA
Rarefied variable load	QR
Variable natural and environmental actions (V)	
Wind action	VV
Seismic action	VS
Thermal action	VT
Accidental actions (A)	

## MAXIMUM STRESSES IN PYLONS (SILS)



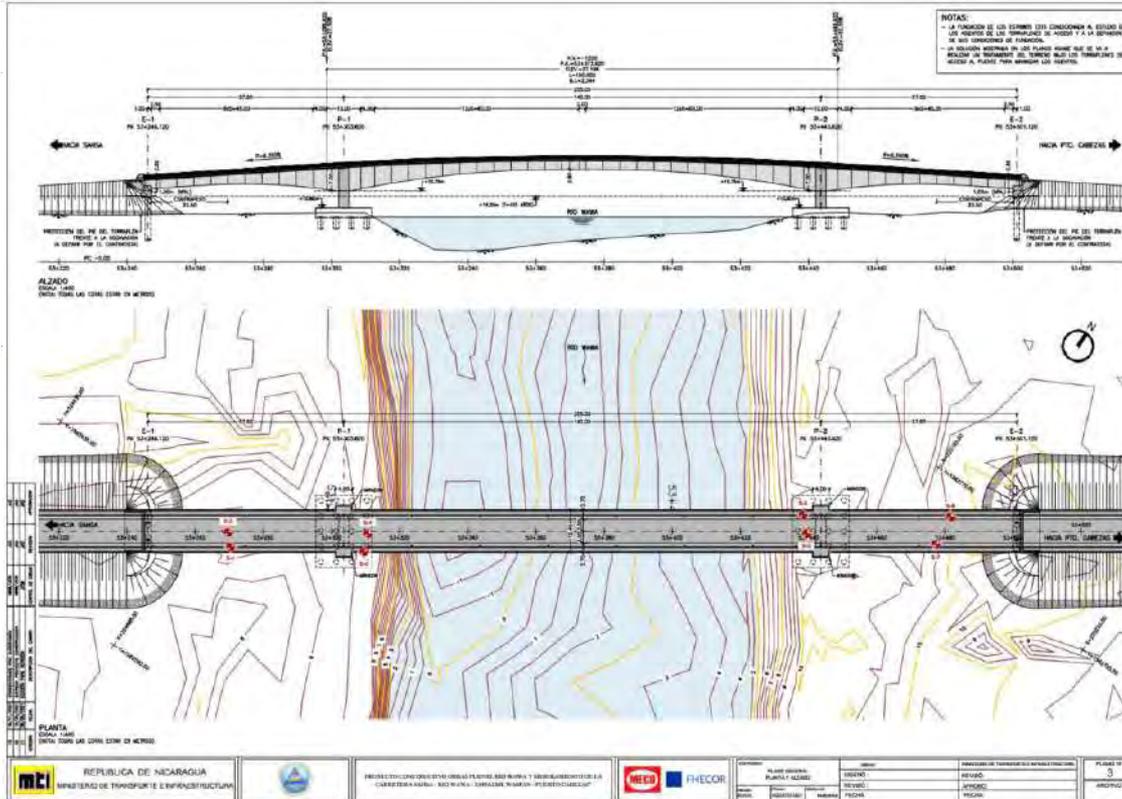
Permanent Actions (P)	
Structural Self Weight	PP
Self Weight of non-structural elements	PN
Variable man-generated actions (Q)	
Actions for local sizing of the structural system (strength and deformation at the <i>micro- and meso-level</i> )	
QL	QL
Actions for the global sizing of the structural system and for serviceability checks (strength and deformation at the <i>macro-level</i> )	
Dense variable load	QA
Rarefied variable load	QR
Variable natural and environmental actions (V)	
Wind action	VV
Seismic action	VS
Thermal action	VT
Accidental actions (A)	

## **Puentes de grandes luces y/o tipologías especiales diseñados con AASHTO**

# Puente sobre el río Wawa (Nicaragua). Descripción puente



# Puente sobre el río Wawa (Nicaragua). Descripción puente



- Longitud total = 255 m.
- Vano principal = 140 m.
- Vanos laterales = 57.5 m.
- Tablero: sección cajón postesada de 12.4 m de anchura y canto variable entre 2.8 y 7.0 m.
- Conexión monolítica entre el tablero y las pilas.
- Cimentaciones profundas con 20 pilotes de 1.50 m de diámetro y 20 metros de longitud.
- Vanos laterales con contrapesos en el interior del cajón para evitar levantamiento de apoyos en estribos.

## Normativa de aplicación

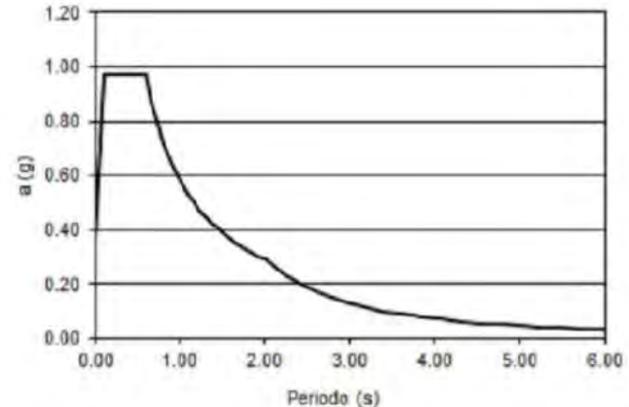
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6Ed, 2012.
- AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, 2Ed, 2011, Interim 2015.
- Reglamento Nacional de la Construcción, RNC-07, del Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua (MTI), Marzo 2017.

## Definición de la acción sísmica según RNC-07

- Periodo de retorno 500 años.
- Zona sísmica A.
- Suelo tipo III.
- Clasificación estructura: Grupo A.

## Socavación

- Socavación esperada de hasta 7 metros.



- Se descartó la utilización de dispositivos aisladores o disipadores de energía.
- El cálculo de la estructura se basó en la determinación de esfuerzos (*force-based approach*) mediante cálculo modal espectral. En el cálculo de esfuerzos se asumieron rigideces fisuradas en las pilas y pilotes (reducción 50%).
- Para el diseño de las pilas en situación sísmica se consideró un factor de reducción por ductilidad  $Q=1.50$ . Para el diseño de las cimentaciones no se consideró reducción de esfuerzos por ductilidad ( $Q=1.00$ ).
- El cálculo sísmico se realizó para un doble escenario: 1) sin socavación y 2) sismo concomitante con 50% de la socavación máxima.

## **Conexión monolítica entre el tablero y las dos pilas**

- A pesar de tratarse de pilas de poca altura, se decidió adoptar esta decisión debido a que las cimentaciones del puente son flexibles (terreno muy blando en los estratos superiores) y no penalizan el diseño frente a las deformaciones lentas (temperatura y deformaciones reológicas).
- En los estribos, el tablero apoya a través de apoyos de neopreno zunchado y se disponen topes transversales.

## **Estudios de sensibilidad de la rigidez de las cimentaciones**

- Debido al papel tan relevante que juega la rigidez de las cimentaciones en el comportamiento sísmico del puente, se decidió realizar un estudio de sensibilidad de la rigidez de la cimentación adoptando diversas hipótesis: 1) rigideces brutas de los pilotes y coeficientes de balasto estáticos, 2) rigideces fisuradas de los pilotes y coeficientes de balasto estáticos, 3) rigideces fisuradas de los pilotes y coeficientes de balasto amplificadas (multiplicados por tres).

# Nuevo Puente río Virilla en RN32. Descripción puente



FHECOR

UNOPS  
Operational excellence for results that matter

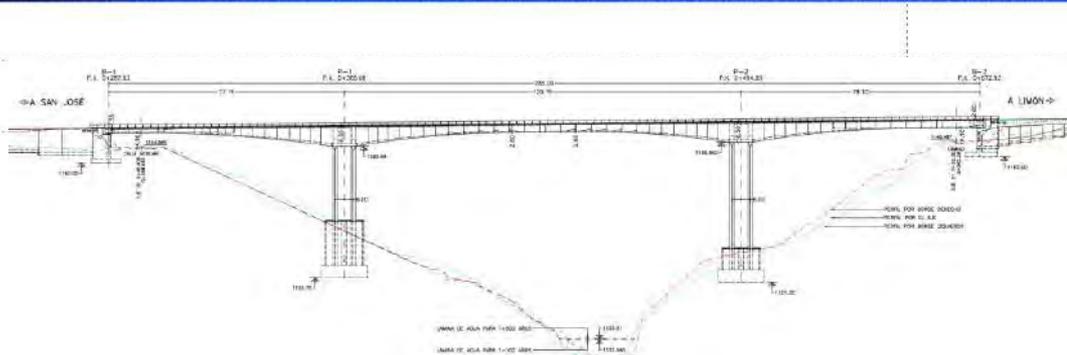
mopt

conavi

GRUPO  
PUENTES

MECO

# Nuevo Puente río Virilla en RN32. Descripción puente



- Longitud total = 285 m
- Luces = 77.15 + 129.75 + 78.1 m
- Anchura = 14.3 m
- Tablero de hormigón postesado continuo
- Sección transversal tipo cajón de canto variable
- Canto cajón: 2.60 m – 6.50 m
- Anchura cajón: 6.80 m
- Esbeltez cajón ( $c/L$ ) =  $1/20 - 1/50$
- Altura de pilas aproximada de 40 m
- Pilas formadas por dos fustes de forma rectangular de dimensiones 8,1 x 1,5 m, con una separación entre ejes de 6,0 m
- Cimentaciones directas
- Pozos de acceso al arranque de las pilas, que permiten su libre deformación y su inspección y reparación en caso de sismo.

- El nuevo puente se debía situar al oeste del existente, para facilitar las transiciones viales con las calzadas actuales y la ampliación prevista en el norte.
- La distancia entre bordes de tableros se estableció en 5,50 m, para evitar interferencias entre las cimentaciones del nuevo puente, y de las del puente existente una vez reforzado.
- Se planteó un ancho de tablero de 14,30 m para poder albergar tres carriles de 3,60 m (compatible con la futura ampliación de la RN32), arcenes de 0,50 m y una acera de 1,50 m, más los espacios para los pretilos.
- Dificultad de acceso a las cimentaciones.
- Inestabilidad de las laderas.
- Elevado grado de sismicidad de la zona.
- Requisitos del cliente que no permitían el empleo de dispositivos de disipación de energía sísmica mediante amortiguadores o aparatos de apoyo especiales

# Nuevo Puente río Virilla en RN32. Condicionantes de diseño

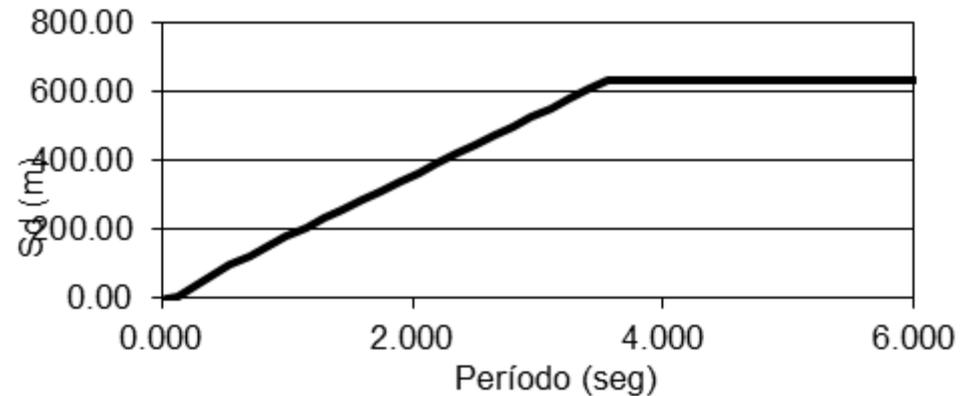
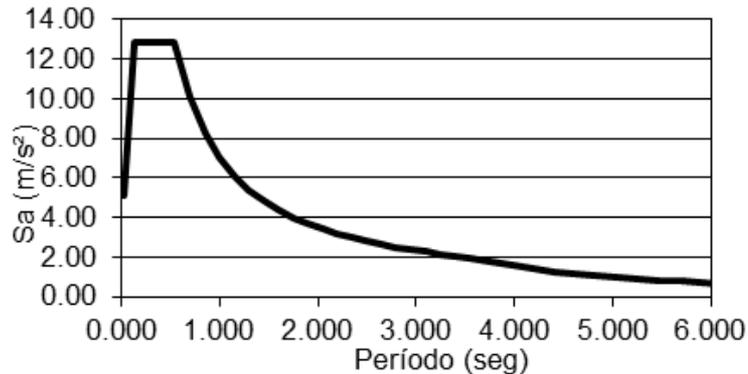


# Nuevo Puente río Virilla en RN32. Normativa de aplicación

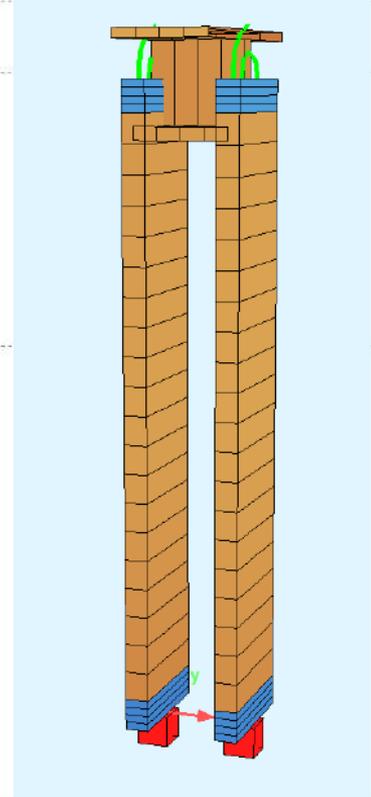
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

- El aspecto más relevante del proyecto del puente ha sido el proyecto sísmico de las pilas, condicionado, como se ha dicho, por el requisito impuesto por la administración de no emplear dispositivos que permitieran disipar parte de la energía asociada al sismo.
- El dimensionamiento de las pilas frente a la acción del sismo se ha realizado siguiendo criterios del proyecto por capacidad, de forma que se asegure ante la acción sísmica un comportamiento dúctil a través de la formación de rótulas plásticas en zonas previamente seleccionadas y accesibles.
- La formación de rótulas implica asumir daños reparables en estas zonas como consecuencia del sismo de cálculo. La ductilidad necesaria en estas zonas se consigue gracias al confinamiento del hormigón.
- El cálculo de las pilas según los criterios del proyecto por capacidad implica que las cimentaciones deben ser protegidas frente a la acción del sismo, es decir, que sean capaces de resistir esfuerzos netamente superiores a los que agotarían las secciones de arranque de pilas.
- Para el cálculo de las pilas se han seguido tanto las prescripciones de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications como de la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.
- Se ha fijado una categoría de diseño sísmico D, según el apartado 4.2 de la Guía AASHTO.
- Se ha seguido el procedimiento denominado 2 para la estimación de la demanda sísmica en la misma publicación.
- La demanda de desplazamientos se ha estimado a partir del espectro elástico de cálculo definido en términos de aceleración, dividiendo las aceleraciones por el cuadrado del periodo por  $\pi$  en cada punto.

- El aspecto más relevante del proyecto del puente ha sido el proyecto sísmico de las pilas, condicionado, como se ha dicho, por el requisito impuesto por la administración de no emplear dispositivos que permitieran disipar parte de la energía asociada al sismo.
- La demanda de desplazamientos se ha estimado a partir del espectro elástico de cálculo definido en términos de aceleración, dividiendo las aceleraciones por el cuadrado del periodo por  $\pi$  en cada punto.

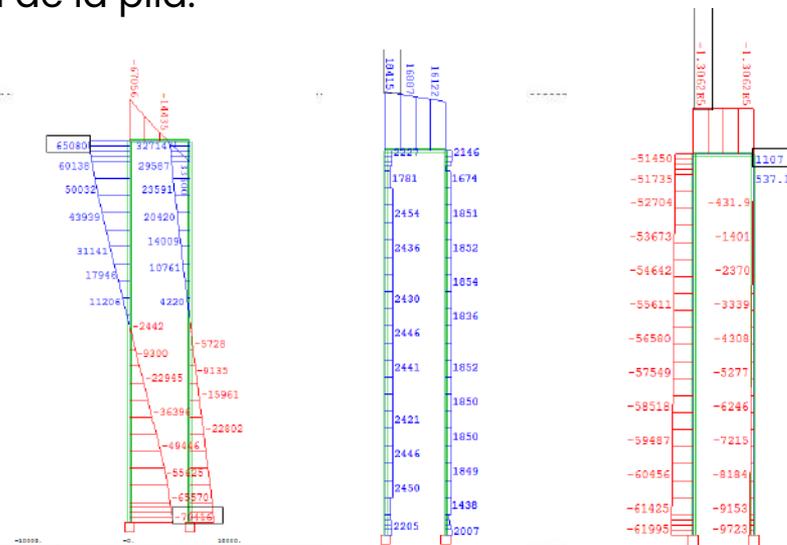
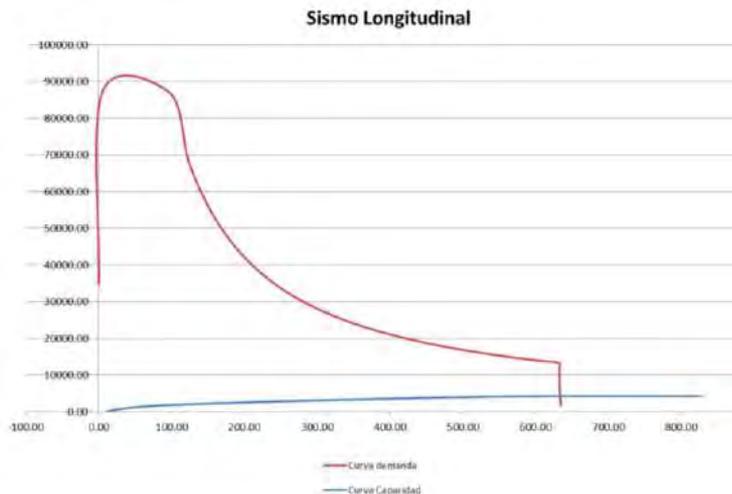


- Se han supuesto unas propiedades de los materiales nominales de acuerdo con la Guía del AASHTO. Así para el hormigón se ha tomado una resistencia a compresión igual a 1,3 veces la característica, y para el acero se ha tomado un límite elástico de 468 MPa y una deformación asociada al límite elástico de 0,0023.
- En las zonas donde se prevea la formación de rótulas se ha dispuesto una cuantía de armadura de confinamiento definida según el apartado 5.10.11.4.1.d de AASHTO, y se han tenido en cuenta las propiedades del material confinado según la formulación desarrollada por Mander y Priestley, tomándose una resistencia del hormigón de 59 MPa y una deformación última del 8 por mil. Con estas hipótesis se han analizado los fustes mediante el método del empuje incremental.
- Este método se basa en efectuar un cálculo no lineal mecánico y geométrico del fuste sometido a los axiles pésimos concomitantes con la acción accidental de sismo, y junto con una serie de fuerzas horizontales crecientes que representan el efecto de la componente horizontal de la acción sísmica. A partir de la aplicación de estas cargas crecientes se ha construido una curva carga- desplazamiento o  $P-\delta$  para el elemento analizado. En este análisis se tienen en cuenta las ecuaciones constitutivas de los materiales, en función de que estén o no confinados, de acuerdo con los valores definidos en la AASHTO, como se ha indicado.

