



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Protección sísmica de puentes de ferrocarril. Aplicación al viaducto sobre el río Fluvià

Treball realitzat per:

Oscar Gonçal Ramos Marquès

Dirigit per:

Ángel Carlos Aparicio Bengoechea

Grau en:

Enginyeria d'Obres Públiques

Barcelona, 21/09/2015

Departament d'Enginyeria de la Construcció

TREBALL FINAL DE GRAU

RESUMEN

En este trabajo se ha realizado un estudio de los diferentes métodos disponibles actualmente para la protección sísmica de puentes de ferrocarril.

Los puentes de ferrocarril sólo se pueden proteger longitudinalmente ya que transversalmente no se pueden proteger manteniendo un desplazamiento transversal nulo, tal y como se exige para puentes de ferrocarril.

Frente a un sismo se puede optar por dos estrategias. La primera de ellas es resistirlo, que conlleva una gran rigidez estructural y la capacidad de transmitir los esfuerzos al terreno. La segunda opción es aislar el tablero y disipar la energía del sismo, que se disipa mediante amortiguadores.

Una vez realizado el estudio se aplican las dos estrategias que se consideran viables a un caso concreto. Se estudia la protección sísmica del viaducto del Fluvià, que es un viaducto de la Línea de Alta Velocidad Barcelona – Frontera Francesa de 835 m de longitud total. Tal y como se obtiene en el estudio, las dos únicas opciones viables son la de resistir el sismo mediante la creación de un punto fijo en un estribo, o disipar la energía mediante amortiguadores.

Con la aplicación práctica a un viaducto real se pretende comparar los dos casos para poder conocer sus ventajas y desventajas en un caso concreto. Para esto se han desarrollado los modelos para cálculo sísmico de cada caso, siendo preciso desarrollar análisis no lineales en el tiempo.

A partir de los resultados se procede a dimensionar los elementos que diferencian a cada método para poder compararlos.

Una vez obtenido el comportamiento frente a sismo de cada estrategia, y el dimensionamiento de los elementos estructurales principales, se realiza la comparación entre ambas opciones y se obtienen conclusiones. Las conclusiones abarcan cinco apartados, que son el comportamiento estructural, los aspectos constructivos, las diferencias económicas, el cálculo sísmico y el resumen general.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer este trabajo a aquellos que me han brindado su apoyo y han hecho posible su realización. Principalmente, a mi tutor Ángel Carlos Aparicio por toda la ayuda incondicional que me ha prestado al resolver mis dudas; a Tomás Polo por ofrecerme su experiencia en este ámbito y especialmente en los modelos de cálculo; y a Antonio Palomo por proporcionarme el proyecto original.

Por otro lado, me gustaría dar también las gracias a mi familia y a Carolina Añaños por la paciencia que han tenido conmigo a lo largo de estos meses y por las horas que han dedicado a llevar este trabajo a buen puerto.

Contenido

1.-	Introducción y Objetivos	1
2.-	Estado del conocimiento	2
2.1.-	Sistemas de un grado de libertad sin amortiguación	2
2.2.-	Sistemas de un grado de libertad con amortiguación	4
2.2.1.-	Amortiguación crítica	4
2.2.2.-	Sistema Sobreamortiguado	5
2.2.3.-	Sistema Subamortiguado	6
2.3.-	Sistemas con un grado de libertad frente a excitaciones armónicas.....	7
2.3.1.-	Excitación armónica en sistemas sin amortiguación.....	7
2.3.2.-	Excitación armónica en sistemas con amortiguación.	8
2.4.-	Espectro de respuesta elástica.....	9
2.5.-	Dispositivos de protección frente a sismo	9
3.-	Protección sísmica (longitudinal) del Viaducto del Fluvià.....	13
3.1.-	Descripción del viaducto	13
3.2.-	Configuraciones frente a sismo a comparar.	16
3.2.1.-	Configuración 1	16
3.2.2.-	Configuración 2	16
3.2.3.-	Configuración 3	17
3.2.4.-	Configuración 4	17
3.3.-	Análisis Estructural	17
3.3.1.-	Acciones	17
3.3.2.-	Modelo Estructural.....	22
3.3.3.-	Resumen de resultados.....	44
3.4.-	Dimensionamiento	70
3.4.1.-	Configuración 2	70
3.4.2.-	Configuración 4	89
3.5.-	Análisis de resultados y comparación	103
3.5.1.-	Pilas centrales.....	104
3.5.2.-	Estribo izquierdo	105
3.5.3.-	Estribo derecho	108
3.5.4.-	Resultados totales	111
4.-	Conclusiones.....	113
4.1.-	Comportamiento estructural	113

4.2.- Aspectos constructivos.....	114
4.3.- Diferencias económicas.....	114
4.4.- Cálculo sísmico	115
4.5.- Ventajas e inconvenientes	116
5.- Referencias bibliográficas	117

1.- Introducción y Objetivos

La progresiva internacionalización de la ingeniería española hace que cada vez más se tengan que tener en cuenta fenómenos sísmicos en el diseño de estructuras, siendo la experiencia en España limitada debido a que no es una zona sísmica importante. Además, en los últimos años se han desarrollado elementos que han contribuido a controlar y reducir los efectos sísmicos, como son aisladores o amortiguadores. Este TFG se enmarca en el comportamiento sísmico de puentes de ferrocarril, pues por sus dimensiones y masa son mucho más vulnerables que los puentes de carretera.

El TFG se estructura en una primera parte donde se estudian las posibilidades existentes para la protección sísmica de puentes. A continuación, se aplican en un puente real, el viaducto de la línea de Alta Velocidad entre Barcelona y Francia sobre el río Fluviá.

Sólo se estudia la protección longitudinal ya que en los puentes de ferrocarril se exige un desplazamiento transversal nulo, y la tecnología actual no permite proteger un puente frente a sismo en el sentido transversal manteniendo un desplazamiento nulo.

El objetivo general es comparar las distintas configuraciones frente a sismo, ver sus ventajas e inconvenientes, y como objetivos parciales se tienen:

- Entender el comportamiento dinámico y especialmente sísmico de estructuras, que no se imparte en el grado.
- Conocer los sistemas de protección sísmica de puentes y estructuras.
- Estudiar el comportamiento de puentes de ferrocarril frente a acciones longitudinales.
- Aprender a desarrollar modelos complejos de estructuras de grandes dimensiones. Incluir acciones dinámicas y realizar análisis en el tiempo.
- Comparar distintos comportamientos y sus consecuencias en los elementos que forman el viaducto, como tablero, pilas, estribos, cimentaciones, juntas, apoyos,...
- Extraer conclusiones que permitan conocer cuándo puede ser de interés o no introducir elementos de protección sísmica en viaductos.

2.- Estado del conocimiento

Al realizar el análisis dinámico de una estructura con propiedades de materiales, distribución de cargas y condiciones de contorno complejas, es necesario introducir simplificaciones para reducir el problema a una solución matemática que dé unos resultados admisibles desde el punto de vista de la seguridad y la economía. Esto se materializa en un modelo matemático que incluye las simplificaciones impuestas al problema físico real.

En cada modelo matemático se pueden introducir más o menos simplificaciones, logrando el equilibrio que se quiera entre fidelidad con el comportamiento real y dificultad de resolución del modelo.

Estos modelos se pueden clasificar según sus grados de libertad. El número de grados de libertad de un modelo es el número de coordenadas independientes necesarias para especificar la posición de un sistema en cualquier instante de tiempo. Las estructuras continuas tienen un número infinito de grados de libertad pero la idealización de la estructura mediante un modelo matemático comporta la reducción de los grados de libertad a un número discreto, llegando a ser sólo uno en algunos casos.

Los modelos con un solo grado de libertad permiten la modelización de la estructura como un sistema con una sola coordenada de desplazamiento. Para comprender cómo funciona un amortiguador es de gran interés aplicarlo a un sistema de un solo grado de libertad pues es interpretable de manera mucho más fácil. Por ello, a continuación se presentan modelos de un único grado de libertad con y sin amortiguación. (Paz, 1992) (Chopra, 2004).

2.1.- Sistemas de un grado de libertad sin amortiguación

Son sistemas de un grado de libertad en los cuales se han ignorado o despreciado las fuerzas de amortiguación. También se considera que el sistema está libre de fuerzas exteriores durante su movimiento vibratorio.

Con las consideraciones anteriores, el sistema sólo estaría influenciado por las condiciones iniciales. Estas condiciones iniciales son el desplazamiento y la velocidad específicas en el instante $t=0$. Este sistema se denomina oscilador simple sin amortiguación. Se suele representar como una masa m que está restringida por un resorte k a moverse linealmente a lo largo de un eje de coordenadas.

El resorte está caracterizado por la relación entre la magnitud de la fuerza F aplicada a un extremo libre y el desplazamiento y que resulta en ese extremo. Esta constante de proporcionalidad se llama constante del resorte o muelle, y se escribe:

$$F=ky$$

En el caso de que se tuvieran resortes en serie o en paralelo se puede determinar la constante del resorte equivalente de la siguiente manera:

-Resortes en paralelo:

$$K_e = \sum_{i=1}^n K_i$$

-Resortes en serie:

$$\frac{1}{K_e} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}$$

El movimiento del oscilador se puede obtener a partir de la ley de Newton que se expresa como:

$$F=ma$$

Donde F es la resultante de las fuerzas que actúan sobre un cuerpo de masa m y a es la aceleración resultante. La aceleración también se puede escribir como la derivada segunda con respecto al tiempo del vector posición; por tanto es una ecuación diferencial. De esta forma, para un cuerpo libre de masa m , que se desplaza en dirección positiva con referencia a la coordenada y , y que obra bajo la fuerza del resorte $F_r=k*y$, obtenemos:

$$-ky = m\ddot{y}$$

Otra forma de obtener la anterior ecuación es haciendo uso del *Principio de D'Alembert*, que establece que un sistema puede ser puesto en estado de *equilibrio dinámico* agregando a las fuerzas una fuerza ficticia, comúnmente conocida como *fuerza de inercia*.

Esta fuerza es igual a la masa multiplicada por la aceleración, y debe estar siempre dirigida negativamente con respecto a la coordenada correspondiente. Por esto, para el caso de un sistema de un grado de libertad sin amortiguación en vibración libre se obtiene la misma expresión que a partir de la ley de Newton, que es:

$$ky + m\ddot{y} = 0$$

y su solución es:

$$y = A \cos(\omega t) + B \sin(\omega t)$$

Donde A y B son constantes de integración determinadas por las condiciones iniciales:

$$A = y_0$$

$$B = v_0/\omega$$

Frecuencia natural en rad/seg: $\omega = \sqrt{k/m}$

Frecuencia natural en s⁻¹: $f = \frac{\omega}{2\pi}$

Período natural en segundos: $T = \frac{1}{f}$

La ecuación del movimiento puede escribirse de varias formas:

$$y = C \sin(\omega t + \alpha)$$

O

$$y = C \cos(\omega t - \beta)$$

Donde:

$$c = \sqrt{y_0^2 + \left(\frac{v_0}{\omega}\right)^2}$$

y:

$$\tan(\alpha) = \frac{y_0}{v_0/\omega}$$

$$\tan(\beta) = \frac{v_0/\omega}{y_0}$$

2.2.- Sistemas de un grado de libertad con amortiguación

Con las ecuaciones anteriores es posible definir el movimiento de un sistema de un grado de libertad sin amortiguación. En este caso, y en condiciones idealizadas, una vez excitado el oscilador simple oscila indefinidamente con una amplitud constante, a su frecuencia natural. Sin embargo, sabemos que es una idealización, ya que en el mundo real es imposible un mecanismo que vibre en esas condiciones ideales. Esto es debido a que siempre están presentes fuerzas de fricción o de amortiguación, que transforman la energía del sistema, cinética o potencial, en otras energías como el ruido y el calor.

Se puede tener en cuenta este efecto considerando un sistema con un grado de libertad con amortiguación. En el caso de una estructura real, la energía se disipa en movimientos vibratorios internos, pero para facilitar el cálculo se supone que la disipación es debida a fuerzas viscosas de amortiguación. Estas fuerzas de fricción son las que se producen en un cuerpo restringido en su movimiento por un medio viscoso.

En este caso tenemos un sistema con una masa m , una constante del resorte del oscilador k y el coeficiente de amortiguación viscosa c . Por lo que la ecuación diferencial del movimiento es:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = 0$$

La solución general de la ecuación diferencial es:

$$y(t) = C_1 e^{p_1 t} + C_2 e^{p_2 t}$$

Donde C_1 y C_2 son constantes de integración que se determinan de las condiciones iniciales, y:

$$\begin{aligned} p_1 &= -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \\ p_2 & \end{aligned}$$

Por lo que la forma final depende del signo de la expresión bajo el radical. Se pueden presentar tres casos diferentes: la cantidad bajo el radical puede ser cero, positiva o negativa.

2.2.1.-Amortiguación crítica

El primer caso, es el que la cantidad bajo el radical es cero, se le conoce como sistema con amortiguación crítica. Al ser cero la expresión bajo el radical:

$$\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m} = 0$$

Donde $c=c_{cr}$ donde c_{cr} es el coeficiente de amortiguación crítica, por lo que:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km}$$

Y como:

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

Podemos expresar c_{cr} como:

$$c_{cr} = 2m\omega = \frac{2k}{\omega}$$

El amortiguamiento crítico proporciona la forma más rápida de aproximar a cero la amplitud de un oscilador amortiguado. En el caso de un sistema subamortiguado se acerca a cero más rápidamente, pero oscila alrededor de él; si el sistema fuera sobreamortiguado la amplitud disminuiría de manera más lenta que en los otros casos.

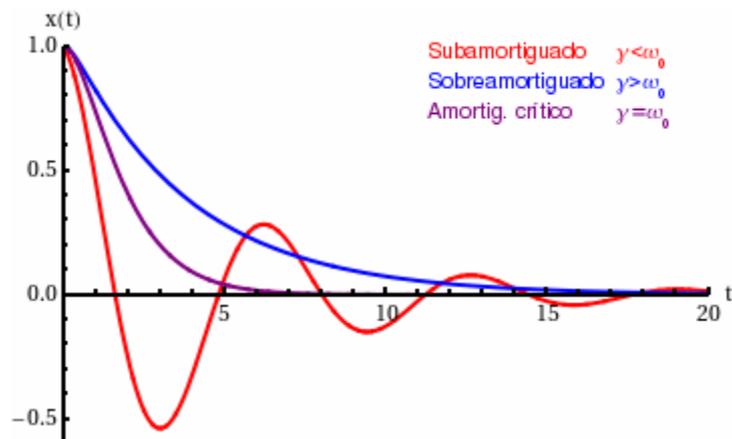


Figura 2-1- Amplitud/tiempo de los diferentes tipos de sistemas amortiguados

2.2.2.-Sistema Sobreamortiguado

En este caso el coeficiente de amortiguación es mayor que el coeficiente de amortiguación crítica, esto es:

$$c > c_{cr}$$

Por lo tanto, la expresión bajo el radical es positiva y las dos raíces de la ecuación característica son reales y distintas, con lo que la solución viene dada en este caso directamente por la solución general:

$$y(t) = C_1 e^{p_1 t} + C_2 e^{p_2 t}$$

De las anteriores ecuaciones se puede deducir que en los sistemas críticos y en los sistemas sobreamortiguados el movimiento resultante no es oscilatorio, sino que el movimiento inicial decrece exponencialmente con el tiempo hasta llegar a cero.

2.2.3.-Sistema Subamortiguado

En este caso el valor del coeficiente de amortiguación es menor que el crítico.

Esto es debido a que el valor bajo el radical es negativo, por lo que las raíces de la ecuación son conjugadas complejas. Operando se encuentra la solución, que es:

$$y(t) = e^{-\xi\omega t} (y_0 \cos(\omega_D t) + \frac{(v_0 + y_0 \xi \omega)}{\omega_D} \text{sen}(\omega_D t))$$

Donde:

Frecuencia del sistema con amortiguación: $\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$

Frecuencia natural sin amortiguación: $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$

Razón de amortiguación del sistema: $\xi = \frac{c}{c_{cr}}$

La solución también puede ser escrita como:

$$y(t) = C e^{-\xi\omega t} \cos(\omega_d t - \alpha)$$

Donde:

$$C = \sqrt{y_0^2 + \frac{(v_0 + y_0 \xi \omega)^2}{\omega_D^2}}$$

y

$$\tan(\alpha) = \frac{(v_0 + y_0 \xi \omega)}{\omega_D y_0}$$

La amplitud de vibración no se mantiene constante durante el movimiento, sino que decrece en los ciclos sucesivos; no obstante, las oscilaciones ocurren en intervalos iguales de tiempo. Este intervalo de tiempo se llama *período de vibración con amortiguación*, T_d .

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \xi^2}}$$

El coeficiente de amortiguación de un sistema suele ser considerablemente menor que el coeficiente crítico; generalmente su valor está entre el 2% y el 20% del crítico. En el caso que sustituyéramos este valor máximo ($\xi = 0.20$) en $\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$, obtendríamos:

$$\omega_d = 0.98 \omega$$

Esto es en el caso más extremo, y aun así la diferencia entre ellos es mínima, por lo que se puede simplificar tal que:

$$\omega_d \approx \omega$$

Un método común para determinar la amortiguación presente en un sistema es calcular el decremento logarítmico. Éste se define como el logaritmo natural de la razón de dos amplitudes consecutivas máximas en vibración libre, es decir:

$$\delta = \ln\left(\frac{y_1}{y_2}\right)$$

2.3.- Sistemas con un grado de libertad frente a excitaciones armónicas.

Hasta ahora se ha explicado el movimiento de sistemas de un grado de libertad sin amortiguación y con amortiguación frente a una fuerza externa inicial o desplazamiento iniciales. El siguiente paso es el estudio de estructuras frente a excitaciones armónicas, en sistemas de un grado de libertad sin amortiguación, y en sistemas de un grado de libertad con amortiguación. Estas estructuras están sujetas a fuerzas o desplazamientos cuyas magnitudes pueden ser representadas por una función, seno o coseno, del tiempo. En la vida real estas fuerzas son las producidas por maquinaria en rotación.

2.3.1.-Excitación armónica en sistemas sin amortiguación.

Si a un oscilador simple se le aplica una fuerza armónica $F(t) = F_0 \sin(\bar{\omega}t)$, donde F_0 es la amplitud máxima y $\bar{\omega}$ la frecuencia de la fuerza en radianes por segundo, su ecuación diferencial, que se obtiene de todas las fuerzas que afectan al sistema, es:

$$m\ddot{y} + k\dot{y} = F_0 \sin(\bar{\omega}t)$$

Y su solución es:

$$y(t) = y_c(t) + y_p(t)$$

En que $y_c(t)$ es la solución complementaria y $y_p(t)$ es la solución particular. La solución complementaria viene definida como:

$$y_c(t) = A \cos(\omega t) + B \sin(\omega t)$$

Donde $\omega = \sqrt{k/m}$

La solución particular:

$$y_p(t) = Y \sin(\bar{\omega}t)$$

Donde Y es el valor máximo o amplitud de la solución particular:

$$Y = \frac{F_0}{k - m\bar{\omega}^2} = \frac{F_0/k}{1 - r^2}$$

En la cual r es la razón de frecuencias:

$$r = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$$

Por lo que al combinar $y_c(t)$ y $y_p(t)$ y considerar que en $t=0$ la velocidad y el desplazamiento son nulos, se obtiene:

$$y(t) = \frac{F_0/k}{1-r^2} (\text{sen}(\bar{\omega}t) - r\text{sen}(\omega t))$$

Esta solución es la combinación de la respuesta permanente y de la transitoria. La respuesta transitoria es la superposición de dos términos armónicos de frecuencias diferentes. El movimiento resultante por lo tanto no es armónico, aunque en la realidad siempre hay fuerzas de fricción que provocan la eventual desaparición del término transitorio, de allí su nombre.