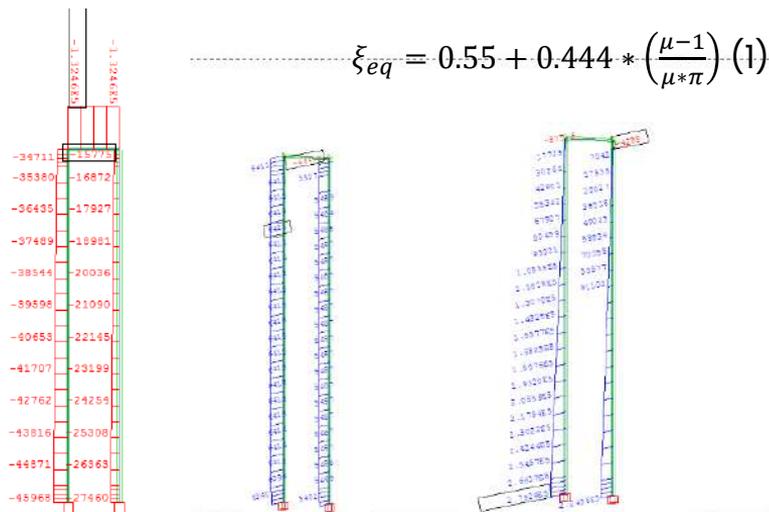


# Nuevo Puente río Virilla en RN32. Estrategia antisísmica

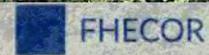
- El análisis realizado ha tenido en cuenta los efectos de segundo orden a través de un modelo del fuste de la pila que considera la no linealidad geométrica (incremento de la flexión debida a la deformada del soporte) y la no linealidad mecánica (cambio de rigidez de los diferentes elementos en función del nivel de solicitaciones al que se encuentren sometidos).
- En el análisis se ha considerado una cuantía de armadura longitudinal en las pilas del orden del 1% de la sección de hormigón, en toda la altura de la pila.



- Las longitudes de las trepas inicial y final se han adaptado a las longitudes mínimas de la rótula plástica, y se han adaptado los armados para evitar tener solapes de armadura en las zonas de rótulas, lo que obliga a modificar los detalles tradicionales de arranque de la armadura vertical.
- Para el análisis del sismo transversal se ha considerado, además de las hipótesis definidas en el apartado previo, un incremento del amortiguamiento asociado a la formación de una rótula en la base de la pila.
- Para ello se ha estimado la ductilidad debida al sismo considerando un amortiguamiento del 5 %. El valor estimado es de 1,54, para el que se tiene un amortiguamiento del 10% siguiendo la formulación de Priestley.



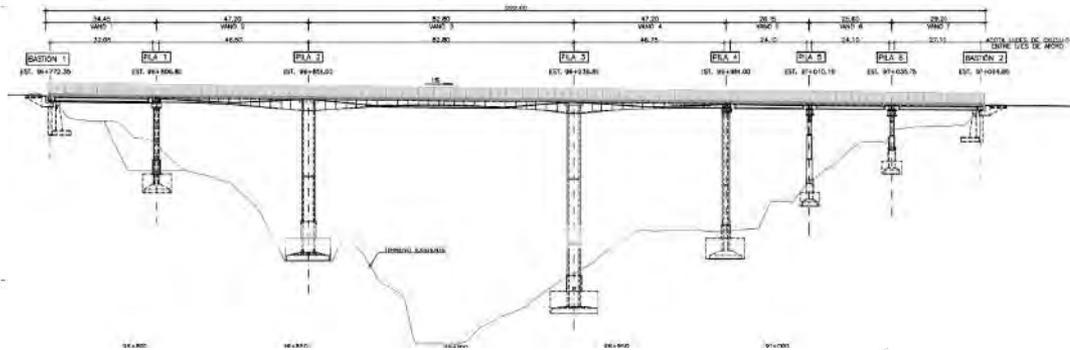
# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Descripción de la estructura



Operational excellence for results that matter



# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Descripción de la estructura



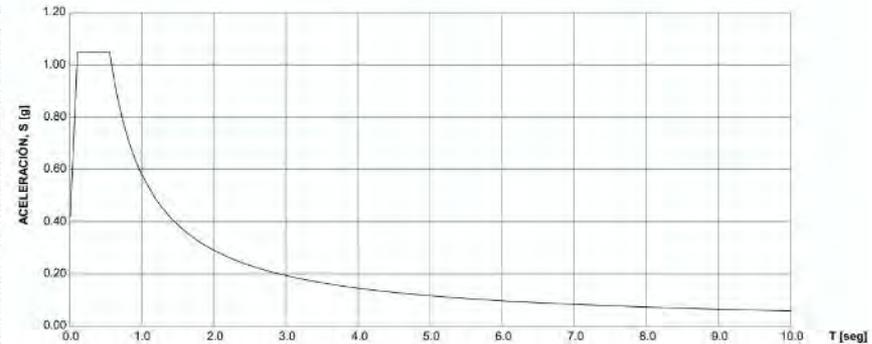
- Rigidez de la subestructura muy irregular debido a las alturas y tipologías variables de los pilares.
- Cimentación superficial para todos los soportes.
- Tipo de suelo (S2): Suelo muy denso o roca blanda con  $v_{s30}$  entre 360 y 760 m/s.

- El puente fue construido durante los años 70.
- Longitud total: 286 m.
- Dividido en 7 vanos (31,0 + 47,2 + 82,8 + 47,2 + 26,1 + 25,6 + 25,7 m).
- Ancho del tablero: 10,90 m, que se ampliará hasta 13,90 m.
- Tramos de acceso (tramos n.º 1, n.º 5, n.º 6 y n.º 7). Vigas de hormigón pretensado en doble T con losa superior de hormigón.
- Puente principal (tramos del 2 al 4). Viga cajón de hormigón postesado construida mediante el método de voladizo equilibrado. Longitud máxima del tramo de 82,8 m.
- La estructura era vulnerable a las cargas sísmicas, ya que en el diseño original no se tuvieron en cuenta las consideraciones sísmicas. Era esencial mejorar la estructura para cumplir con las normas nacionales actuales de diseño sísmico.

## Hipótesis de Diseño Sísmico

- La estructura debía diseñarse de acuerdo con la norma AASHTO LRFD y los Lineamientos de Diseño Sismoresistente de Costa Rica.
- Puente clasificado como puente esencial. La estructura debía ser capaz de resistir fuerzas sísmicas con daños limitados y capaz de recuperar las funciones del puente tras reparaciones menores.
- Riesgo sísmico con un período de retorno de 1033 años (probabilidad del siete por ciento de superación en 75 años).
- Se llevó a cabo un estudio específico del riesgo sísmico para determinar la aceleración del suelo. Se obtuvo un valor de 0,42 g para la aceleración del suelo.

*Espectro de diseño elástico*

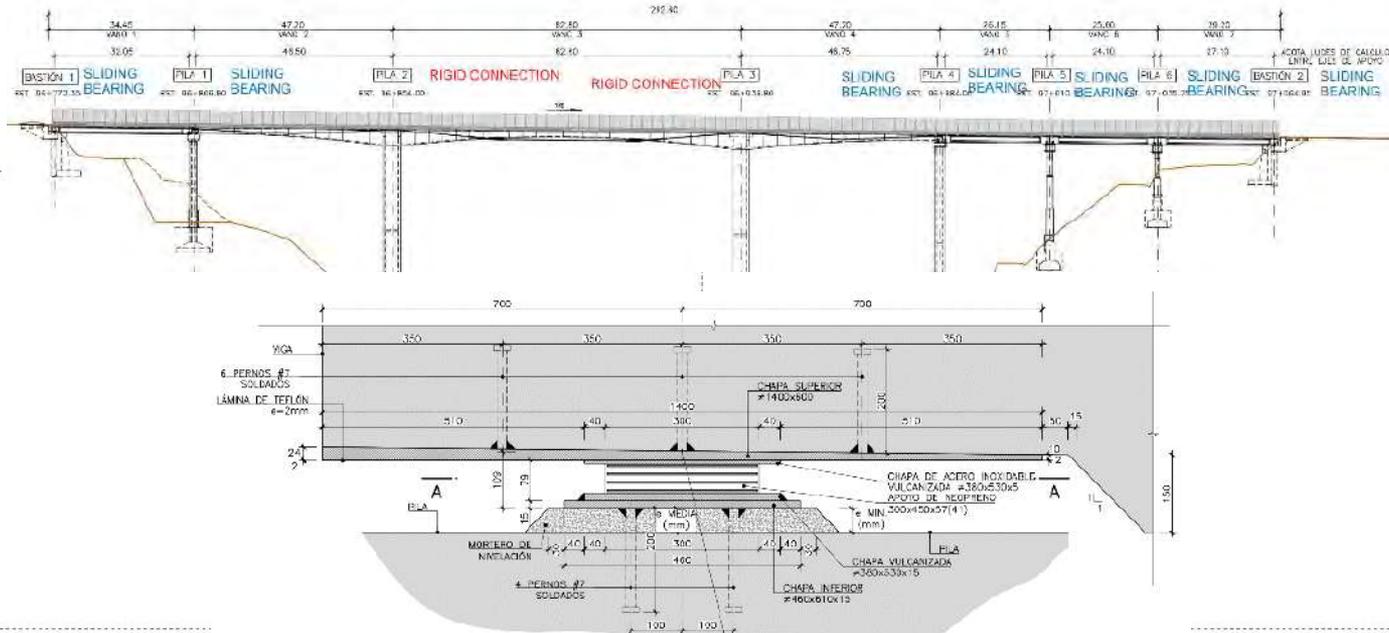


## Estrategia sísmica

- La estrategia sísmica implica una estrategia global para todo el viaducto.
- Estandarizar el comportamiento del tablero frente a la expansión horizontal. Se suprimieron las juntas de dilatación en los apoyos interiores y las situadas sobre los estribos se sustituyeron por otras con mayor capacidad de movimiento para absorber los desplazamientos sísmicos.
- Criterios de diseño:
  - Cimentaciones. Rango elástico
  - Tablero. Rango elástico
  - Apoyos. Rango elástico
  - Pilas. Modificar el rango elástico con un factor de modificación de respuesta de  $R=2.00$ .

# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Estrategia sísmica

**Dirección longitudinal.** El uso de apoyos deslizantes de neopreno sobre los estribos y pilas n.º 1, n.º 4, n.º 5 y n.º 6 libera dichos soportes de las fuerzas sísmicas longitudinales. De este modo, las fuerzas sísmicas longitudinales del tablero son resistidas por los pilares n.º 2 y n.º 3.



# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Estrategia sísmica



# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Estrategia sísmica

**Dirección transversal.** Las fuerzas sísmicas son resistidas por todos los soportes, ya sea a través de su conexión directa con el tablero (pilares 2 y 3) o mediante la instalación de topes transversales en las pilas y estribos restantes.



# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Estrategia sísmica



# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Cimentaciones y pilas

Se reforzaron las secciones inferiores de los alzados de pilas, así como las zapatas. Las pilas se reforzaron con un anillo de hormigón alrededor de los fustes existentes para aumentar el confinamiento y mejorar la ductilidad en las secciones inferiores de las pilas. La intervención en las cimentaciones consistió en el recrecido de nuevas zapatas continuas sobre las existentes y su conexión mediante cables pretensados para garantizar la transferencia de cargas entre todos los elementos.



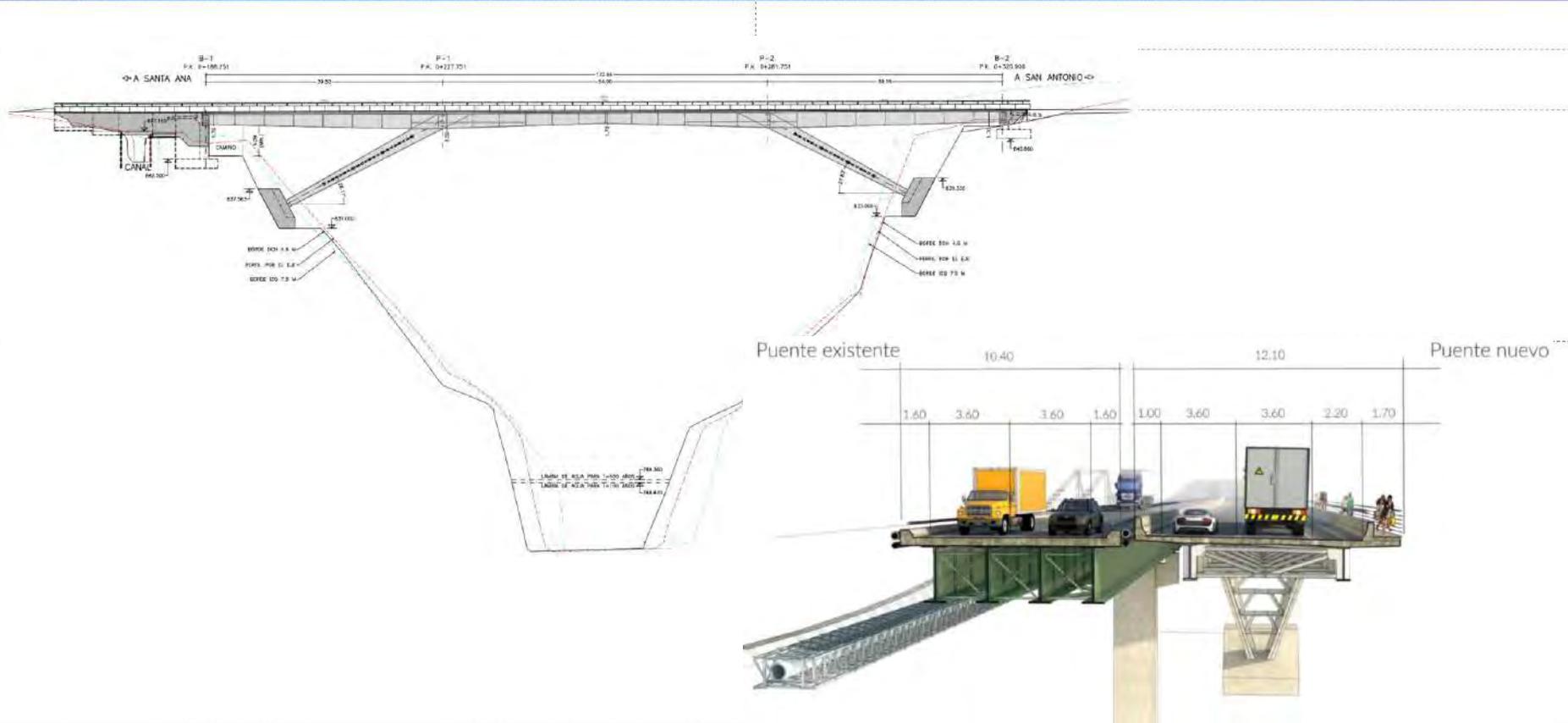
# Rehabilitación y adecuación sísmica del puente sobre el río Virilla en la RN32. Cimentaciones y pilas



# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Descripción puente



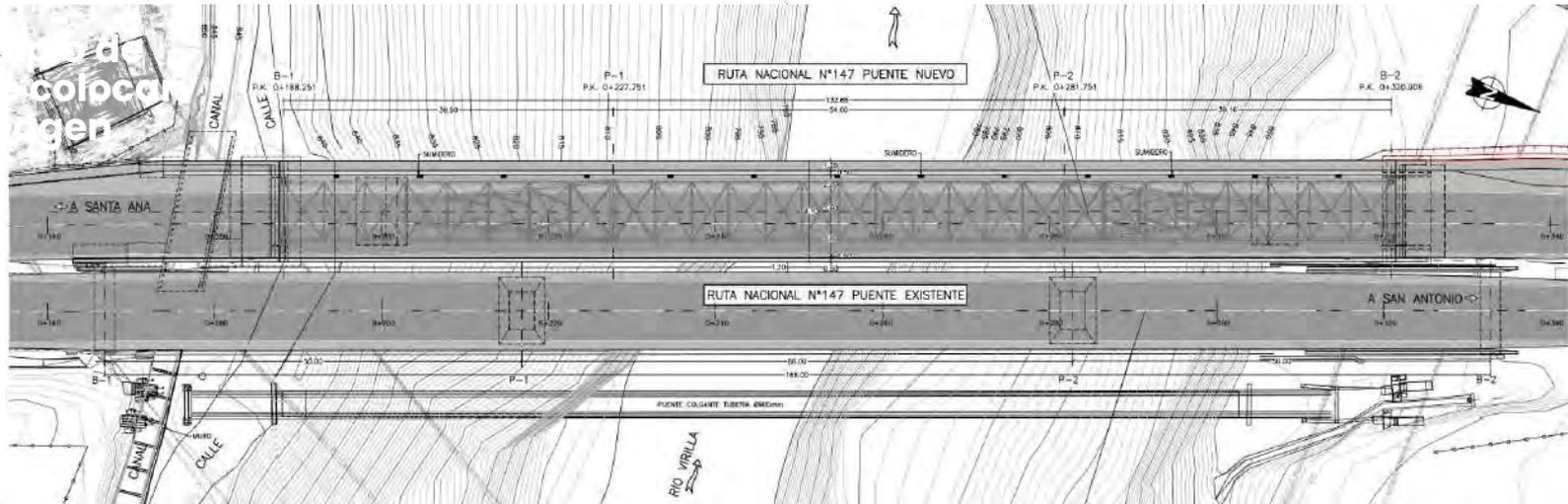
# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Descripción puente



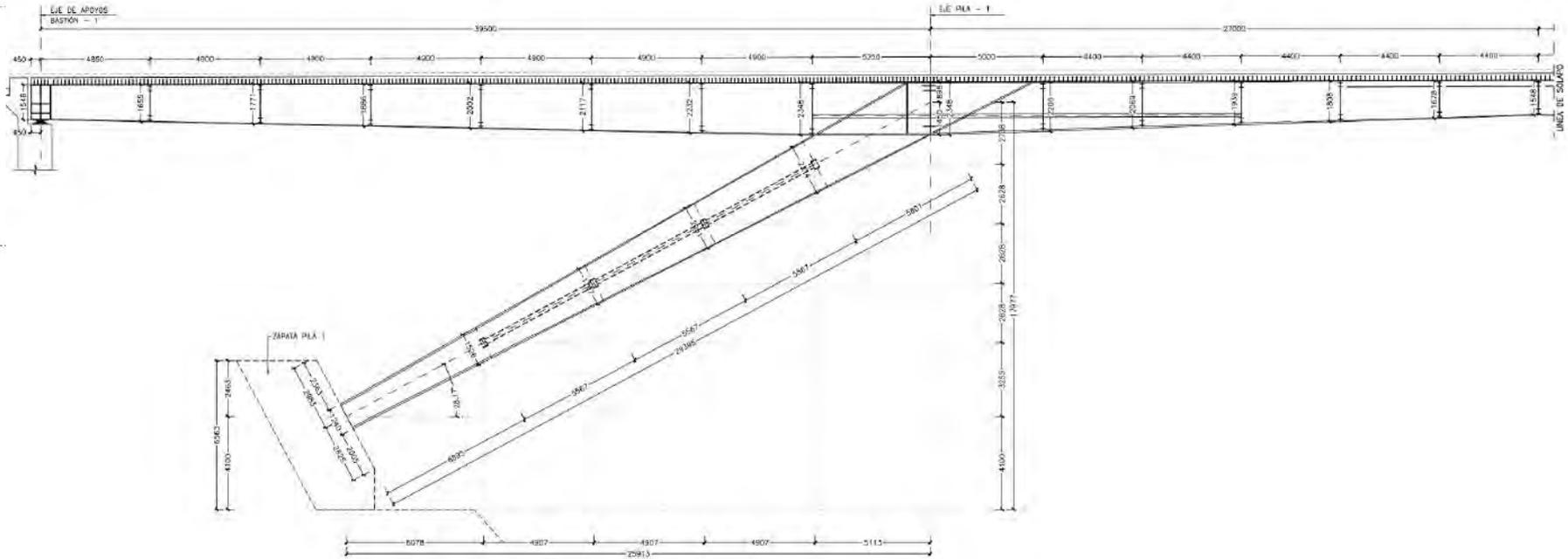
# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Descripción puente

- Longitud total = 132.66 m
- Luces = 39.50 + 54.00 + 39.50 m
- Anchura = 12.1 m
- Tablero mixto bijácena
- Canto tablero: 1.70 m – 2.50 m
- Esbeltez tablero (c/L) = 1/22 – 1/32

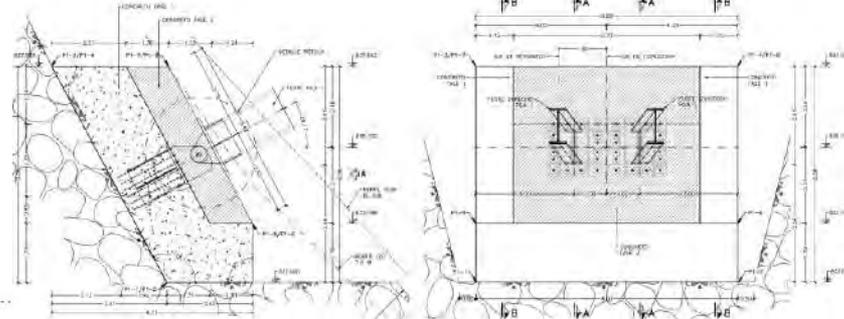
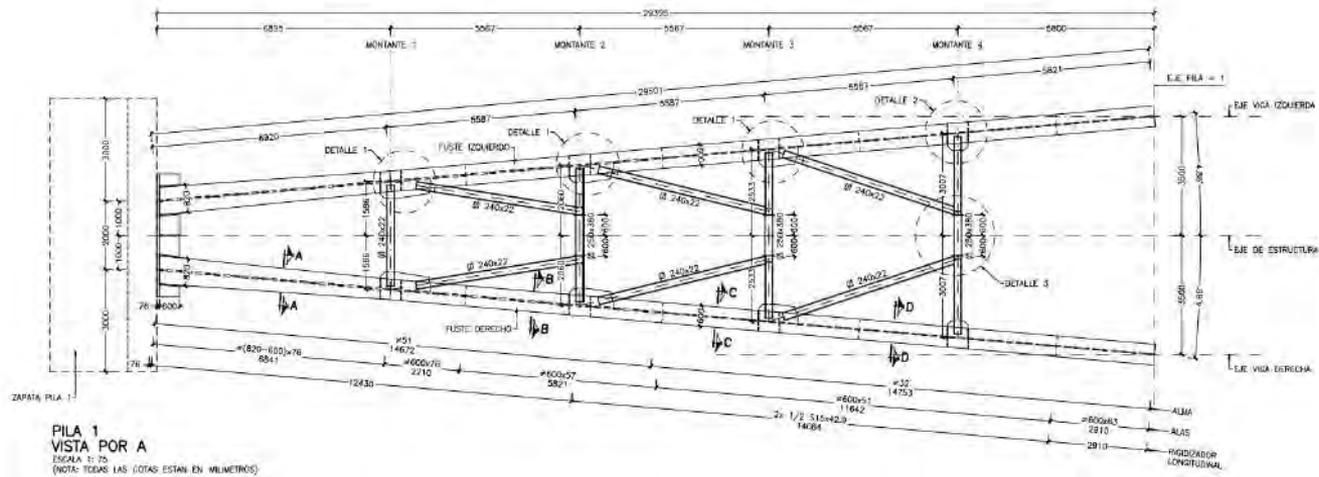
- Profundidad cauce de 70 m aproximadamente
- Pilas formadas por dos fustes, con una separación entre ejes entre 2.0m y 7.0 m
- Cimentaciones directas



# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Descripción puente

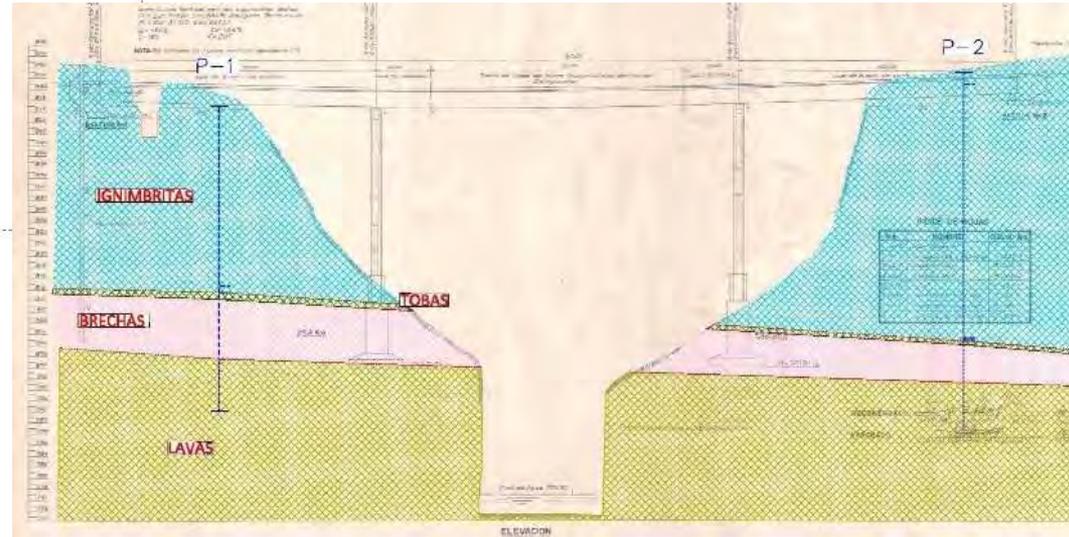


# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Descripción puente



- El nuevo puente se debía situar aguas abajo del existente, por la presencia de numerosos servicios afectados (líneas de alta y media tensión, telecomunicaciones, conducciones de agua, canal de aprovechamiento hidroeléctrico).
- La distancia entre bordes de tableros se estableció en 1,25 m, para no afectar a la línea de alta tensión próxima al estribo sur, ni a las cimentaciones del puente existente.
- Se planteó un ancho de tablero de 12,10 m para poder albergar tres carriles de 3,60 m, arcenes de 0,50 m y una acera de 1,50 m, más los espacios para los pretilos.
- Dificultad de acceso a las cimentaciones.
- Fuerte pendiente de las laderas.
- Elevado grado de sismicidad de la zona.
- Requisitos del cliente que no permitían el empleo de dispositivos de disipación de energía sísmica mediante amortiguadores o aparatos de apoyo especiales y soluciones que no implicasen mantenimiento futuro en la medida de lo posible.

# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Condicionantes de diseño



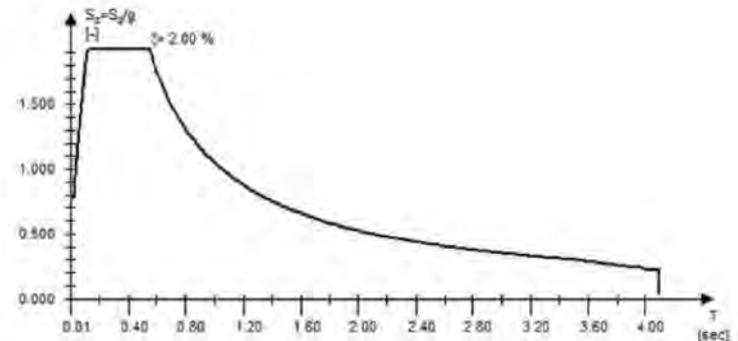
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

## ACCIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO

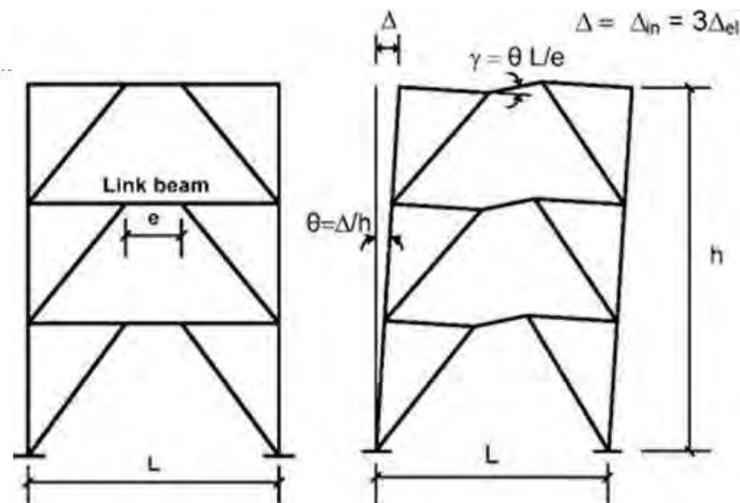
### ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO

- PERIODO DE RETORNO	1033 AÑOS
- ZONA SÍSMICA	III
- SITIO DE CIMENTACIÓN	S2
- ACELERACIÓN PICO ESTUDIO AMENAZA SÍSMICA	0.545g
- APE ESTUDIO AMENAZA SÍSMICA	0.436g
- COEF. SÍSMICO PERIODO CORTO	CA= 0.436
- COEF. SÍSMICO PERIODO LARGO	CV= 0.595
- FACTOR DE IMPORTANCIA	I = 1.25 (PUENTE CRÍTICO)
- ZONA DE DESEMPEÑO SÍSMICO	ZONA 3
- CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO	D
- PERIODO EN EL QUE SA IGUALA A APE	TD = 0.010 SEG
- PERIODO DE CONTROL EN EL ESPECTRO TA	TA = 0.125 SEG
- PERIODO DE CONTROL EN EL ESPECTRO TS	TS = 0.585 SEG

REPRESENTACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN AMORTIGUAMIENTO DEL 2%



- El puente es muy rígido en ambas direcciones por su propia configuración, y en la dirección transversal la rigidez se incrementó en la fase de proyecto de detalle al aproximar los arranques de los elementos de las pilas para reducir las excavaciones y dimensiones de las cimentaciones.
- En la dirección longitudinal, los esfuerzos del sismo se transmiten a la cimentación por un mecanismo de axil y flexión global en las pilas. En los estribos se dispusieron apoyos libres en la dirección longitudinal.
- Un aspecto poco convencional del proyecto es la estrategia antisísmica adoptada para la dirección transversal.
- Se basa en la disipación de energía por la eventual formación de rótulas plásticas en las pilas. El sistema propuesto consiste en el diseño de Pórticos con Arriostramiento Excéntricos (*Eccentrically Braced Frames, EBF*).
- Geométricamente, los EBF son pórticos en los que uno de los extremos de los arriostramientos diagonales interseca con el montante con una cierta excentricidad respecto de la diagonal adyacente, creándose una zona entre estos dos nudos en la que se puede formar una rótula plástica, bien por un mecanismo de flexión o bien de cortante, en función de las dimensiones del elemento y rigidez relativa respecto a los elementos adyacentes, disipando así energía a través de la rótula.



Existen diferentes tipos de EBF en función de la posición de las rótulas, pero en todos los casos deben cumplir los siguientes requisitos:

- Las rótulas solo pueden estar formadas por vigas doble T o tubos armados
- Limitación de la capacidad de giro de la sección en función de la longitud de la rótula ( $e$ ) y de su capacidad plástica a flexión y cortante.