En la solución permanente se puede observar que cuando la frecuencia forzada $\bar{\omega}$ es igual a la frecuencia natural ω ($r=1.0$), la amplitud del movimiento tiende a aumentar infinitamente. Un sistema que actúa bajo una excitación externa con una frecuencia forzada que coincide con la natural se dice que está en *resonancia*. Al entrar en resonancia la amplitud aumenta gradualmente hasta el infinito, aunque como los materiales usados están sujetos a límites de resistencia la estructura fallará antes de alcanzar valores de amplitud muy altos.

2.3.2.-Excitación armónica en sistemas con amortiguación.

En este caso se considera un sistema con un grado de libertad vibrando bajo la influencia de una amortiguación viscosa. La ecuación diferencial del movimiento se obtiene igualando a cero todas las fuerzas que actúan sobre el cuerpo libre, y queda de la siguiente manera:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = F_0\text{sen}(\bar{\omega}t)$$

La solución a esta ecuación está formada otra vez por una solución complementaria y una solución particular.

La solución complementaria o respuesta transitoria es:

$$y_c(t) = e^{-\xi\omega t} (A \cos(\omega_D t) + B \text{sen}(\omega_D t))$$

La solución particular o respuesta permanente es:

$$y_p(t) = \frac{F_0/k \text{sen}(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}} = \frac{y_{st} \text{sen}(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

Siendo:

$$\theta \text{ el ángulo de fase: } \tan(\theta) = \frac{2\xi r}{1-r^2}$$

$$\omega \text{ la frecuencia natural: } \omega = \sqrt{k/m}$$

$$r \text{ la razón de frecuencias: } r = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$$

$$\omega_D \text{ la frecuencia de amortiguación: } \omega_D = \omega\sqrt{1-r^2}$$

Siendo ξ la razón de amortiguación: $\xi = \frac{c}{c_{cr}}$

Siendo y_{st} el desplazamiento o flecha estática del resorte producido por la fuerza F_0 :

$$y_{st} = \frac{F_0}{k}$$

Por lo que la solución es:

$$y(t) = e^{-\xi\omega t}(A \cos(\omega_D t) + B \text{sen}(\omega_D t)) + \frac{F_0/k \text{sen}(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

La razón entre la amplitud del componente permanente $y_p(t)$ y la deformación estática y_{st}

Se conoce con el nombre de *amplificación dinámica*, representada con la letra D :

$$D = \frac{Y}{y_{st}} = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

De la ecuación anterior se deduce que la amplificación dinámica máxima se produce cuando está en resonancia ($r=1$); con lo que obtenemos al substituir $r=1$ en D que en la condición de resonancia la amplificación dinámica es inversamente proporcional a la razón de amortiguación:

$$D(r = 1) = \frac{1}{2\xi}$$

2.4.- Espectro de respuesta elástica.

Para el caso de una estructura sometida a los efectos de un sismo se simplificaría la estructura como un sistema de un grado de libertad con amortiguación sometido a una excitación armónica.

Este estudio se debería hacer para cada estructura en concreto y para cada sismo, como esto no es posible se usa el espectro de respuesta elástica. Este espectro se establece en la Norma de Construcción Sismorresistente (Ministerio de Fomento, 2002). Es un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno para aceleraciones horizontales, correspondientes a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto del crítico.

A partir del espectro se encuentra la aceleración máxima a la que se verá sometida la estructura en lugar de hacer un estudio de la aceleración en el tiempo.

2.5.- Dispositivos de protección frente a sismo

Tal y como se sabe gracias a la ley de Newton, $F=m \cdot a$, cualquier elemento sometido a una aceleración, como será la de un sismo, provoca la aparición de una fuerza. Esta fuerza puede

ser resistida totalmente por lo que no se produciría ningún movimiento o puede ser permitido el movimiento del objeto.

Si se permite lo que se produce es un aumento de la energía cinemática del elemento ya que la energía es una fuerza por un desplazamiento. Esto se aplica igualmente al caso de un puente, se puede resistir la fuerza provocada por la aceleración del sismo a partir de un punto fijo que transmita esta fuerza al terreno o se puede permitir el movimiento del puente.

Si se opta por resistir la fuerza se debe crear un punto fijo que transmita la fuerza al terreno. Este punto fijo conlleva la aparición de grandes esfuerzos al resistir el sismo por lo que se debe dimensionar para ello. Esta solución tiene dos grandes desventajas:

- a. Es necesario transmitir la fuerza al terreno de cimentación, lo cual no siempre es posible
- b. El tablero debe ser capaz de resistir el esfuerzo debido al punto fijo

Para esta opción se puede:

- Añadir solamente restricciones permanentes a la estructura, proporcionando a sus partes la flexibilidad, resistencia y ductilidad necesarias (tablero, pilas y estribos).
- Introducir en los puntos adecuados de la estructura dispositivos que provoquen restricciones temporales, permitiendo los movimientos térmicos lentos y que se bloqueen para impactos cuando ocurre un terremoto.

En el caso de que se opte por permitir el sismo y disminuir sus efectos se puede llevar a cabo de dos maneras diferentes:

- Aislamiento Sísmico

-Disipación de la Energía

o

- Una combinación de ambas.

En el Aislamiento Sísmico se pretende mitigar los efectos del sismo desacoplando la estructura del terreno, por lo que debe:

-Ser capaz de transmitir las cargas verticales

-Disponer de una elevada flexibilidad lateral

-Tener capacidad de recentrado

-Disipar la máxima energía posible

Esto se consigue mediante diversos dispositivos:

-Apoyos de goma con capas de acero, también conocidos como apoyos de neopreno zunchado. Este apoyo transmite las cargas verticales y absorbe la energía sísmica. Esto se consigue con las capas de neopreno y el zunchado mediante placas de acero, que tiene como propósito acotar los desplazamientos verticales de las capas de neopreno. Las capas de neopreno y las láminas de acero se encuentran intercaladas entre sí.

- Amortiguadores compuestos o también llamados aislación de base híbrida. Están compuestos de amortiguadores viscoelásticos y de acero combinados con láminas de goma. Son adecuados para evitar las vibraciones verticales producidas por el tráfico. Para lograr niveles más altos de amortiguamiento se utiliza el aislador de goma con un núcleo de plomo. Este núcleo permite aumentar el amortiguamiento del aislador a través de la fluencia bajo deformación lateral del núcleo de plomo. También permite rigidizar la estructura lateralmente para cargas de servicio y eventuales.

- Los sistemas de fricción puros, se basan esencialmente en los mecanismos de deslizamiento friccionales. La fuerza friccional ofrece resistencia al movimiento y disipa la energía.

-El sistema del péndulo de fricción, consiste en una articulación de deslizamiento que se mueve sobre una superficie esférica cóncava. Cualquier movimiento de la base producirá un desplazamiento de la articulación a lo largo de esa superficie disipando energía por fricción. Al ser el desplazamiento en una superficie curva la carga vertical transmitida por la articulación provoca una componente tangencial que tiende a centrar el sistema. Este sistema utiliza la gravedad y su geometría para alcanzar la aislación sísmica deseada.

-Los sistemas elásticos-friccionales, consisten en capas concéntricas de placas de teflón que están en contacto friccional unas con otras y poseen un núcleo de goma. Combinan el efecto de amortiguamiento friccional con la elasticidad de la goma. El núcleo de goma distribuye los desplazamientos y velocidades en toda la altura del amortiguador.

Todos los anteriores dispositivos se colocan en las bases de la estructura que se quiere aislar frente a sismo.

En cambio, para la disipación de energía los aparatos disipadores se colocan en la propia estructura. Estos sistemas se pueden clasificar en dos tipos, en sistemas pasivos y los sistemas activos. La principal diferencia entre ellos es que los primeros no necesitan de energía externa (energía eléctrica) para funcionar y los segundos sí.

- Los amortiguadores histeréticos utilizan las características de amortiguamiento histerético de los materiales y sistemas. Son los amortiguadores de acero, amortiguadores de plomo, amortiguadores friccionales y los amortiguadores viscoelásticos. Uno de los mecanismos más efectivos para la disipación de energía en una estructura metálica es a través de la deformación inelástica de sus componentes. La idea de la utilización de amortiguadores metálicos es que la mayor disipación de energía sísmica se produzca en los mismos, disminuyendo la absorción en la estructura. Para los amortiguadores viscoelásticos, los materiales usados en aplicaciones estructurales son típicamente polímeros o sustancias vídriosas las cuales disipan energía cuando están sujetas a deformación por corte.

- Los amortiguadores hidráulicos están formados por un pistón, con fluido viscoso en su interior, el cual se fija por un extremo al puente y el otro extremo se fija al terreno o a un punto fijo.

Al producirse el movimiento del puente se mueve el émbolo ya que son elementos unidos entre ellos, para moverse el émbolo tiene que conseguir que pase el fluido viscoso de un lado al otro del émbolo por entre unos agujeros hechos en él. Al ser un fluido viscoso ofrece una gran resistencia a pasar por los orificios con lo que se provoca una disipación constante de energía al convertirla en calor debido a la fricción del pistón con el fluido viscoso. De esta manera se permite el movimiento del puente a la vez que se disipa parte de su energía hasta conseguir que esta sea nula al finalizar el sismo. Al ser un fluido viscoso dificulta los movimientos debidos a fuerzas instantáneas y de no muy alta magnitud, como sería la fuerza de frenado, consiguiendo incluso que el movimiento debido a ella sea nulo. En cambio los movimientos lentos como son las deformaciones térmicas del tablero de permiten sin ofrecer ninguna oposición.

Al aplicar una fuerza grande permite el movimiento pero el paso del fluido por los orificios a una velocidad grande produce una gran fuerza de fricción que disipa la energía mediante fuerzas de fricción viscosa y calor.

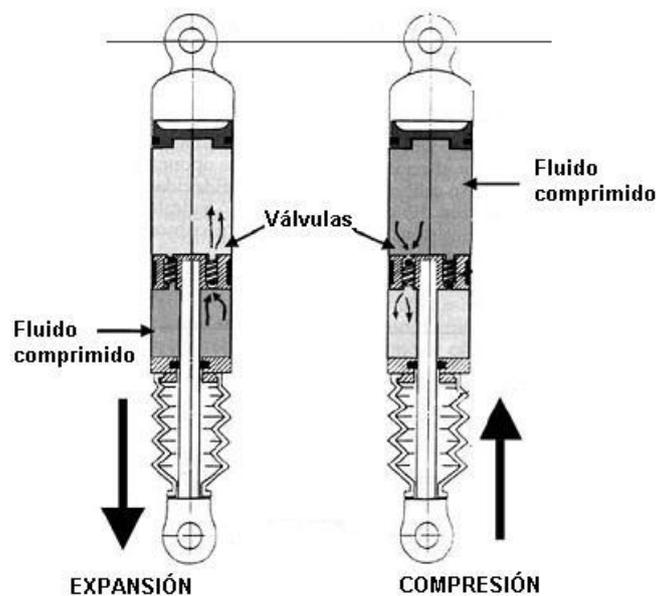


Figura 2-2- Esquema amortiguador hidráulico

3.- Protección sísmica (longitudinal) del Viaducto del Fluvià

3.1.- Descripción del viaducto

El viaducto estudiado en este TFG pertenece al “proyecto de construcción de plataforma en la línea de alta velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa. Tramo: Vilademuls – Pontós”.

El tramo Vilademuls - Pontós corresponde a la segunda parte del “Proyecto de plataforma del tramo: Sant Julià de Ramis – Pontós de la línea de alta velocidad Madrid –Zaragoza – Barcelona – frontera francesa.” Se ha proyectado para una velocidad de diseño de 300 km/h y tráfico ferroviario de tipo mixto (alta velocidad pasajeros y mercancías). El trazado en planta tiene una longitud mínima de clotoide de 400 m un parámetro mínimo de transición en alzado KV = 35.000 m.

En los 5.660 m de longitud del tramo, las obras más significativas son:

Obra	Longitud (m)
Viaducto sobre la Riera de Cinyana	74
Túnel de Les Cavorques	2.939
Viaducto sobre Rec Casinyola 1	25
Viaducto sobre Rec Casinyola 2	127
Viaducto sobre el río Fluvià	835

El viaducto sobre el Río Fluvià está situado entre los PK 515+000 y el PK 516+000.

Las características de la sección tipo de vía doble en viaducto son las siguientes:

- Ancho del tablero: 14.00 m
- Pendiente a dos aguas del tablero: 2%
- Espesor mínimo de balasto bajo traviesa: 0.40 m
- Distancia mínima de eje poste de catenaria a eje de vía: 3.35 m
- Distancia mínima de eje de canaleta a eje de vía: 3.90 m



Figura 3-1- Viaducto sobre el río Fluvià en la actualidad

La longitud total es de 835 m, siendo las luces de los vanos: $1 * 45 + 10 * 60 + 2 * 70 + 1 * 50$. Los vanos de 70 m son debidos al futuro cruce sobre la N-II.

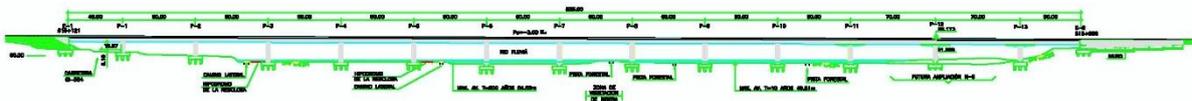


Figura 3-2- Sección Longitudinal

Durante el proyecto se plantearon dos soluciones para proteger el puente frente a sismo. Estas eran la creación de un punto fijo en el estribo izquierdo, o la de acoplar amortiguadores al tablero en los dos estribos juntamente con neoprenos centradores. Frente a estas dos opciones finalmente se decidió crear el punto fijo en el estribo izquierdo, siendo así como está actualmente construido.

La sección transversal del tablero está formada por una sección cajón de ala de gaviota de 14m de ancho total, de los cuales 3,50 m son de cada voladizo, 7,0 m de ancho de losa superior por 5,60 m de ancho de losa inferior. El canto del tablero es constante de 4,00 m en todo el puente salvo en las zonas de las pilas P11, P12 y P13 (vanos de 70 m de luz) donde se dispone de cartelas que aumentan el canto del tablero hasta los 5,50 m. En las zonas de las pilas P1 a P10 se dispone de una zona con mayor espesor de la tabla inferior, pasando de un espesor de 0,25 m a 0,60 m para alojar las compresiones en ELU. Todo el tablero está proyectado con hormigón pretensando HP- 45.

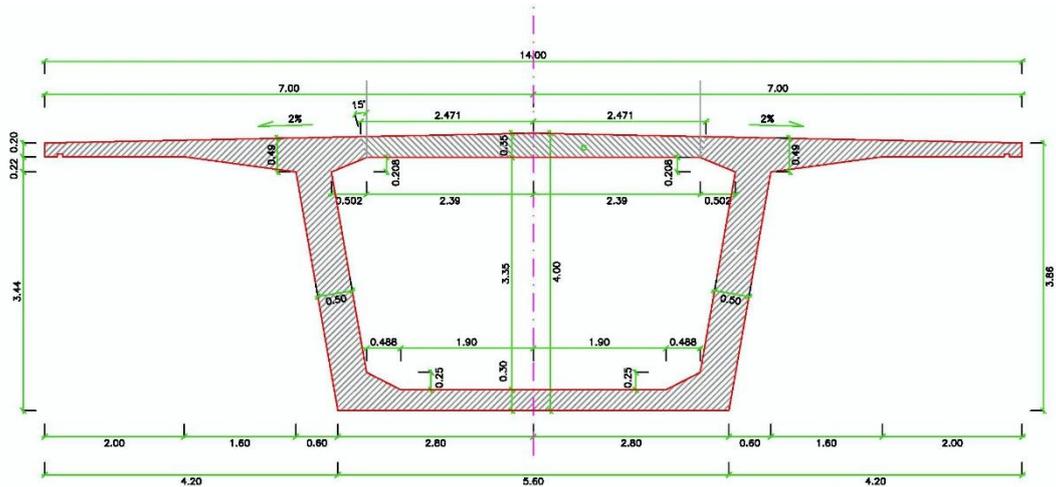


Figura 3-3- Sección tablero

Las pilas son monofuste de sección hidrodinámica ovalada hueca con dimensiones en proyección recta de 5,60 x 3,20 m siendo la dimensión menor paralela al eje del puente. El óvalo está constituido por un radio menor de 1,50 m en los laterales y radio mayor de 10,0 m y el hueco interior tiene de dimensiones 3,20 x 2,20 m. La altura de las pilas es variable y comprende desde los 8,64 m de la Pila 1 a los 19,25 m de la Pila 6. La pila se maciza en sus dos últimos metros y están proyectadas con hormigón armado HA-30.

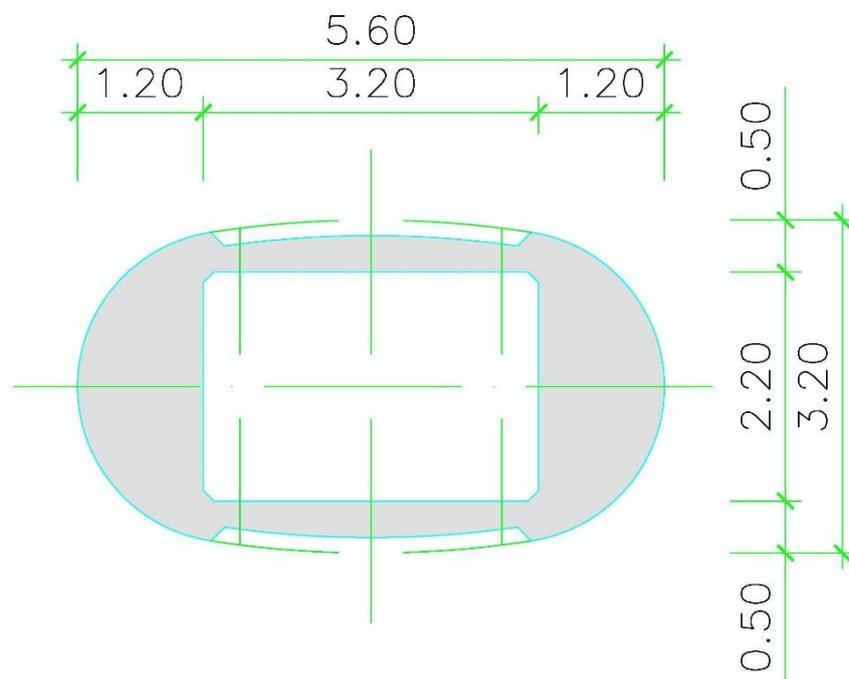


Figura 3-4- Sección pilas

Los estribos son cerrados con muros de vuelta y doble muro frontal para hacer frente a los esfuerzos horizontales de arranque y frenado así como a la acción accidental del sismo. Los estribos están proyectados con hormigón armado HA-30.

La cimentación del viaducto se resuelve mediante cimentación profunda con pilotes. Los pilotes y encepados se han proyectado con hormigón armado HA-30.

Se plantea la construcción del tablero con sección cajón continua hormigonada in situ con el empleo de una autocimbra excepto en las cartelas de los vanos de 70 m, que se realizan mediante cimbra convencional.

El proceso constructivo del tablero en este caso está previsto por fases tanto transversales como longitudinales. Longitudinalmente el procedimiento es un vano a vano con junta a L/5. Transversalmente, la tabla inferior, las almas y los voladizos se ejecutan en primera fase, dándose un pretensado inicial que hace la sección autoportante. A continuación se lanza la autocimbra al siguiente vano mientras que se monta el encofrado de la parte central de la tabla superior y se hormigona ésta. Con esto se consigue un avance de cimbra por semana.