-Si  $e <= 1.6 \cdot M_p / V_p \rightarrow \alpha <= 0.08 \text{ rad}$

-Si  $e >= 2.6 \cdot M_p / V_p \rightarrow \alpha <= 0.02 \text{ rad}$

- La sección de la rótula debe cumplir la siguiente relación de inercias entre sus dos ejes principales,  $I_y > 0,67 \cdot I_x$

- La ductilidad del sistema se obtiene como la relación entre el cortante solicitante elástico y el cortante máximo esperable. El cortante máximo esperable es el cortante máximo posible que puede transmitir la rótula para conseguir el giro a deseado, y que para secciones armadas con sección cajón vale:

$$V_{\text{esperable}} = R_y \cdot V_n \cdot 1.40$$

Siendo  $R_y$  la relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico de cálculo, y  $V_n$  la capacidad a cortante de la sección, limitada por la capacidad a cortante y a flexión de la rótula según las expresiones siguientes:

$$V_n = V_p = 0.60 \cdot f_y \cdot A_l w$$

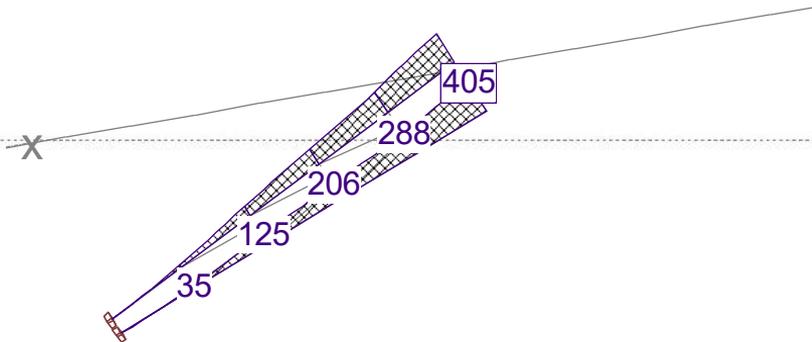
$$V_n = 2M_p / e$$



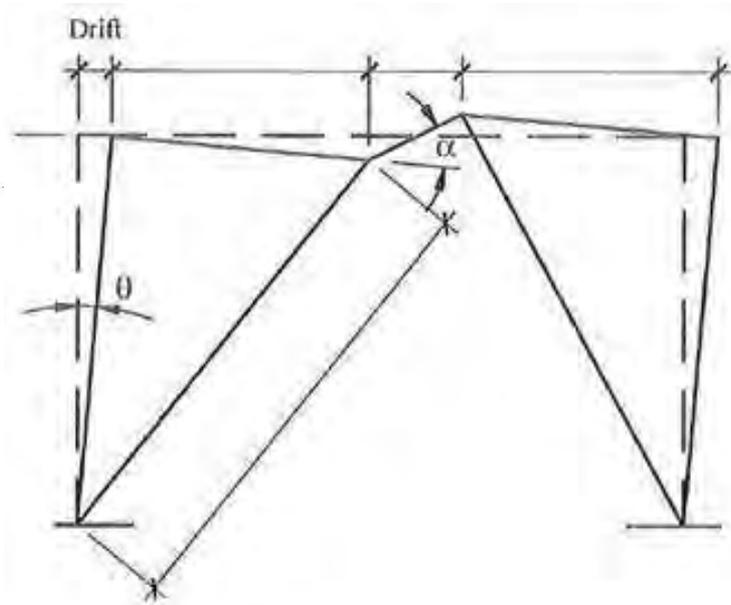
Formación de rótula en un EBF según ensayos de Mansour

# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Estrategia antisísmica

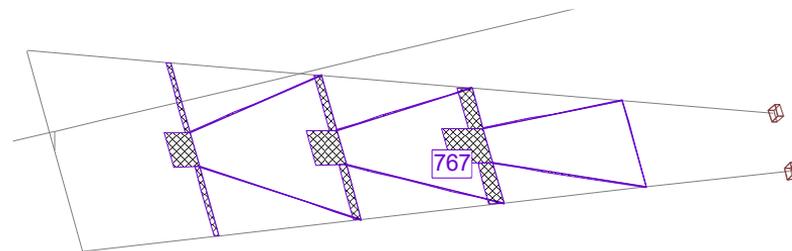
En primer lugar, se han estimado las deformaciones en las pilas debidas al sismo transversal, con el fin de obtener los giros en las patas ( $q$  en la siguiente figura), y posteriormente el ángulo necesario en la rótula ( $\alpha$  en la figura). A partir de las deformaciones se han estimado los giros  $\theta$  y  $\alpha$  en cada nivel



	Diferencia de deformaciones	$\theta$	$\alpha$
	mm	rad	rad
Nivel 1 (entre M1 y M2)	90	0.0166	0.056
Nivel 2 (entre M2 y M3)	81	0.0149	0.063
Nivel 3 (entre M3 y M4)	82	0.0151	0.076



- A continuación, se ha verificado la capacidad de giro en la rótula.
- Se obtiene el momento último de la sección y el cortante plástico en la rótula
- Se comprueba si la longitud de la rótula es mayor o menor que  $1.6 \cdot M_p / V_p$
- La longitud de la rótula es de 1.20 m, inferior a  $1.6 \cdot M_p / V_p$ , por lo que el  $\alpha$  máximo admisible es de 0.08 rad. Según se ha calculado, tenemos una capacidad de giro en la rótula de 0.076 rad, inferior a los 0.08 rad admisibles.
- Se ha comprobado también que la inercia  $I_y$  es mayor que  $0.67 \cdot I_x$ , cumpliéndose la condición de relación de inercias.
- Se calcula la capacidad resistente de la rótula a cortante  $V_n$  como el mínimo entre  $V_p$  y  $2 \cdot M_p / L$
- Por lo tanto, la capacidad resistente minorada de la rótula a cortante será de  $f \cdot V_n = 0.9 \cdot 947 = 852$  kN.
- La figura muestra el cortante solicitante en la rótula para un  $R=4$ , que toma un valor 767 kN, inferior al cortante resistente de 852 kN
- Por último, se ha estimado la ductilidad real de la rótula comparando el  $V$  máximo esperable con ductilidad 4 y el  $V$  máximo que puede transmitir la rótula para conseguir el giro deseado. La ductilidad real estimada es del orden de 2,00



# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Construcción



# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Construcción



# Nuevo Puente río Virilla en RN147. Construcción



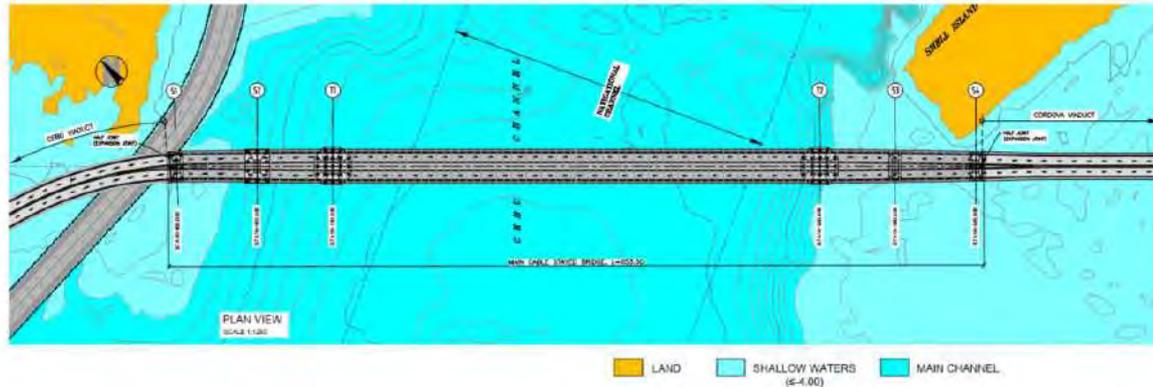
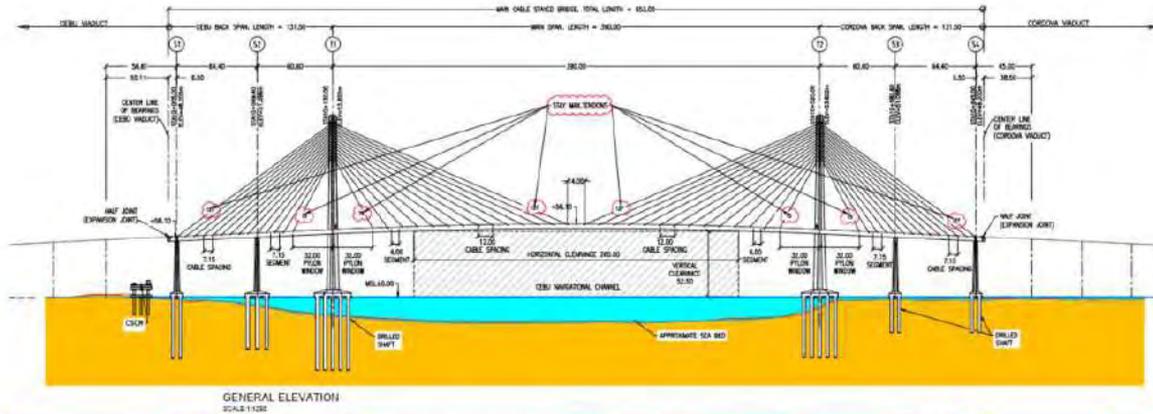
# Cebu-Cordova Link Expressway. Descripción puente



- Longitud total = 653 m.
- Vano principal = 390 m.
- Vanos laterales = 64.4 + 60.6 m.
- Tablero: sección cajón postesada de 27 m de anchura y 3.5 m de canto.
- Plano central de tirantes.
- Número total tirantes = 56 (14 tirantes a cada lado de la torre).
- Separación entre tirantes en vano principal = 12 m.
- Separación entre tirantes en vanos laterales = 7.15 m.
- Altura total torres = 139 m.
- Altura torres sobre tablero = 91 m.
- Gálibo vertical sobre canal de navegación = 52.5 m.

GRANTORS 	INDEPENDENT CONSULTANT Norconsult 
CONCESSIONAIRE CCLEC 	ENGINEER COWI  DCCD 
CONTRACTOR CEBULINK JV 	INDEPENDENT CHECKING ENGINEER prointec  FHECOR  Ingeniería Consultores
DESIGN CONSULTANT SENER 	SENER INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS

# Cebu-Cordova Link Expressway. Descripción puente



- Cimentación: pilotes diámetros 2 y 2.5 m de hasta 59 m de longitud.
- Encepados situados sobre nivel medio del mar.
- Lecho marino situado entre 2 y 16 m por debajo de los encepados.
- Conexión monolítica entre el tablero y las torres T1 y T2.
- Conexión monolítica entre el tablero y las pilas S2 y S3.
- Conexión articulada con apoyos esféricos en las pilas S1 y S4 con dispositivo antilevantamiento.

## Normativa de aplicación

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8Ed, 2017.
- AASHTO LRFD Seismic Bridge Design, 2Ed, 2011, Interim 2015.
- Republic of Philippines – Department of Public Works and Highways – DPWH Design Guidelines, Criteria and Standards (DGCS), Volume 5, 2015 Edition (Based on AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7Ed, 2012).
- Republic of Philippines – Department of Public Works and Highways – DPWH LRFD Bridge Seismic Design Specifications (BSDS), 1st Edition, 2013.

## Definición de la acción sísmica mediante estudios específicos para el sitio

### Dos niveles de acción sísmica

- Nivel 1: periodo de retorno 100 años.
- Nivel 2: periodo de retorno 1000 años.

### Requisitos de desempeño

- Nivel 1: mantener el puente en régimen elástico.
- Nivel 2: daño limitado.

Earthquake Ground Motion (EGM)	OC-I Critical Bridges
Level 1: 100-year return period	SPL-1: Keep the bridge sound function; resist seismic forces within elastic limit. Components such as bearings, expansion joints and unseating prevention system devices shall be verified under this performance level.
Level 2: 1000-year return period	SPL-2: Limited seismic damage and capable of immediately recovering bridge functions without structural repair.

## **Fuerzas de tracción en pilas laterales**

- En puentes atirantados es habitual tener que diseñar las pilas de los vanos laterales para resistir fuerzas de tracción transmitidas por los tirantes.

## **Necesidad de sistemas anti-levantamiento**

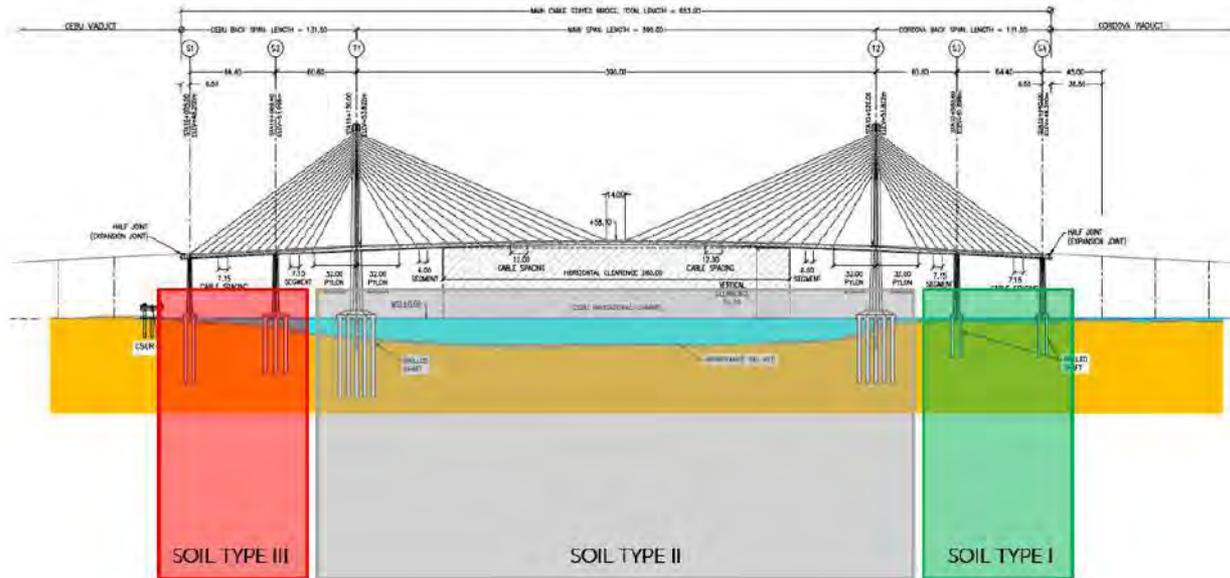
- En caso de utilizarse aparatos de apoyo entre el tablero y la subestructura, los apoyos deben diseñarse para resistir tracciones o disponerse sistemas que eviten el levantamiento.

## **Compatibilidad de desplazamientos**

- Los sistemas anti-levantamiento deben permitir los movimientos longitudinales que experimenta el tablero durante el evento sísmico.

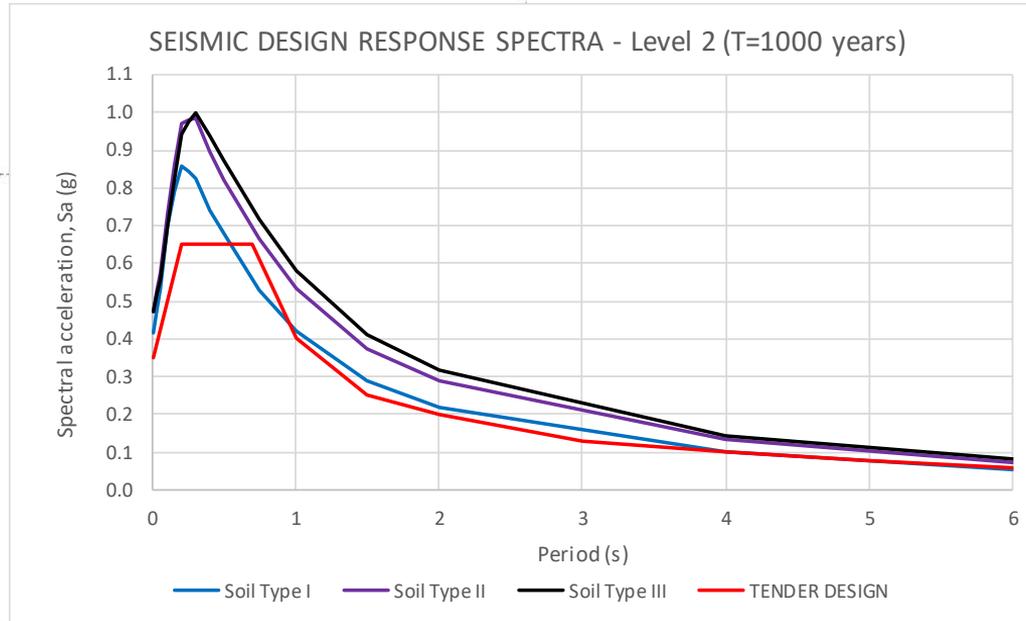
## Tipos de terreno existentes en el emplazamiento del puente

- El puente se sitúa en una zona en que hay tres tipos de terreno de acuerdo con la clasificación de suelos de la AASHTO.



## Tipos de terreno existentes en el emplazamiento del puente

- El puente se sitúa en una zona en que hay tres tipos de terreno de acuerdo con la clasificación de suelos de la AASHTO.



- De acuerdo con los requisitos aplicables al proyecto, se decidió diseñar la estructura para asegurar los siguientes niveles de desempeño durante los eventos sísmicos.

Performance criteria Level 1 Earthquake	
Structural component to verify	Performance
Decks	No damage. Elastic range
Piers	No damage. Elastic range
Foundations	No damage. Elastic range
Bearings	No damage. Meet requirements
Expansion joints	No damage. Meet requirements
Unseating prevention system devices	No damage. Elastic range, meet requirements

Performance criteria: Level 2 Earthquake	
Structural component to verify	Performance
Decks	Elastic range
Piers	Plastic hinging of pier within the range of easy recovery of bridge function
Foundations	Elastic range
Bearings	Elastic range

- Para el Nivel 2, se admitieron las siguientes deformaciones máximas para controlar el nivel de daño admisible: 0.2% en hormigón sin confinar, 1.0% en hormigón confinado y 2.0% en la armadura.

- Se descartó la utilización de dispositivos aisladores o disipadores de energía.
- El cálculo de la estructura se basó en la determinación de esfuerzos (*force-based approach*) mediante cálculo modal espectral y comprobación posterior con cálculos paso a paso en el tiempo con acelerogramas (*time history*). En el cálculo de esfuerzos se asumieron rigideces fisuradas en las torres y pilas (reducción 50%) y rigideces brutas en las cimentaciones.
- No se consideró reducción de la acción sísmica por ductilidad.

## **Minimizar la necesidad de dispositivos anti-levantamiento**

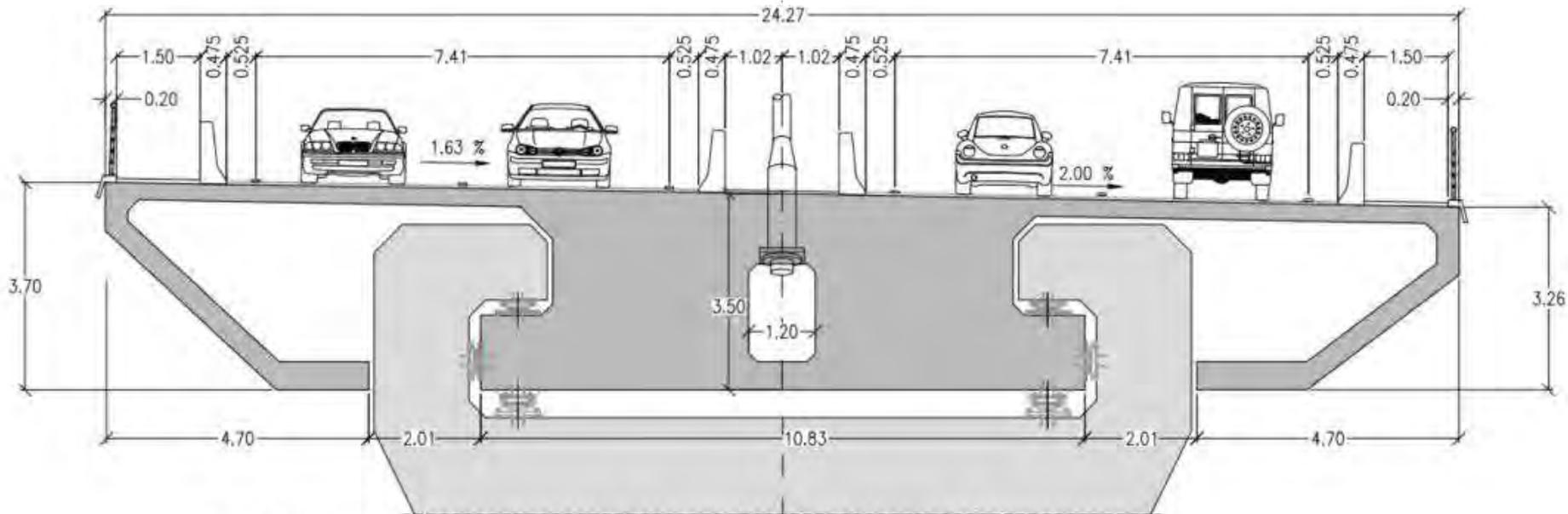
- Por este motivo se decidió utilizar conexiones monolíticas entre el tablero y la subestructura en las dos torres (T1 y T2) y las pilas de los vanos laterales adyacentes a las torres (S2 y S3).
- En las pilas de transición con los viaductos de acceso (S1 y S4) no se pudo utilizar conexión monolítica porque los esfuerzos en la cimentación aumentaban significativamente.