3.2.- Configuraciones frente a sismo a comparar.

3.2.1.- Configuración 1

En la configuración 1 se estudia el caso de que el tablero estuviera simplemente apoyado y con desplazamiento longitudinal libre en todas las pilas y estribos excepto en las pilas centrales, que serían puntos fijos.

Los puntos fijos se materializarían mediante apoyos POT fijos y los apoyos deslizantes longitudinalmente mediante un apoyo POT multidireccional y uno unidireccional para resistir las fuerzas transversales (centrífuga, viento, lazo,...). El uso de un POT unidireccional en cada apoyo libre es debido a que así se impone el desplazamiento transversal cero obligatorio para los viaductos de ferrocarril.

Esta configuración es interesante debido a que permite las deformaciones reológicas y por temperatura al tener apoyos deslizantes excepto en el centro del tablero, que actúa como punto fijo, a la vez que permite resistir las fuerzas instantáneas que pueda haber al estar fijo en el centro.

3.2.2.- Configuración 2

En la configuración 2 se estudia el caso de que el tablero estuviera simplemente apoyado y con desplazamiento longitudinal libre en todas las pilas y estribos excepto en el estribo izquierdo que sería un punto fijo.

El punto fijo en el estribo izquierdo se llevaría a cabo mediante unos apoyos POT multidireccionales, un pretensado para impedir el desplazamiento longitudinal y un apoyo de neopreno lateral que impediría el desplazamiento transversal. Los apoyos deslizantes longitudinalmente se materializarían mediante un apoyo POT multidireccional y uno unidireccional. El uso de un POT unidireccional en cada apoyo libre es debido a que así se impone el desplazamiento transversal cero obligatorio para los viaductos de ferrocarril.

En este caso todos los esfuerzos longitudinales se resisten en el estribo fijo, por lo que ese estribo se debe dimensionar para resistir unos esfuerzos mayores que en el caso la configuración 1.

3.2.3.- Configuración 3

En la configuración 3 se estudia el caso de que el tablero estuviera simplemente apoyado y con desplazamiento longitudinal libre en todas las pilas y estribos excepto en las pilas centrales. En las pilas centrales se apoyaría mediante aparatos de neopreno zunchado que realizarían la función de centrar el puente después de que éste estuviera sometido a acciones longitudinales.

Los apoyos deslizantes longitudinalmente se materializarían mediante un apoyo POT multidireccional y uno unidireccional. El uso de un POT unidireccional en cada apoyo libre es debido a que así se impone el desplazamiento transversal cero obligatorio para los viaductos de ferrocarril.

Con esta configuración se permiten las deformaciones inducidas por los esfuerzos debidos a la retracción y a la temperatura ya que el puente actúa como si estuviera fijo en el centro debido a los neoprenos. En cambio ante los esfuerzos de un sismo permite el movimiento libre del tablero devolviéndolo a su posición inicial al finalizar el sismo ya que los neoprenos actúan como centradores al deformarse conjuntamente con el movimiento del tablero y devolviéndolo a posteriori a su posición original.

3.2.4.- Configuración 4

En la configuración 4 se estudia el comportamiento de un puente con apoyos de neopreno en las pilas centrales, actuando como centradores, y dos amortiguadores en cada estribo para disipar la energía del sismo.

Los apoyos deslizantes longitudinalmente se materializarían mediante un apoyo POT multidireccional y uno unidireccional. El uso de un POT unidireccional en cada apoyo libre es debido a que así se impone el desplazamiento transversal cero obligatorio para los viaductos de ferrocarril.

Con esta configuración se permiten las deformaciones inducidas por los esfuerzos debidos a la retracción y a la temperatura ya que el puente actúa como si estuviera fijo en el centro debido a los neoprenos. En cambio ante los esfuerzos de un sismo los amortiguadores disipan parte de la energía y los neoprenos actúan como centradores.

3.3.- Análisis Estructural

3.3.1.-Acciones

Las acciones, según IAPF-07 (Ministerio de Fomento, 2007), se dividen en permanentes, variables y accidentales.

Sus coeficientes parciales para la evaluación de ELU son:

Tipo de acción	Situaciones permanentes o transitorias		Situaciones accidentales (sísmicas)	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	1.00	1.35	1.00	1.00
Variable	0.00	1.50	0.00	1.00
Accidental	-----	-----	1.00	1.00

Tabla 3-1- Coeficientes parciales ELU

3.3.1.1.- Acciones Permanentes

-Peso Propio

El Peso Propio del tablero se expresa como:

$$PP_t = \gamma_c \times A_c$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$A_c = 9.5073 \text{ m}^2$$

$$PP_t = 237.7 \text{ kN/m}$$

-Cargas Muertas

- Balasto:

$$e_{\text{medio balasto}} = 0.52 \text{ m}$$

$$\text{Ancho}_{\text{balasto}} = 10.10 \text{ m}$$

$$\text{Área}_{\text{balasto}} = e_{\text{medio balasto}} \times \text{Ancho}_{\text{balasto}} = 5.25 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{\text{balasto}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$cm_{\text{balasto}} = 94.5 \text{ kN/m}$$

- Traviesas y carriles:

$$nv = \text{número de vías} = 2$$

$$cm_{\text{traviesas y carriles}} = 2 * \left(\frac{3.20 \text{ kN}}{0.60 \text{ m}} + 2 \times 0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 13.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Muretes guardabalasto:

$$cm_{murete} = 2 \times (0.50m \times 0.2 m \times \gamma_c) = 5 \frac{kN}{m}$$

- Catenaria:

$$cm_{catenaria} = 2 * \frac{5kN}{30 m} = 0.33 \frac{kN}{m}$$

- Impostas, barandillas, canaletas y aceras:

$$cm_{impostas} = nv \times \left[(0.23 + 0.07) \times 25 \frac{kN}{m} + 0.5 \frac{kN}{m} \right] = 16 \frac{kN}{m}$$

Total:

$$cm = cm_{balaastro} + cm_{traviesas y carriles} + cm_{murete} + cm_{catenaria} + cm_{impostas}$$

$$cm = 128.93 \frac{kN}{m}$$

$$cm = 128.93 \frac{kN}{m} * 835m = 107656.55 kN$$

que corresponde a una masa de 13.143 Tn/m

3.3.1.2.- Acciones Variables

Los coeficientes de combinación, según IAPF-11 (Ministerio de Fomento, 2011), de las cargas variables son:

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carga de Tráfico	0.8	0.8	0
Viento	0.6	0.5	0.2
Temperatura	0.6	0.5	0.2

Tabla 3-2- Coeficientes de combinación

-Sobrecarga de Uso

-Cargas verticales:

- Tren de carga

Se define por las acciones siguientes, actuando simultáneamente:

- a) Cuatro ejes de 250 kN cada uno, separados longitudinalmente entre sí 1,6m, en la posición más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

b) Una sobrecarga uniformemente repartida de ochenta kN/m extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y efecto del estudio. Esta carga no se dispondrá en una longitud igual a 6.4m centrada con los cuatro ejes definidos en a.

Los dos tipos de acciones anteriores irán multiplicados por un coeficiente de clasificación, α , que depende del ancho de vías. En este caso es de 1.21 para ancho internacional.

-Cargas horizontales

- Frenado y arranque

El valor de estas acciones será:

$$Q_{fk} = \alpha * 6000 \text{ kN} = 1.21 * 6000 = 7260 \text{ kN}$$

$$Q_{ak} = \alpha * 1000 \text{ kN} = 1.21 * 1000 = 1210 \text{ kN}$$

Con α de valor 1.21, siendo α el coeficiente de clasificación para ancho internacional.

- Fuerza centrífuga

Tenemos:

$$r = 6000\text{m}$$

$$v_e = 300 \text{ kph} = 83.33 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1.21$$

$$\alpha := \min(1, \alpha) = 1$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$L_{vano} = 60$$

$$L_{fl} = 2 * L_{vano}$$

$$\text{Coeficiente reductor } f = 0.197 + 0.803 \times \sqrt{\frac{2.88}{L_{fl}}} = 0.32$$

$$q_1 = 80 \text{ kN/m}$$

$$Q_1 = 250 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = f \times \alpha \times \frac{q_1 \times v_e^2}{g \times r} = 3.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{tk} = f \times \alpha \times \frac{Q_1 \times v_e^2}{g \times r} = 9.48 \text{ kN}$$

Esta carga se aplicará sólo en la parte curva.

- Efecto de lazo

El efecto lazo se tendrá en cuenta como una fuerza puntual única de valor característico igual a:

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}$$

-Acciones climáticas

- Viento

$$v_{ref} = 28 \text{ m/s}$$

-Empuje transversal sobre el tablero

$$E_h = 13.85 \text{ kN/m}$$

$$E_v = 11.173 \text{ kN/m}$$

-Empuje longitudinal sobre el tablero

$$E_h = 2.45 \text{ kN/m}$$

-Empuje transversal sobre las pilas

$$E_{trans} = 5 \text{ kN/m}$$

$$E_{long} = 14.66 \text{ kN/m}$$

3.3.1.3.- Acciones Accidentales

-Acción sísmica

En la NCSE-02 (Ministerio de Fomento, 2002) se define la aceleración básica de la superficie del terreno (a_b), en función de la gravedad, para los municipios de España. También se define el coeficiente de contribución (k) que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

En el municipio de Pontós:

$$a_b = 0.09 \text{ g}$$

$$K = 1.0$$

La aceleración sísmica de cálculo (a_c) viene definida como:

$$a_c = S \rho a_b = 1.037 * 1.3 * 0.09 \text{ g} = 0.12 \text{ g}$$

Dónde:

P es el coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

$\rho = 1.3$ (construcción de importancia especial)

S es el coeficiente de amplificación del terreno. Para $P^* a_b \leq 0.1 \text{ g}$

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 * \left(\rho * \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{C}{1.25} \right) = \frac{1.3}{1.25} + 3.33 * (1.3 * 0.09 - 0.1) \left(1 - \frac{1.3}{1.25} \right) = 1.037$$

C es el coeficiente de terreno. Para terreno tipo II:

$$C = 1.3$$

ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA

- Si $T < T_a$ $\alpha(T) = 11.5 * T/T_A$
- Si $T_a \leq T \leq T_b$ $\alpha(T) = 2.5$
- Si $T > T_b$ $\alpha(T) = K * C/T$

Siendo:

- $\alpha(T)$ El Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
- T El Período propio del oscilador en segundos.
- K El coeficiente de contribución
- C El coeficiente del terreno
- T_a y T_b los períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_a = K * C / 10 = 1.0 * 1.3 / 10 = 0.13$$

$$T_b = K * C / 2.5 = 1.0 * 1.3 / 2.5 = 0.52$$

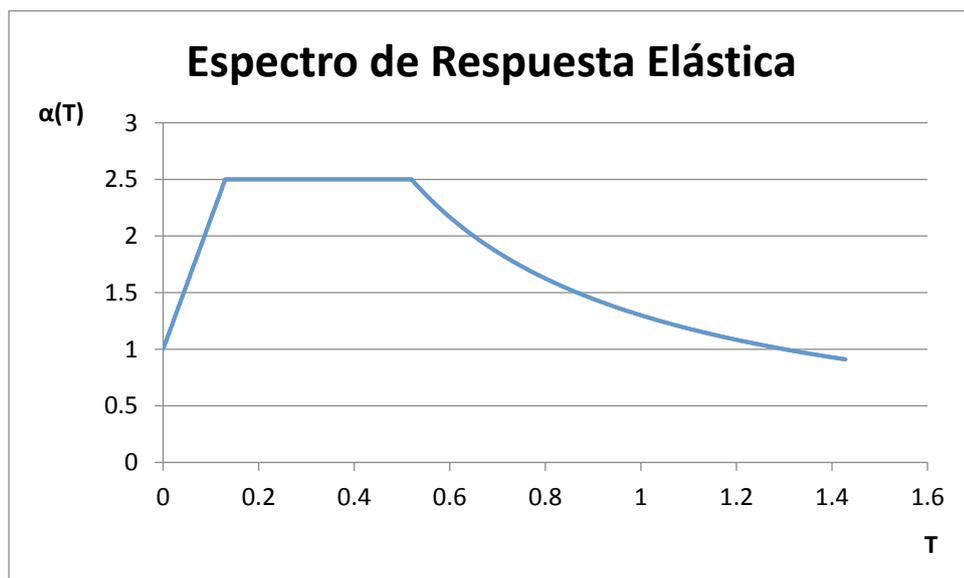


Figura 3-5- Espectro de respuesta elástica

3.3.2.-Modelo Estructural

3.3.2.1.- Modelo 1

En este modelo se modeliza la configuración 1, formada por puntos fijos en las pilas centrales y en el resto de apoyos y estribos apoyos simples.

Todos los apoyos se modelizan a partir de una biela que simula el apoyo derecho y el izquierdo de cada punto de apoyo. Cambiando las propiedades del material de la biela y las restricciones en cuanto a transmisión de momentos se consigue modelizar el comportamiento de los diferentes tipos de apoyo.

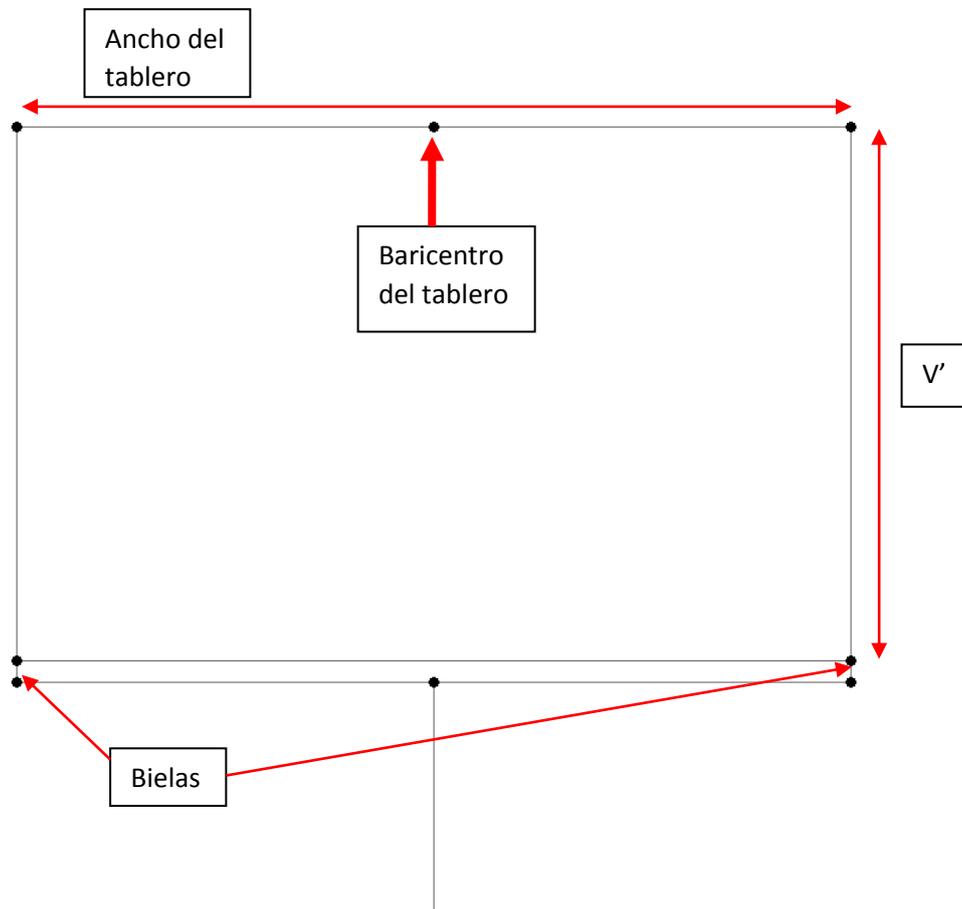


Figura 3-6- Modelización del apoyo mediante bielas

Para modelizar los aparatos POT (fijos, multidireccionales, o unidireccionales) se da a las bielas las propiedades de un material con las siguientes características:

$$E= 3.193E7 \text{ MPa}$$

$$\gamma= 0 \text{ kN//m}^3$$

$$A= 10 \text{ m}^2$$

$$I=100 \text{ m}^4$$

Con estas propiedades se consigue simular un material muy rígido que tiene deformaciones casi nulas.

En los apoyos POT unidireccionales se libera la transmisión de los momentos transversales y longitudinales en la parte superior de la biela, en la inferior sólo se libera la transmisión del momento longitudinal.

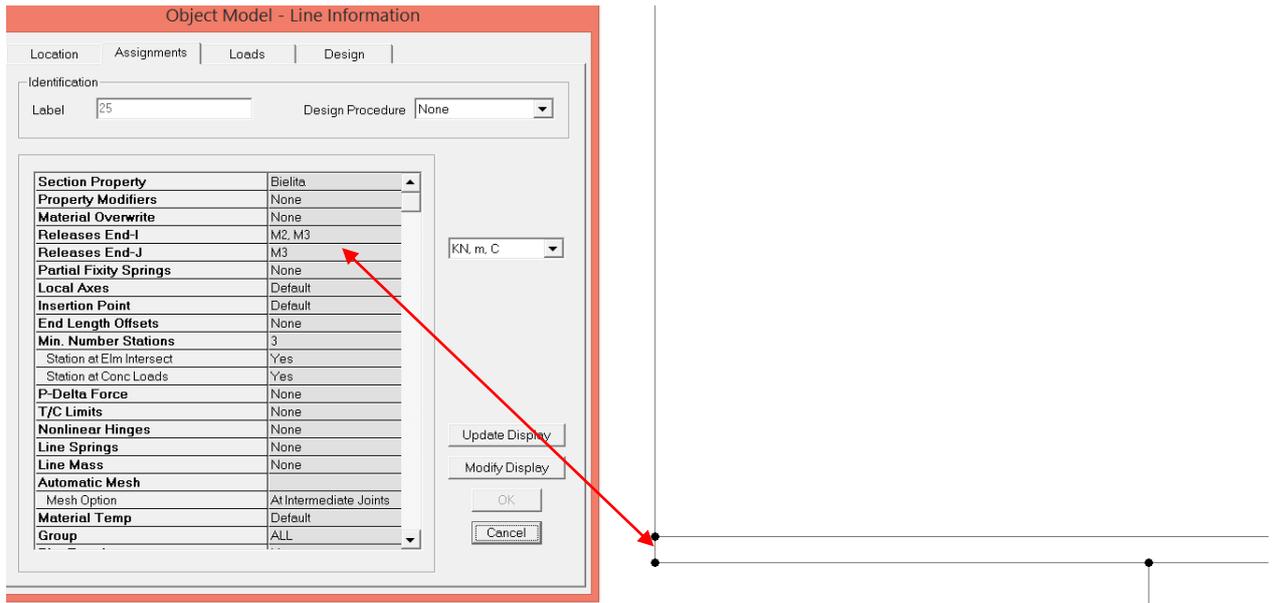


Figura 3-7- Modelización POT unidireccional

En cambio para modelizar los apoyos POT multidireccionales se libera la transmisión de los momentos longitudinales y transversales en los dos extremos de la biela.