## **Compatibilidad de desplazamientos en las pilas S1 y S4**

- De acuerdo con los cálculos realizados, el movimiento relativo esperado entre el tablero y las pilas S1 y S4 durante el evento de Nivel 2 era aproximadamente igual a 1 metro.
- Se descartó la utilización de pretensado vertical para evitar el levantamiento para minimizar el mantenimiento y evitar problemas de fatiga en los cables.
- Se decidió proyectar las pilas S1 y S4 con prolongaciones verticales que abrazan en tablero para evitar el levantamiento combinado con la utilización de apoyos deslizantes para permitir los movimientos longitudinales.



# Cebu-Cordova Link Expressway. Decisiones de diseño

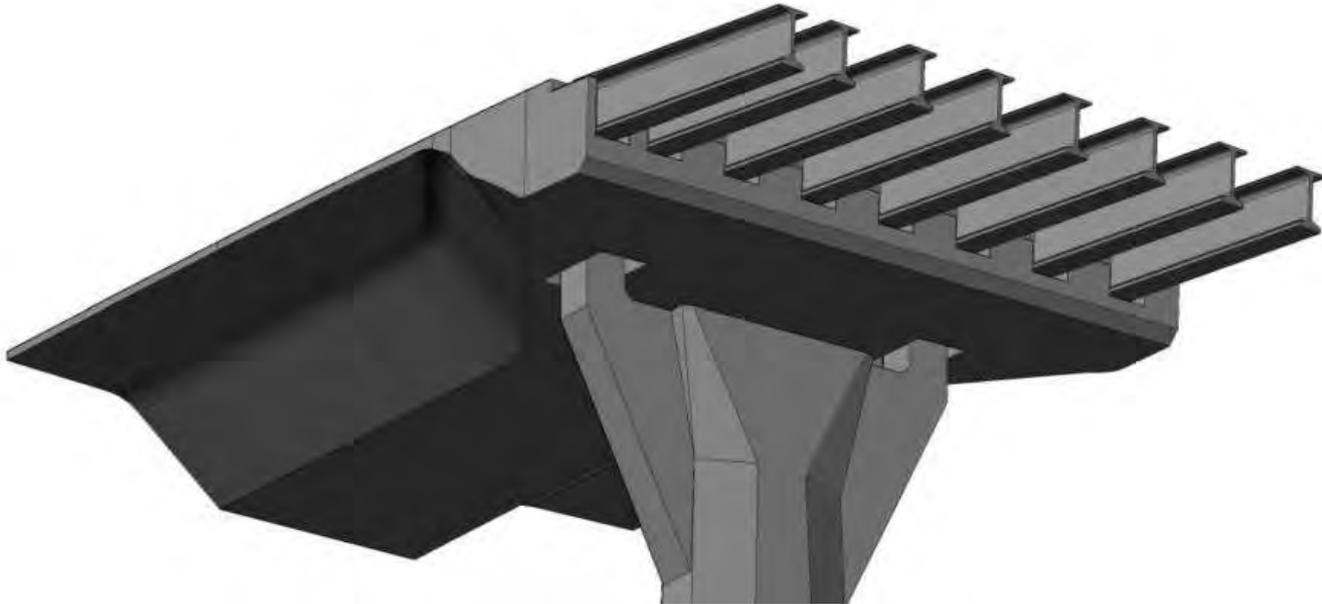


**DECK. SECTION OVER ANCHOR PIER S-1 (CEBU BACK SPANS)**

SCALE 1:75

## Transición con viaductos de acceso

- Para minimizar los problemas asociados con el levantamiento de apoyos en las pilas S1 y S4, se decidió apoyar las vigas de los viaductos de acceso sobre el tablero del tramo atirantado.

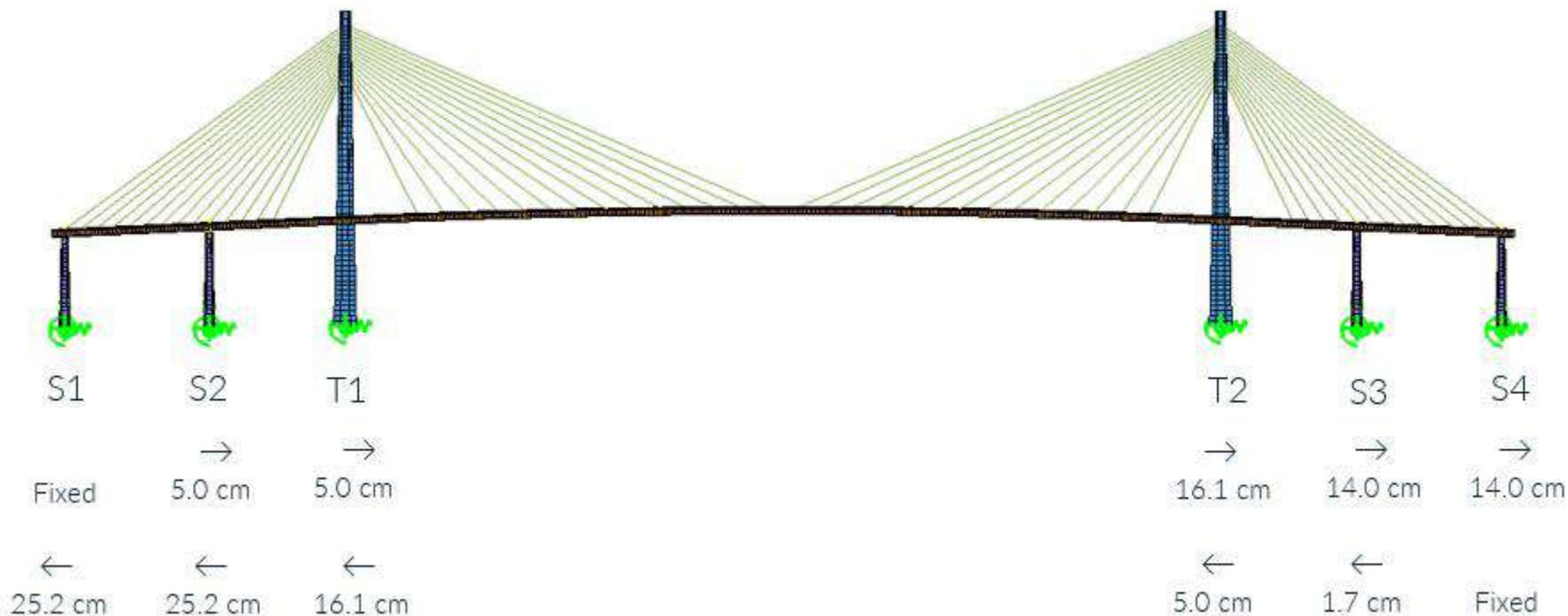


**La normativa AASHTO no indica cómo tratar la variabilidad espacial del terreno con un diseño basado en el cálculo modal espectral.**

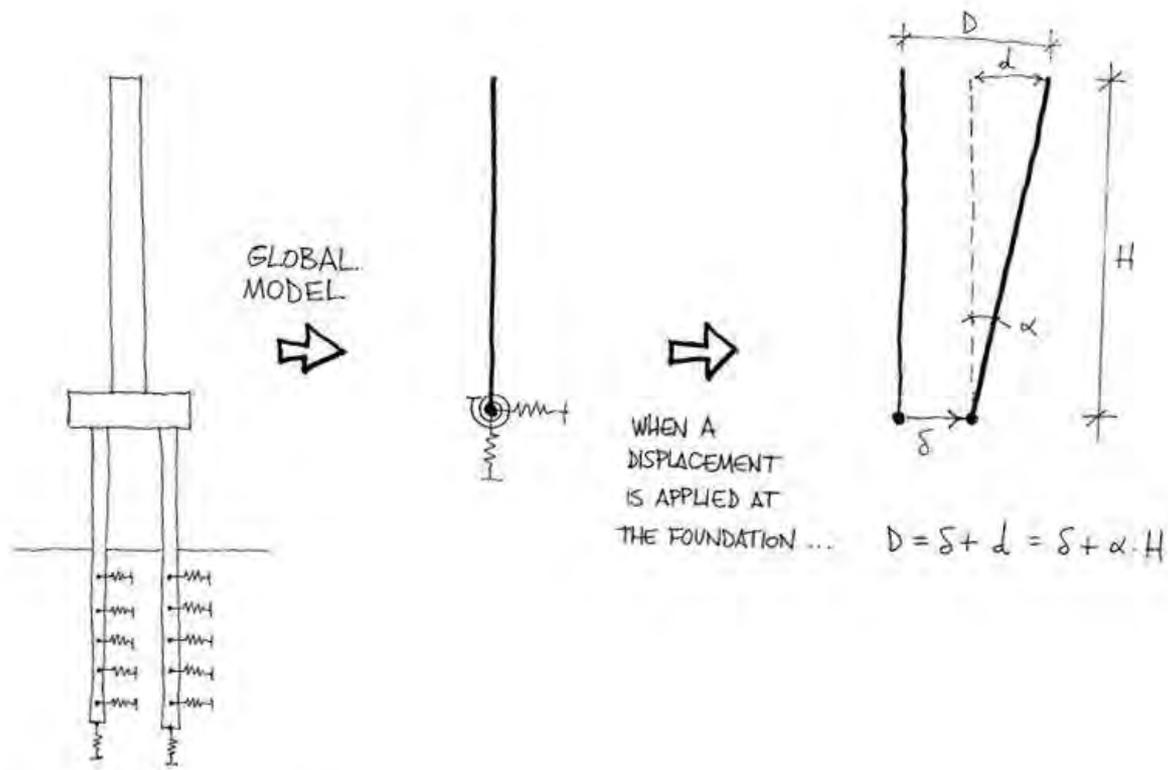
**Durante la redacción del proyecto se decidió utilizar el Eurocódigo 8 (EN 1998-2), que sí lo trata.**

- Este método consiste en la combinación de los resultados del cálculo modal espectral con los debidos a movimientos impuestos en las cimentaciones que representan la variabilidad espacial del terreno.
- Para el cálculo modal, se adoptaron los espectros correspondientes al suelo tipo II, que es el correspondiente a las torres.
- Los movimientos impuestos en las cimentaciones se determinaron de acuerdo con el artículo 3.3 de EN 1998-2.
- Las fuerzas y desplazamientos resultantes del cálculo modal se combinaron con los resultantes de la variabilidad espacial con el método SRSS.

# Cebu-Cordova Link Expressway. Variabilidad espacial

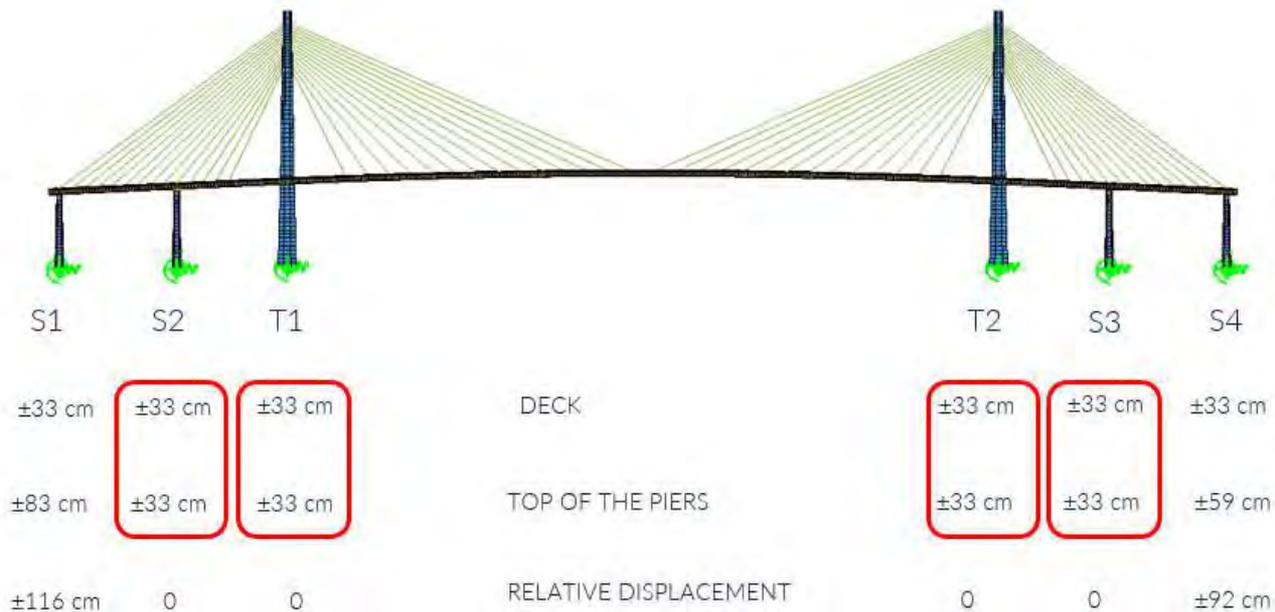


# Cebu-Cordova Link Expressway. Variabilidad espacial



# Cebu-Cordova Link Expressway. Variabilidad espacial

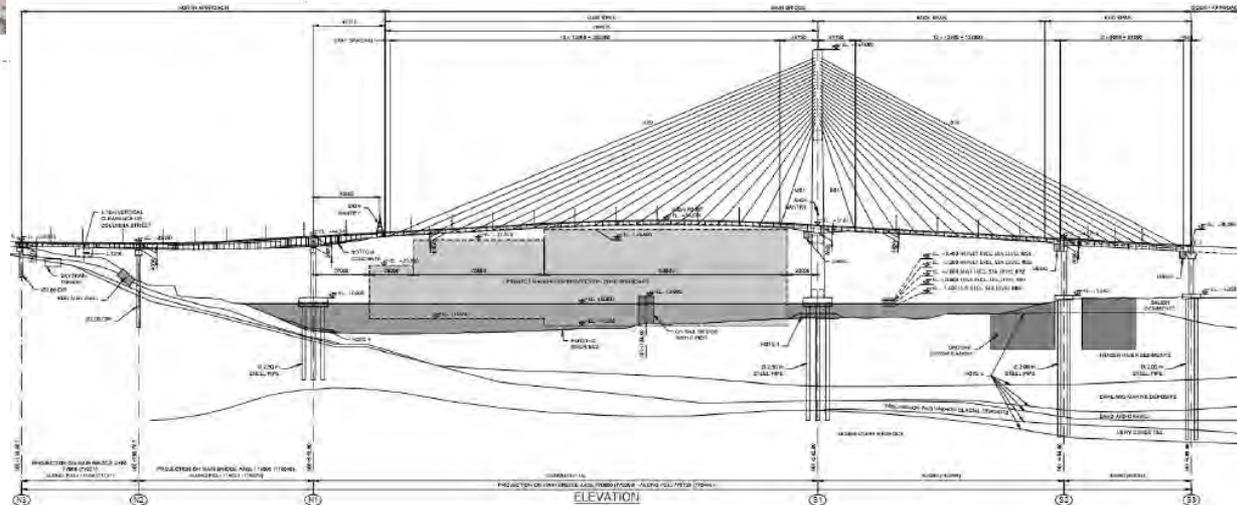
SUMMARY OF THE DISPLACEMENTS AT DECK LEVEL  
(SEISMIC IN LONGITUDINAL DIRECCION AND SPATIAL VARIABILITY)



# Nuevo Puente Pattullo. Descripción



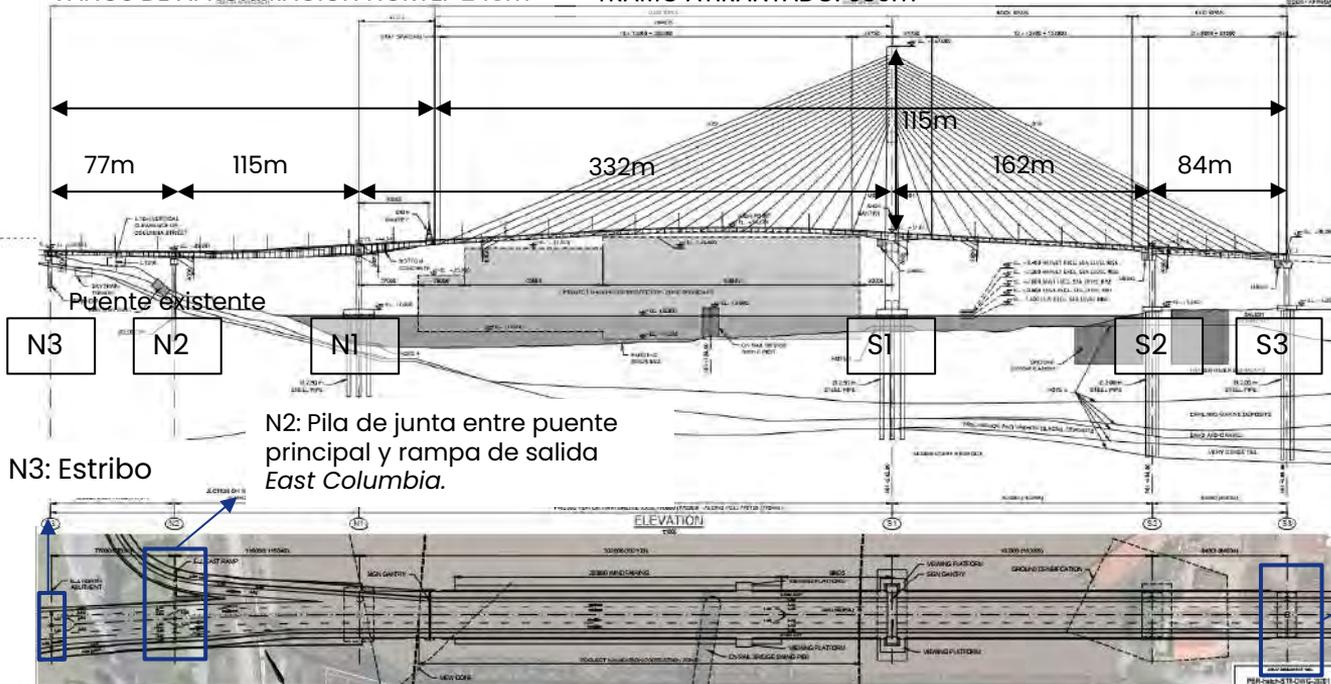
- Vancouver, Canadá
- Sustitución de puente existente
- Actualmente en construcción
- Participación de FHECOR: Revisores (Cat III Checker)



## DISTRIBUCIÓN DE VANOS

VANOS DE APROXIMACIÓN NORTE: 240m

TRAMO ATIRANTADO: 530m



Longitud total del tramo principal entre juntas: 770m

- Parte atirantada: 530m
- Vanos de aproximación (norte): 240m

N2: Pila de junta entre puente principal y rampa de salida East Columbia.