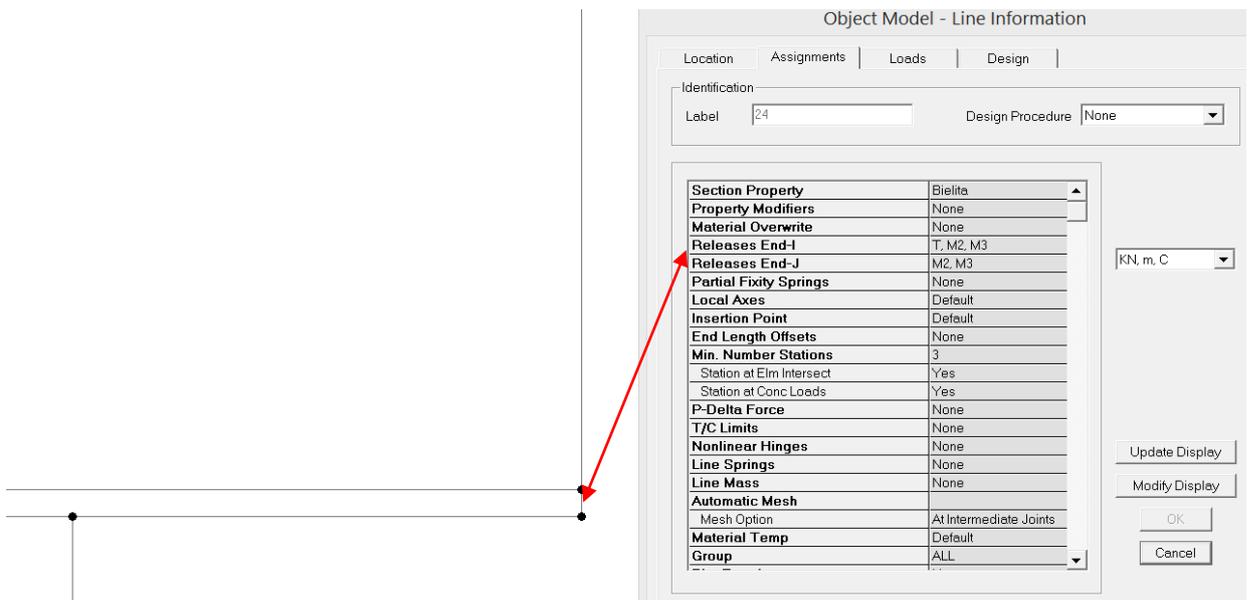


Figura 3-8- Modelización POT multidireccional

Para la modelización del punto fijo en las pilas no se libera ninguna transmisión de momentos.

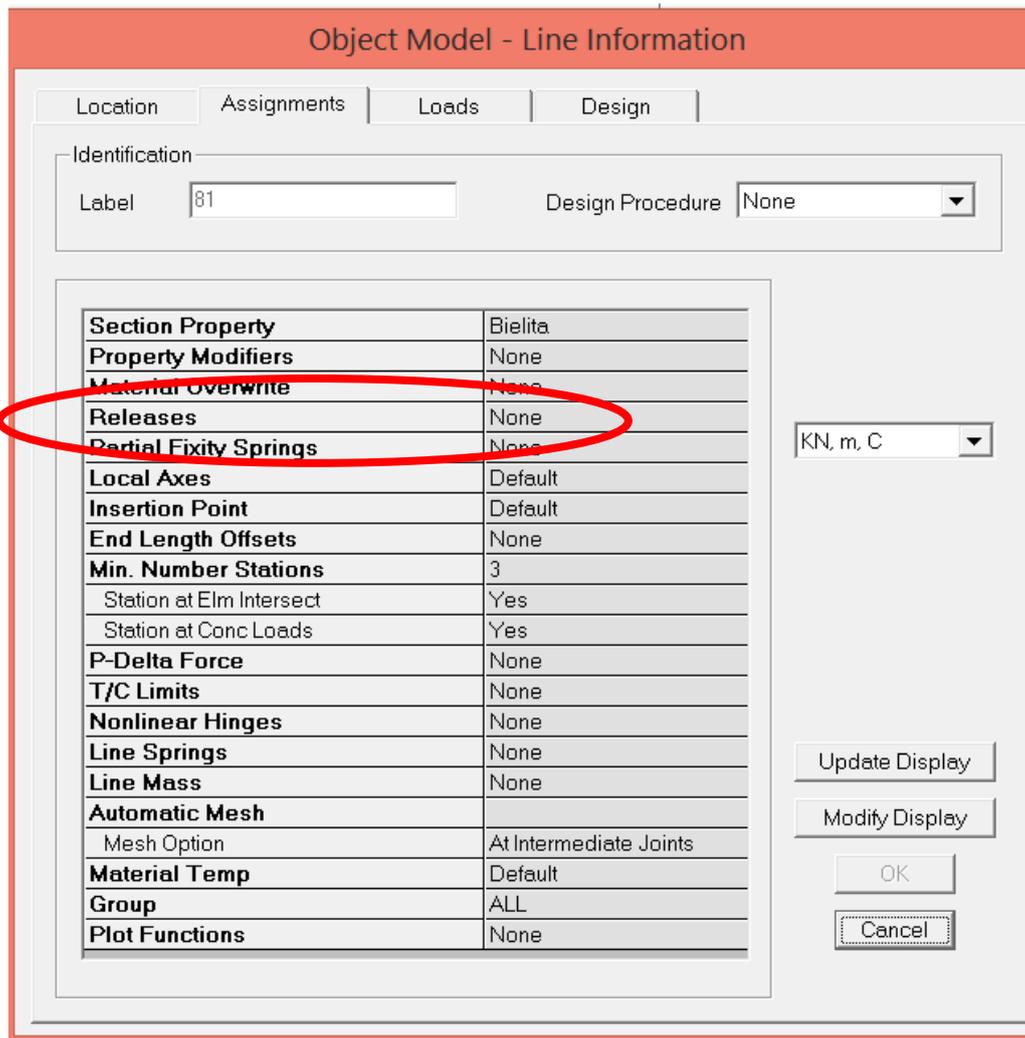


Figura 3-9- Modelización punto fijo

Para el estudio frente a sismo se introduce el espectro de respuesta obtenido anteriormente y se realiza un análisis modal. Se calculan los primeros 100 modos propios de la estructura para obtener un resultado lo más exacto posible al movilizar prácticamente la totalidad de la masa. Las masas del tablero y de las pilas ya las reconoce el programa de manera autónoma, pero no así las masas de las cargas muertas (balasto, travesías, carriles, muretes guardabalasto, catenaria, imposta, barandillas, canaletas aceras). Estas cargas corresponden a una masa de 13.143 Tn/m, que se deben añadir manualmente al tablero para que se tenga en cuenta en el análisis modal.

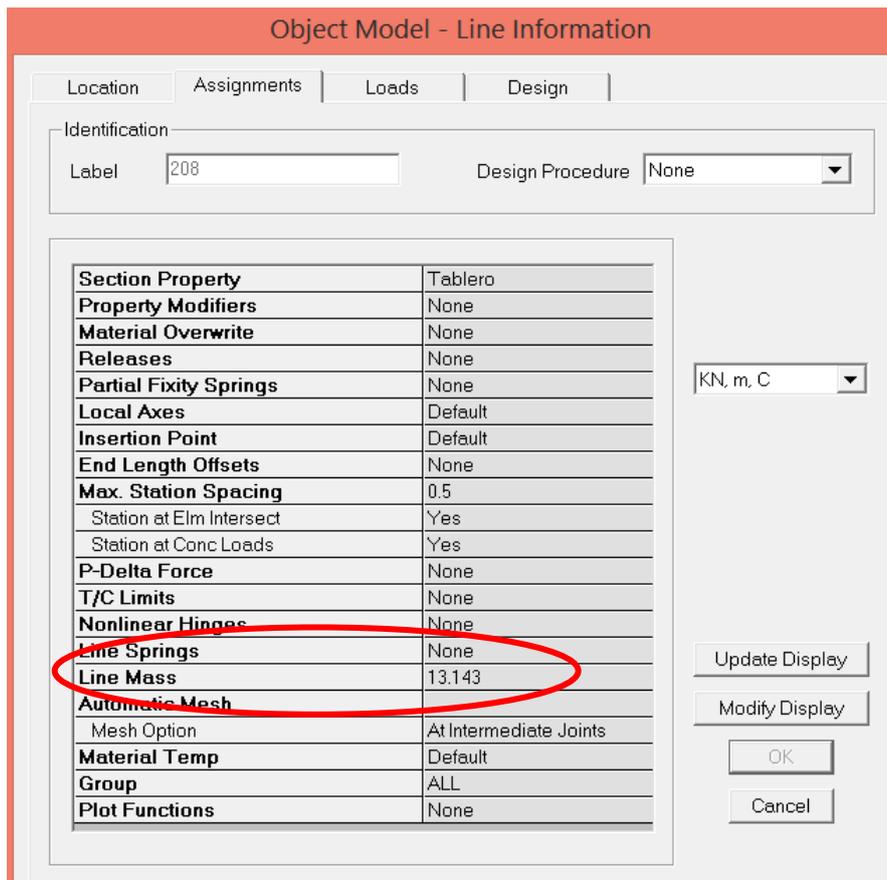


Figura 3-10- Masa de las cargas muertas añadida al tablero

En este caso se definen tres tipos de sismo:

- Sismo Longitudinal, que está compuesto por $U_x + 0.3*U_y + 0.3*0.7*U_z$
- Sismo Transversal, que está compuesto por $0.3*U_x + U_y + 0.3*0.7*U_z$
- Sismo Longitudinal, que está compuesto por $0.3*U_x + 0.3*U_y + 0.7*U_z$

Aunque se han definido los 3 tipos de sismo, sólo nos interesa el sismo longitudinal, que es el que se usará para comparar.

De esta manera el modelo que se obtiene es el que se muestra en la siguiente figura.