N3: Estribo

S3: Pila de junta entre puente principal y viaducto de aproximación sur

## SECCIÓN TIPO - ZONA ATIRANTADA:

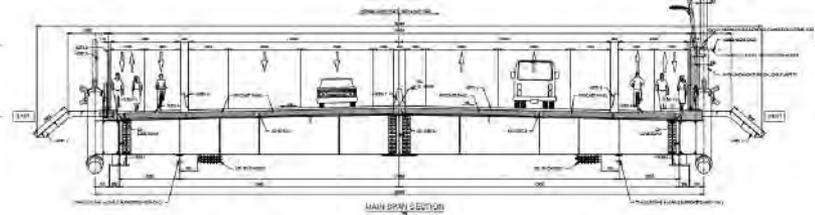
Ancho total: 29m.

Tablero mixto.

- Canto metálica: 2.2m (vigas de borde) / 2.0m (viga central)
- Espesor de losa de hormigón:
  - 0.27m (Vano principal y primer vano de retenida S1-S2)
  - 0.40m (Vano de retenida S2-S3)

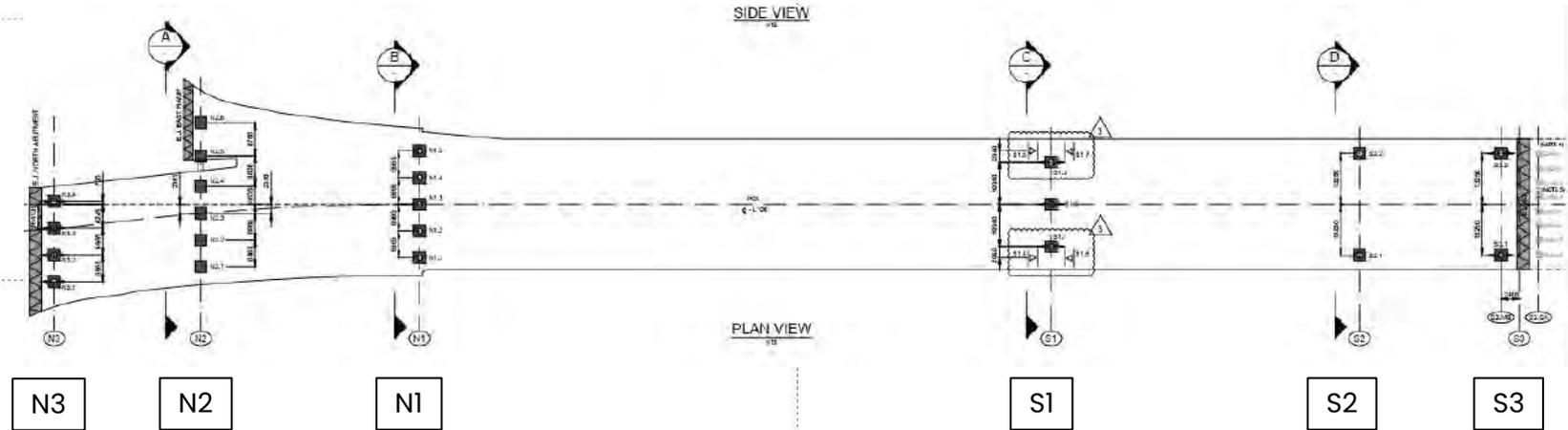
Dos planos de tirantes (situados en extremos) con separación longitudinal entre ellos de:

- 13.5 m (Vano principal y primer vano de retenida S1-S2)
- 9.0 m (Vano de retenida S2-S3)



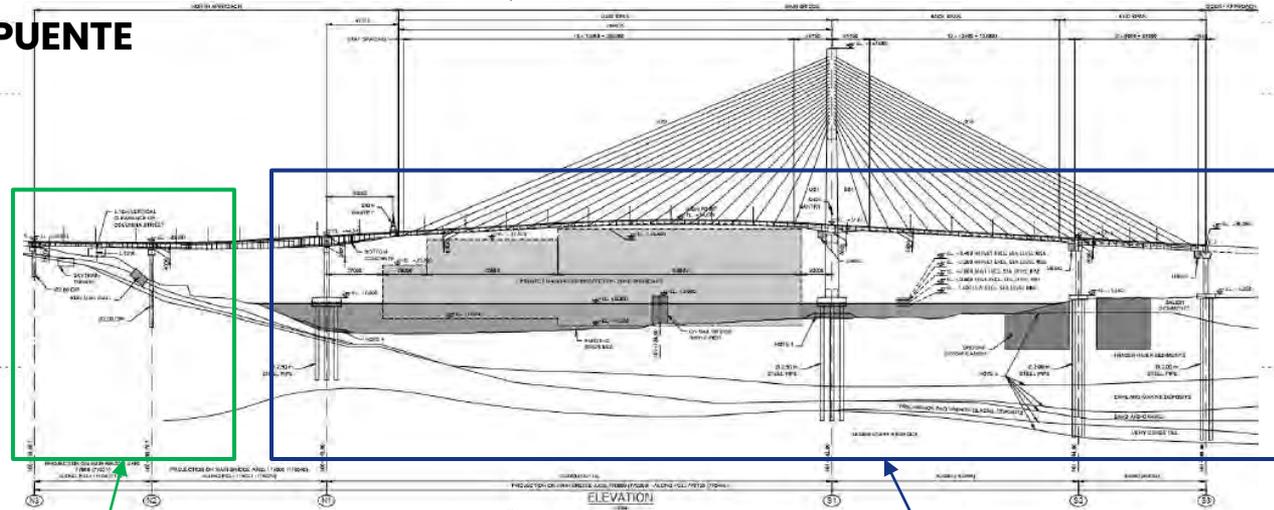
# Nuevo Puesto Pattullo. Descripción

## CONDICIONES DE APOYO



Dirección	N3	N2	N1	S1	S2	S3
Longitudinal	Deslizante	Elastomérico	LRB	Fijo	LRB	Deslizante
Transversal	LRB	Elastomérico	LRB	LRB	LRB	LRB

## CIMENTACIÓN DEL PUENTE



N2/N3:

- Pilas-pilote de hormigón

N1/S1/S2/S3:

- Pilotes metálicos circulares hincados con longitudes de hasta 90m (S2 y S3).
- Conexión a encepados mediante relleno de hormigón armado de 10-11m de longitud.

## CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

- Condiciones variables. Se diferencian entre zona:

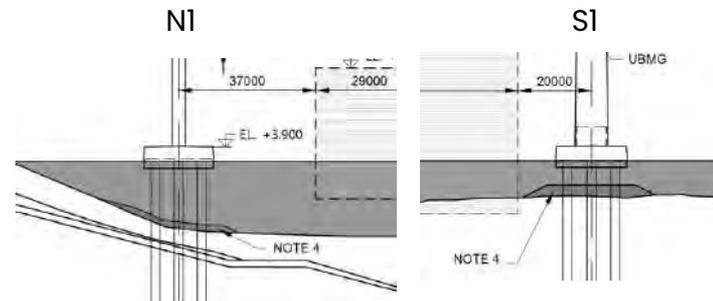
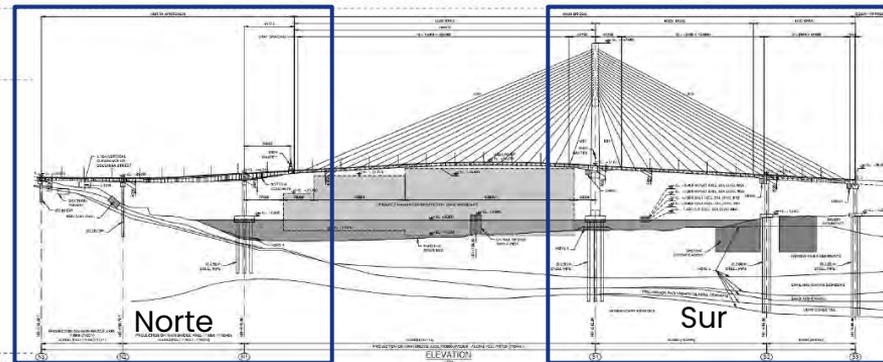
- NORTE: N3/N2/N1

- SUR: S1/S2/S3

- Terreno poco competente → Cimentaciones profundas.

- Terreno licuefactable en zona sur.

- N1/S1 (lecho río) → Posible socavación → Se dispone protección.



## NORMATIVA DE APLICACIÓN - SISMO

1. Pattullo Bridge Replacement Project PA, Schedule 4, Part 2, Articles 3 [Structural Design Criteria], 4 [Seismic Design Criteria], and 5 [Geotechnical Design Criteria];
2. Earthquake Scenario Technical Memorandum (seismic inputs);
3. Bridge Design and Procedures Manual, including the BC Supplement (the Supplement) to CAN/CSA-S6-14;
4. CAN/CSA-S6-14 (S6-14);
5. AASHTO Seismic Guide Specifications (2<sup>nd</sup> Edition with Interim Revision);
6. ATC-32;
7. ATC-49;
8. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8<sup>th</sup> Edition).

Additional references include:

- AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 4<sup>th</sup> ed., 2014
- BS EN Eurocodes EN 1998-2.

Principalmente:  
CAN  
AASHTO

## CONDICIONANTES DE DISEÑO – SISMO

- Elevado grado de sismicidad de la zona

- Pilas compartidas con viaductos de acceso → Especialmente importante junta S3.

- Condiciones del terreno:

- Condiciones variables entre zona norte y zona sur.

- Pilas en lecho de río (N1/S1) → protección contra socavación

- Zona sur → Terreno licuefactable → Deslizamiento lateral del terreno

- Tres espectros diferentes: N3/N2/N1 – S1 – S2/S3

- Otros requisitos del proyecto: cálculo sísmico con rigideces  $x2/x0.5$  (tanto en apoyos como en p-y curves)

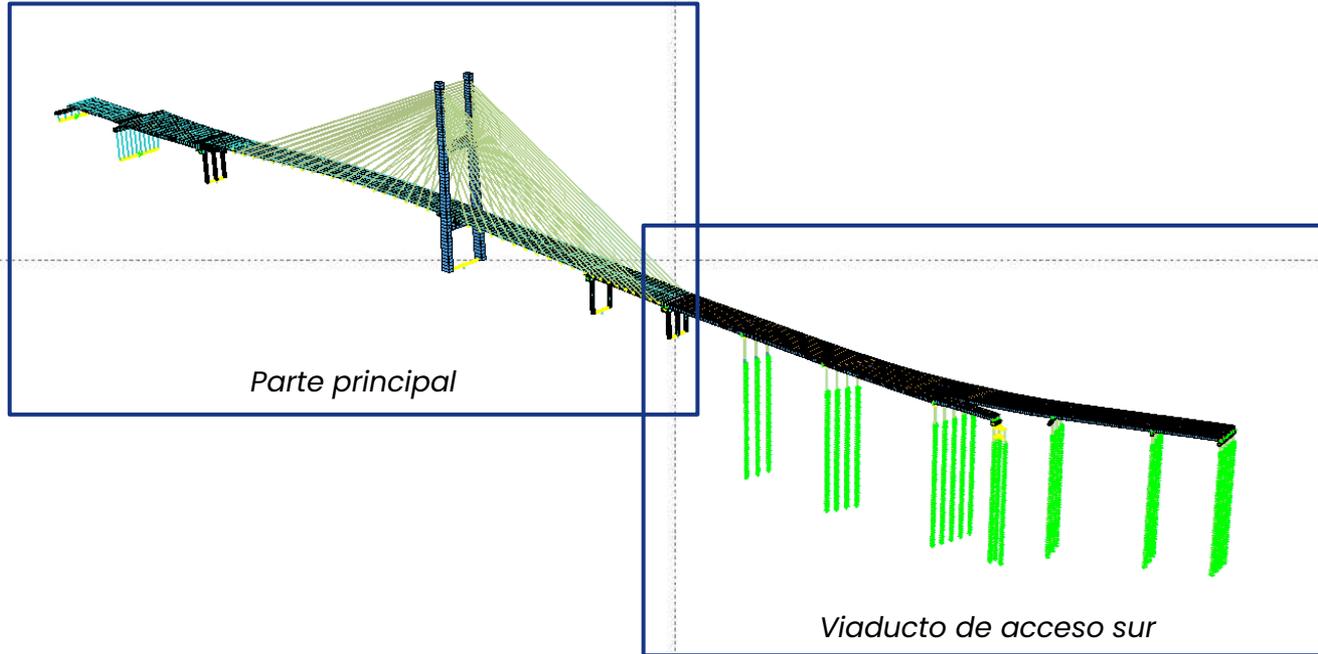
Necesidad de modelo global del puente completo (incluyendo viaductos de acceso)

Acción de sismo cinemática

Acción de sismo inercial compleja

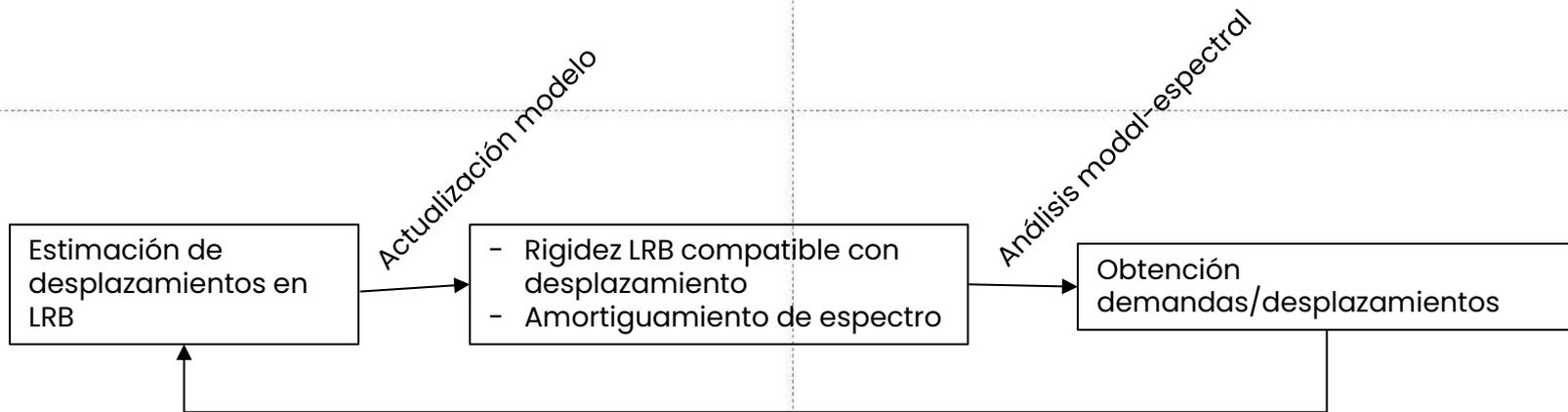
Dificultad adicional para el manejo/combinación de resultados

## MODELO COMPLETO DEL PUENTE (INCLUYENDO VIADUCTO DE ACCESO)



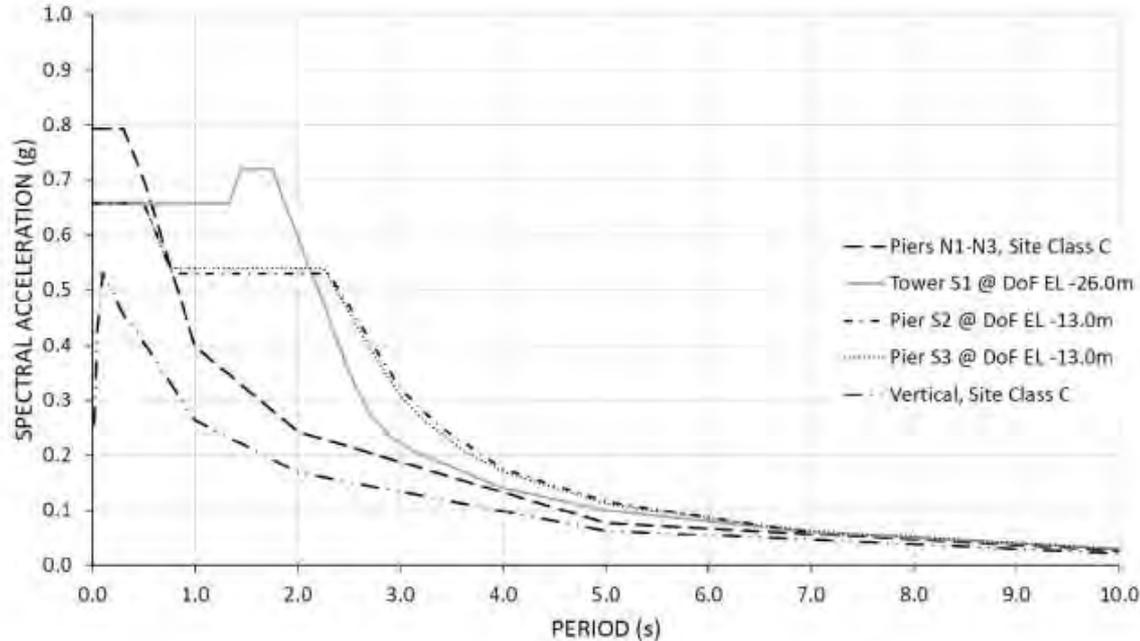
## ACCIÓN SÍSMICA – INERCIAL (I)

- FHECOR (revisor) → Enfoque de diseño aproximado mediante análisis modal-espectral.
- LRB's (rigidez no lineal) + análisis modal-espectral (análisis lineal) → Cálculo iterativo



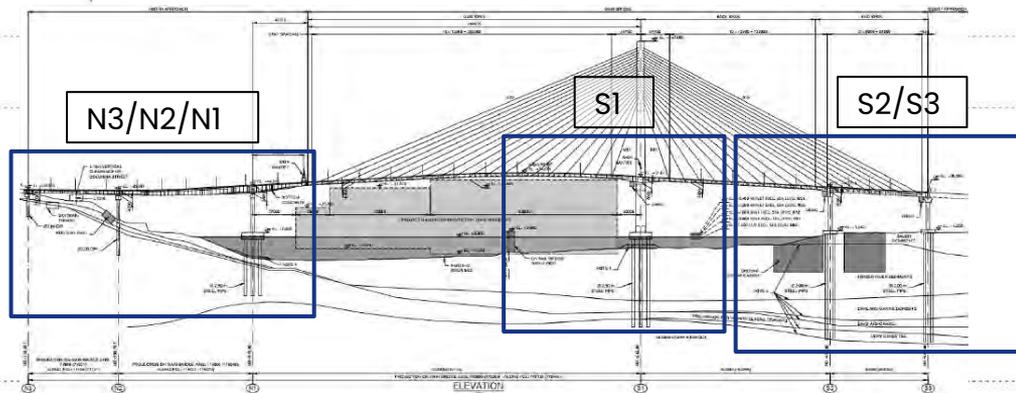
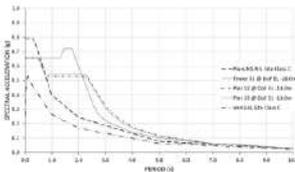
## ACCIÓN SÍSMICA – INERCIAL (II)

- Tratamiento de diferentes espectros:



## ACCIÓN SÍSMICA – INERCIAL (III)

- Tratamiento de diferentes espectros:



- Longitudinal:

- S1 (punto fijo) → El tablero se mueve con S1.
- Se aplica el espectro de cada pila incrementando el desplazamiento del tablero con el obtenido al aplicar el espectro de S1.

- Transversal:

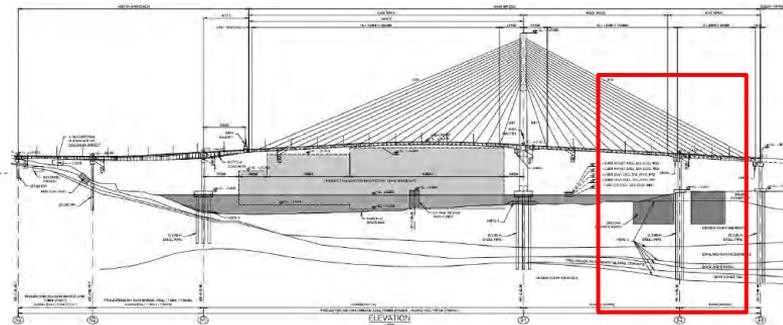
- No hay punto fijo.
  - Se aplica el espectro de cada pila.
- El diseñador confirmó los resultados con un análisis time-history.

## ACCIÓN SÍSMICA – CINEMÁTICA

- Terreno licuefactable → Deslizamiento lateral del terreno → Desplazamientos impuestos en pilotes.

Inicialmente los pilotes no eran capaces de soportar estos desplazamientos impuestos → Necesidad de reforzar el terreno

→ columnas de grava en la zona de S2



## ACCIÓN SÍSMICA COMBINACIÓN INERCIAL + CINEMÁTICA

- Según el contrato:  
100% IN + 50% CIN  
50% IN + 100% CIN

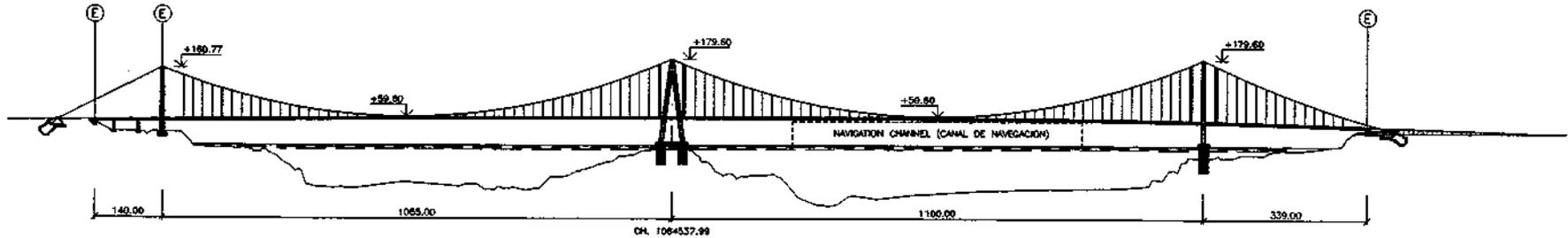
# Puente del Chacao. Descripción puente



# Puente del Chacao. Descripción puente

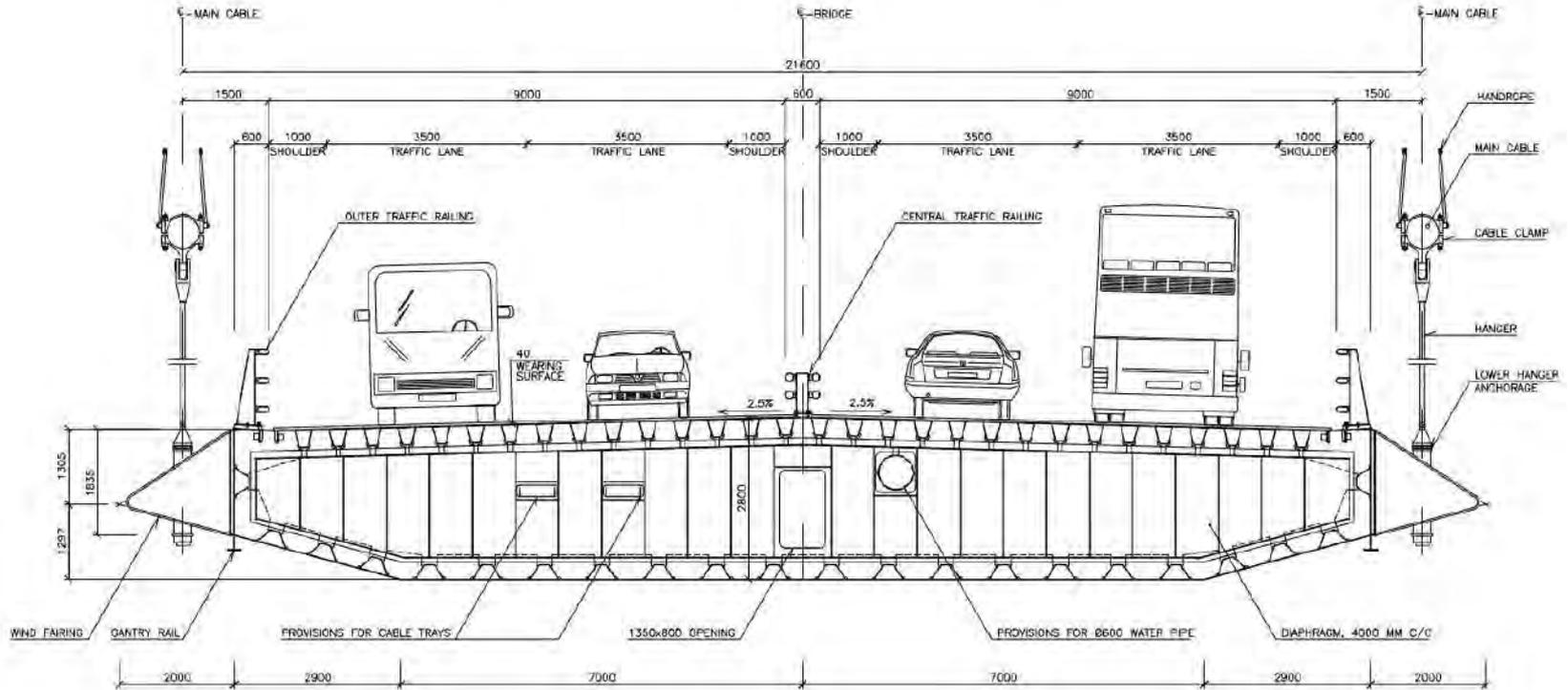


# Puente del Chacao. Descripción puente



- Puente colgante con dos vanos principales de 1055 y 1100 metros y dos vanos laterales de 140 y 340 m con capacidad para una carretera de 4 carriles.
- La normativa de referencia era la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2<sup>nd</sup> Edition, 1998)
- Está ubicado en una región altamente sísmica (se dice que el terremoto de Valdivia de 1960 fue el terremoto más grande jamás registrado). El diseño del puente no estaba cubierto por los códigos existentes, como resultado, se redactó una base de diseño específica para este puente.

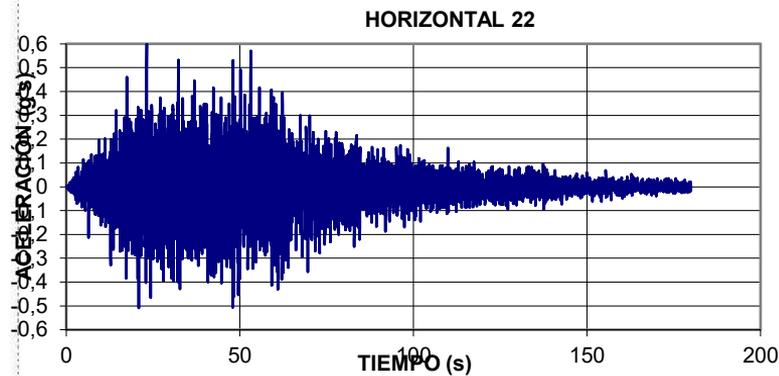
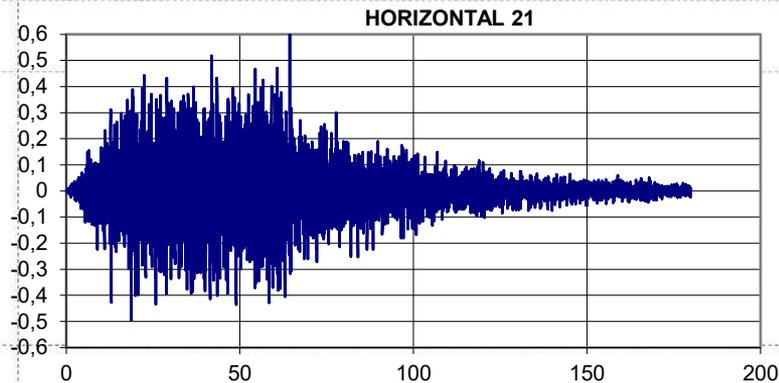
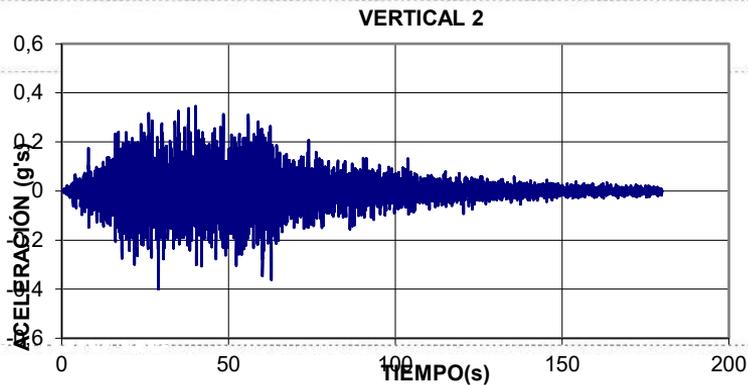
# Puente del Chacao. Descripción puente



## Aspectos generales del comportamiento sísmico del Puente

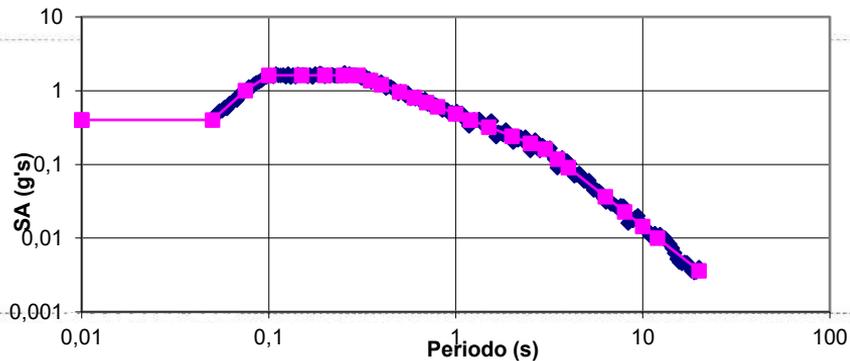
- El puente se ubica en una zona altamente sísmica con una aceleración máxima del suelo de 0,4 g y un valor pico de 1,0 g y desplazamiento permanente de 1,20 m entre los apoyos de los vanos principales debido a los movimientos de la falla.
- Los puentes de gran envergadura generalmente tienen un buen comportamiento en acciones sísmicas. El nivel de fuerzas de inercia es proporcionalmente pequeño debido a los largos períodos fundamentales de vibraciones.

# Puente del Chacao. Determinación de la acción sísmica

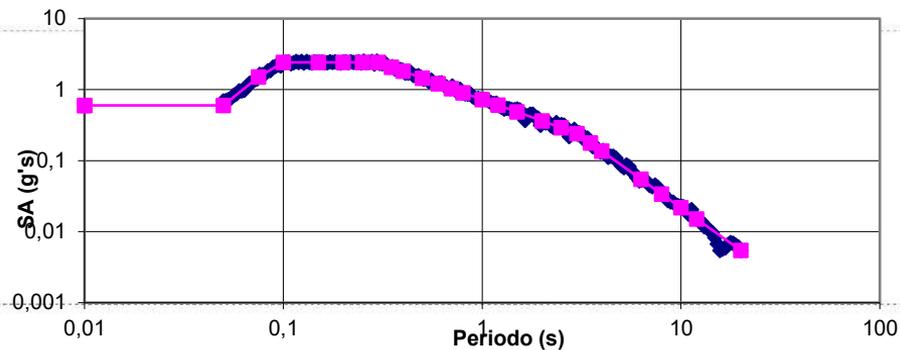


# Puente del Chacao. Determinación de la acción sísmica

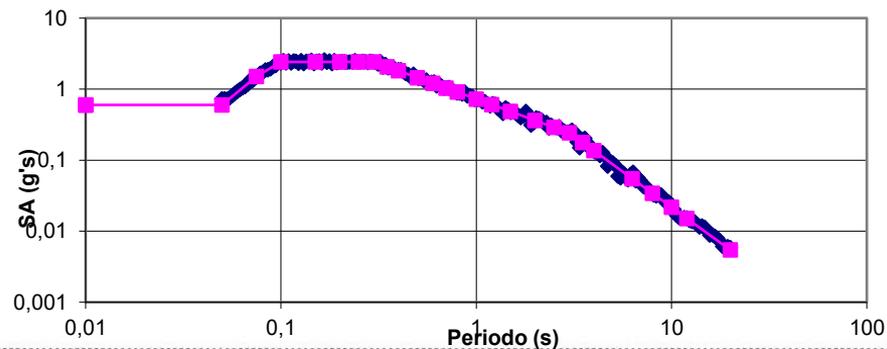
### VERTICAL 2



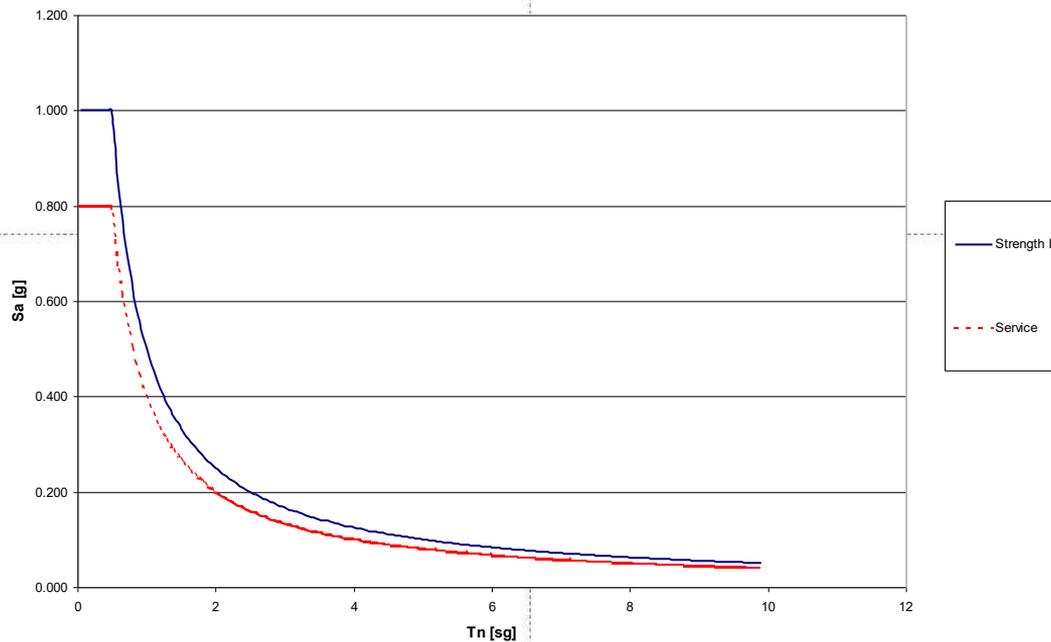
### HORIZONTAL 22



### HORIZONTAL 21



CANAL DE CHACAO BRIDGE  
Response Spectra



- En cuanto a las condiciones de servicio y la construcción, el espectro de respuesta se define de la siguiente manera:

$$S_a(T_n) = \begin{cases} \frac{0.8}{R} & T_n \leq 0.5 \quad \text{seg} \\ \frac{0.4}{R \cdot T_n} & 0.5 \leq T_n \leq 10 \quad \text{seg} \end{cases}$$

- Los espectros de respuesta anteriores corresponden a un factor de respuesta estructural de  $R=1$ . Los valores de  $R$  que deben tenerse en cuenta para el evento extremo I y servicio y construcción se indican a continuación, en la siguiente tabla.

Parte de la estructura	R – Evento Extremo I	R – Servicio y Construcción
<b>1. Subestructura</b>		
Pilonos de hormigón	2.0	1.0
Pilonos de acero	3.0	1.0
<b>2. Conexiones</b>		
Superestructura y Anclajes	0.8	1.0
Cables and Tablero	2.0	1.0

*Factor de respuesta estructural*

•Estos espectros asumen un tipo de suelo tipo II según la Norma Chilena (consistente con suelos de gravas), un 5 % de amortiguación estructural y 0,4 g como aceleración básica para el evento extremo I (también consistente con la Norma Chilena).

Los espectros de respuesta descritos anteriormente fueron facilitados por el cliente. Sin embargo, se identificaron los siguientes problemas:

- El espectro de respuesta en servicio induce fuerzas más elevadas en la estructura que el espectro del estado límite último, debido a que el factor R se toma como 1,0 para las condiciones de servicio y como 2,0 o 3,0 para el estado límite último. Esto no parecía lógico.
- Los espectros de respuesta se determinaron para una amortiguación del 5 %, lo cual era demasiado alto para una estructura suspendida por cables, cuya amortiguación se espera que sea significativamente menor para los modos de vibración que implican principalmente el movimiento del tablero. A modo de ejemplo, para el puente Akashi Kaikyo se consideraron dos espectros de respuesta: uno con una amortiguación del 5 % y otro con una amortiguación del 2 %. Para corregir los diferentes coeficientes de amortiguación, se propuso utilizar el siguiente factor:

$$V = \left[ \frac{5}{\xi} \right]^{0.4}$$

En la formula anterior  $\xi$  is the coeficiente de amortiguamiento considerado en %. Esto significa que el espectro para un amortiguamiento del 5 % puede corregirse para un amortiguamiento del 2 % multiplicando  $S_a$  por 1,44.

## Pilono

Los pilonos suelen ser los elementos más críticos en el diseño de esta tipología de puentes para un posible terremoto. Generalmente, la tipología más común para los pilonos de puentes suspendidos proporciona un esquema estructural que es un marco en la dirección transversal y un voladizo en la dirección longitudinal. Esta configuración estructural permite la formación de rótulas plásticas cuya ubicación es clara, con el consiguiente comportamiento inelástico que permite reducir las fuerzas a resistir en comparación con las de un análisis elástico.

En el caso del pilono central del puente del Canal de Chacao, gran parte de las fuerzas longitudinales horizontales no se transmiten por flexión sino por tracción y compresión.

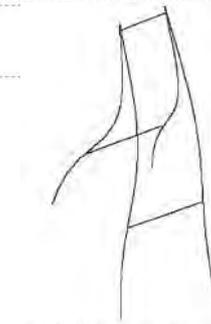
El efecto de la carga sísmica en el sistema de suspensión se localiza principalmente en las conexiones centrales entre los cables principales y los tableros que se han diseñado como conexión fija en lugar de las soluciones de fusibles utilizadas en otros puentes importantes.



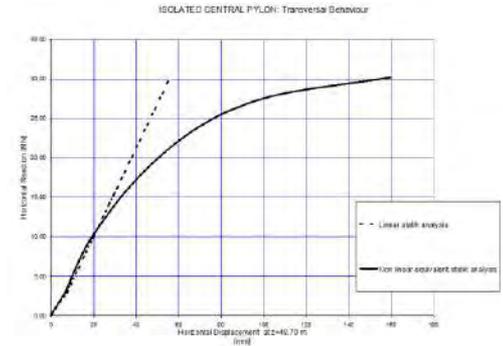
- Tras un prediseño inicial de los elementos principales, se ha realizado un análisis espectral modal para la acción SEE (Safety-Evaluation EQ) denominada Evento Extremo I en la Base de Diseño, que ha servido para realizar un diseño preliminar de la armadura.
- Posteriormente, se realizó un análisis espectral para el FEE (Functional – Evaluation EQ): Servicio V para verificar el refuerzo.
- Con el fin de conocer la vulnerabilidad del pilono central, se ha realizado un cálculo sísmico de demanda – capacidad estructural (*push over*) basado en el refuerzo diseñado en los análisis anteriores.
- Finalmente, se realizó un análisis de historia temporal elástica para el SEE: Evento Extremo I. Como consecuencia de ese cálculo, se ha aumentado el refuerzo en los pilonos.

## Pilonos

- El diseño de las torres ha tenido como objetivo minimizar el tamaño de los elementos para reducir la masa total.
- En el caso de la torre central A, no hay vigas horizontales entre las patas para reducir la rigidez longitudinal. Este criterio de diseño es fundamental porque gran parte de las fuerzas generadas en la torre se deben a la acción sísmica sobre las patas.
- Gracias a la flexibilidad de las patas, el primer modo longitudinal de vibración de la torre es de 1,69 s, con una masa asociada del 78 % del total y un nivel de aceleración inferior al 10 % (figura superior).
- En dirección transversal, todas las torres tienen un comportamiento no lineal clásico para altos niveles de demanda sísmica, incluso la torre central A (figura inferior).



Modelo longitudinal

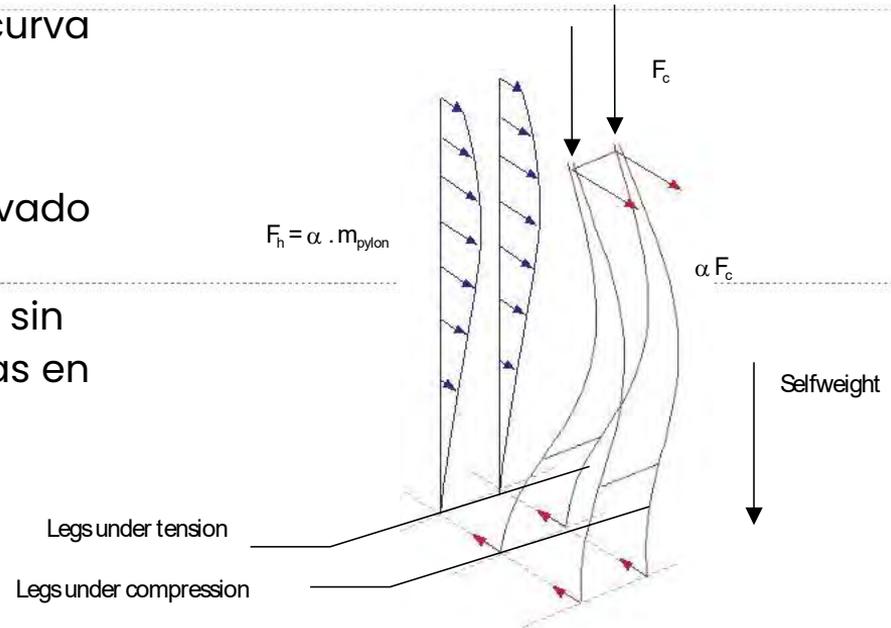


Modelo transversal

- Por este motivo, es posible utilizar un factor de ductilidad  $R=2$
- En dirección longitudinal, las torres pendulares (norte y sur) muestran un comportamiento no lineal suave, lo que también permite utilizar  $R=2$  para ambas torres en todas las direcciones.
- En el caso de la torre central, se llevó a cabo un análisis *push over* para definir el factor de ductilidad que se utilizaría en el diseño de los elementos de hormigón de la torre central A. Las principales hipótesis de este análisis han sido:
  - Uso de leyes de comportamiento no lineal de los materiales, tanto para el acero como para el hormigón. Se han tenido en cuenta los efectos de segundo orden.
  - El análisis de capacidad se ha realizado aislando el pilono central del resto de la estructura e introduciendo en este sistema las cargas que le transmiten los cables.
  - Se han aplicado cargas horizontales aumentando su valor paso a paso en dirección longitudinal o transversal (dependiendo del análisis que se realice), siendo su valor equivalente a una fracción  $\alpha$  de la masa de la torre y teniendo una distribución homotética con respecto al modo de vibración principal (el que moviliza el mayor porcentaje de masa) en la dirección considerada.
  - Además, se aplicaron cargas concentradas horizontales en la dirección longitudinal o transversal en la parte superior de la torre, equivalentes a una fracción  $\alpha$  de la carga vertical transmitida por los cables a la torre.

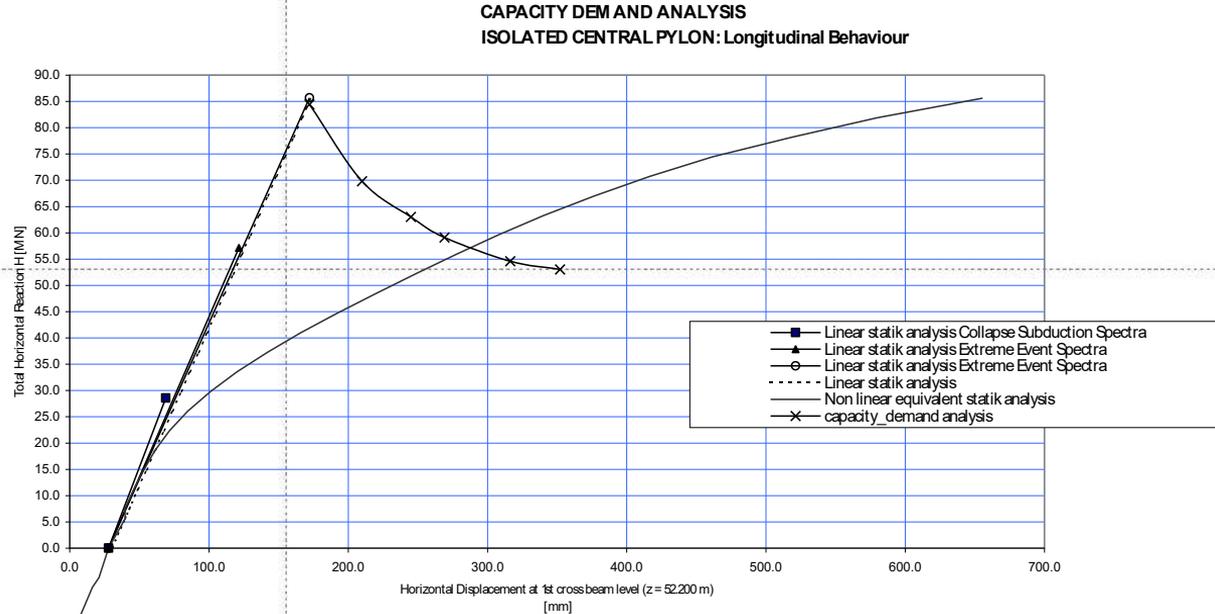
El proceso seguido ha sido el siguiente:

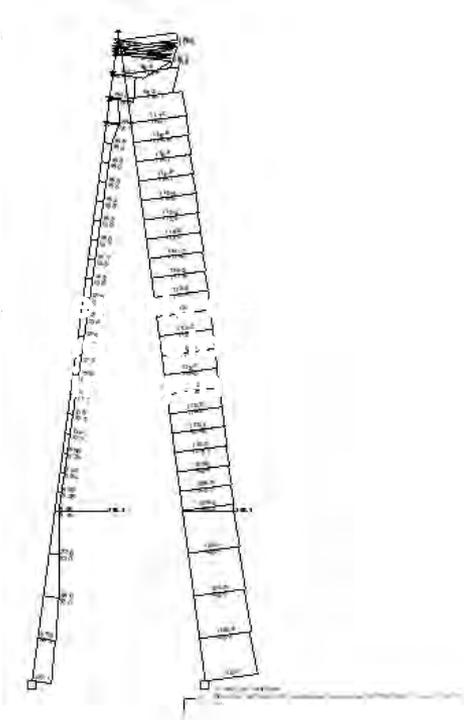
- Cálculo de la curva de capacidad del pilono (curva P- $\delta$ ), teniendo en cuenta las no linealidades mecánicas y geométricas.
- Análisis espectral modal. Este análisis se ha llevado a cabo considerando diferentes rigideces, comenzando por las propiedades de la sección sin fisuras y considerando posteriormente las fisuras en los puntos críticos, siguiendo un procedimiento iterativo.
- Determinación del punto de demanda de desplazamiento del pilón.



La forma de la curva final se muestra en la figura. En esta curva se puede observar lo siguiente:

- Análisis modal lineal para el espectro de diseño.
- Curva de capacidad del pilono, teniendo en cuenta las no linealidades geométricas y mecánicas.
- Evolución no lineal de la pérdida de rigidez en comparación con el análisis del espectro de diseño.





- Debido a la tipología del pilono, en dirección longitudinal, el comportamiento estructural no lineal se produce principalmente por una pérdida general de rigidez debido a las fuerzas de tracción. Por este motivo, no se han observado rótulas.
- Como se puede observar en la figura, la reducción de fuerzas en la dirección longitudinal debido al comportamiento no lineal de la estructura es muy pequeña, para el desplazamiento esperado en caso de SEE, siendo esta la razón por la que se ha utilizado un factor de ductilidad  $R=1$  en el diseño de la torre central A.
- El diseño del refuerzo de las torres se ha realizado de acuerdo con ASSHTO. En este código, para el estado límite último, se debía utilizar un factor de reducción de la resistencia  $\phi$  en función del nivel de las fuerzas axiales. En general, se debía utilizar un valor de  $\phi=0,50$  para el nivel inferior de las patas. Por eso, el SEE ha resultado ser el caso determinante, ya que la ventaja de utilizar un factor  $R=2$  (cuando es posible) se ha compensado con el factor  $\phi=0,50$ .

## Tablero

- La acción sísmica no gobierna el diseño del tablero, estando en rango elástico incluso para el SEE.
- Desde el punto de vista longitudinal, el tablero es un elemento continuo de 2494,00 m de longitud, con solo dos juntas de dilatación en sus extremos. Con el fin de controlar los movimientos longitudinales debidos a los casos de carga asimétrica, se han colocado dos amortiguadores en cada extremo del tablero. Estos cuatro amortiguadores reaccionarán en rango elástico para el FEE, pero actuarán como fusibles para el SEE.

## Sistema de suspensión

- El diseño de los cables y péndolas no se ha regido por el caso de carga sísmica, porque las variaciones de las tensiones de tracción en el cable son moderadas.
- Debido a la longitud de los vanos, la estructura no se ve afectada significativamente por una posible deformación permanente entre los puntos de anclaje del cable.
- Las péndolas se han diseñado de tal manera que su longitud pueda ajustarse en la situación postsísmica.
- La conexión entre los cables principales y el tablero en el centro de los vanos principales (bloqueo central) se ha diseñado como un punto fijo, en lugar de la solución clásica utilizada en Japón con cables que pueden romperse en caso de terremotos extremos.

## **Sistema de suspensión**

- El diseño de los cables y péndolas no se ha regido por el caso de carga sísmica, porque las variaciones de las tensiones de tracción en el cable son moderadas.

## **Bloques de anclaje**

- Los bloques de anclaje son elementos macizos que son tirados por los cables principales. Debido al alto nivel de aceleración sísmica horizontal con una aceleración vertical negativa simultánea, se ha considerado un deslizamiento moderado del bloque de anclaje. Sin embargo, la estructura es tan flexible que estos movimientos no tienen ningún impacto en el diseño.

**Gracias por su atención**



América Latina y El Caribe

[www.codigomodelosismico.org](http://www.codigomodelosismico.org)