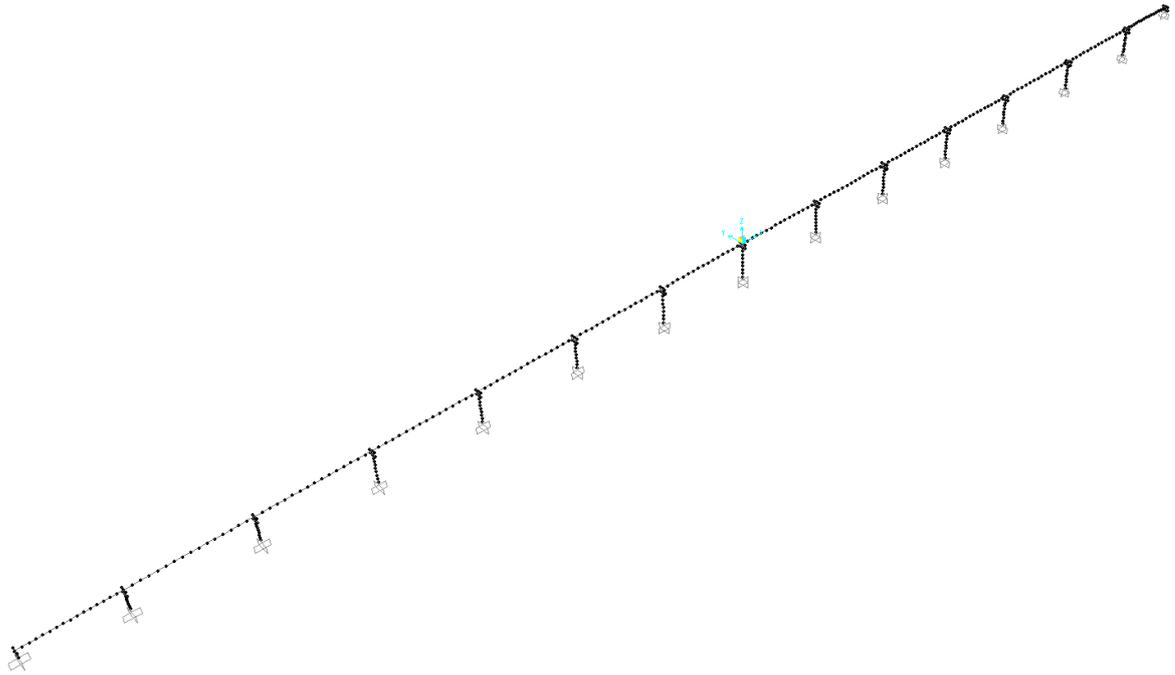


Figura 3-11- Modelo 1

3.3.2.2.- Modelo 2

En este modelo se modeliza la configuración 2, formada por un punto fijo en el estribo izquierdo y apoyos simples en estribos y el resto de las pilas.

Los apoyos simples se modelizan tal y como se ha explicado en el 3.3.2.1.-Modelo 1.

El punto fijo se modeliza idénticamente a lo explicado en el 3.3.2.1.-Modelo 1, pero en el estribo izquierdo en lugar de las pilas centrales.

El estudio frente a sismo se realiza de la misma manera que en el Modelo 1.

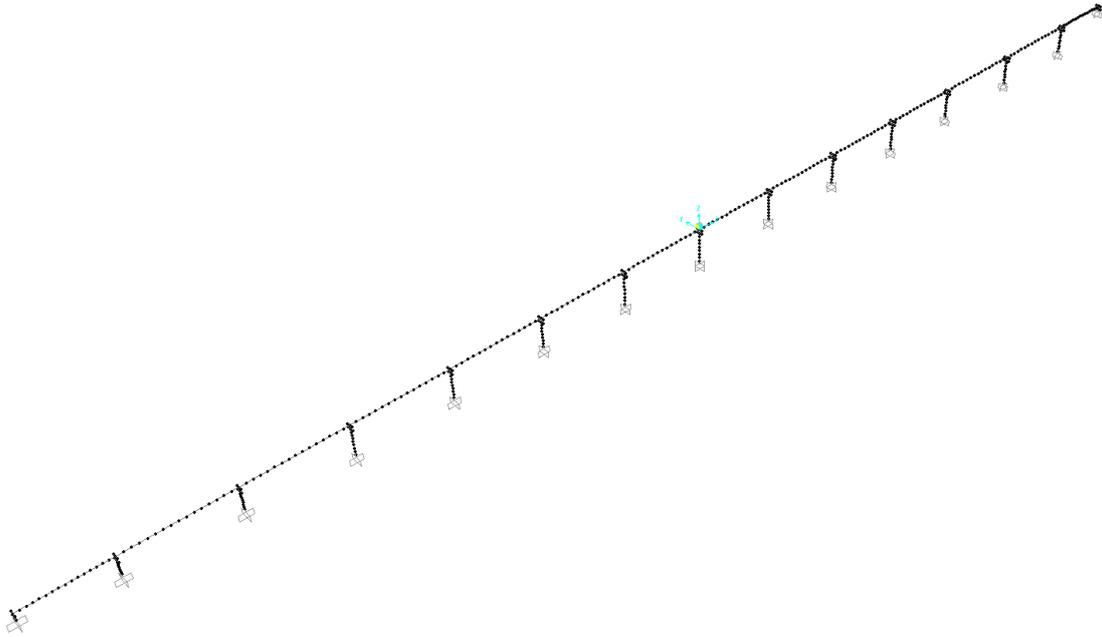


Figura 3-12- Modelo 2

3.3.2.3.- Modelo 3

En este modelo se modeliza la configuración 3, formada por neoprenos zunchados en las pilas centrales y apoyos simples en estribos y el resto de las pilas.

Los apoyos simples se modelizan tal y como se ha explicado en el 3.3.2.1.-Modelo 1.

Los neoprenos considerados son 2 neoprenos de 1000x1000x100 mm en cada pila. Estos neoprenos se introducen en el modelo de cálculo como un material inventado con tales características que permitan que su comportamiento sea el mismo que si fuera un apoyo de neopreno.

Esto se consigue buscando un módulo elástico y una inercia que cumplan la siguiente igualdad:

$$\frac{h^3}{3EI} = \frac{ne}{AG}$$

De esta manera igualamos el comportamiento del material inventado al de los neoprenos.

La altura se impone de 0.20 metros y también se impone un módulo tal que:

$$E= 2000 \text{ MPa}$$

De esta manera se encuentra la inercia que resulta ser:

$$I= 1.2E-5 \text{ m}^4$$

Por lo que los neoprenos se modelizan a partir de la misma biela que en los otros casos, pero con un material con la propiedades obtenidas. En este caso en las bielas no se libera la

transmisión de momentos. De esta manera se consigue que se produzcan los movimientos que permitan los apoyos de neopreno.

El estudio frente a sismo se realiza de la misma manera que en el Modelo 1.

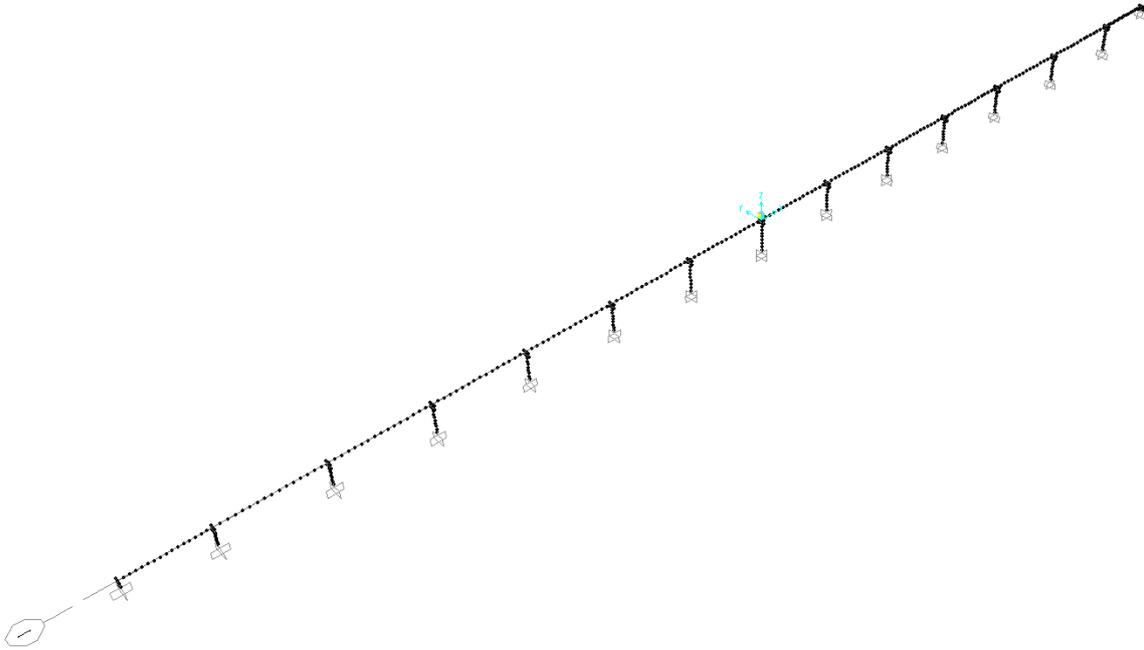


Figura 3-13- Modelo 3

3.3.2.4.- Modelo 4

En este modelo se modeliza la configuración 4, formada por neoprenos zunchados en las pilas, amortiguadores en los estribos y apoyos simples en las pilas y estribos.

Los apoyos simples se modelizan tal y como se ha explicado en el 3.3.2.1.-Modelo 1, y los neoprenos se modelizan tal y como se explica en el Modelo 4.

Al introducir elementos no lineales en el modelo (amortiguadores) es necesario realizar un análisis en el tiempo y para ello es necesario disponer de acelerogramas del terreno compatibles con el espectro de diseño. Aparte, para realizar el modelo es necesario conocer las propiedades de los amortiguadores, siendo precisamente éste el objetivo de la realización del modelo. Es por esto que se parte de un predimensionamiento de los amortiguadores viscosos, cuya ley de comportamiento es:

$$F = C * v^{\alpha}$$

Donde F es la fuerza, C es una constante de amortiguamiento, v es la velocidad y α es un exponente de amortiguamiento.

Consideramos que la fuerza F es un 25% superior a la fuerza de aceleración y frenado en ELU establecida por la IAPF y que el coeficiente de amortiguación es del 60%.

$$F=1.5*1.25*1.21*20*300= 13612.5 \text{ kN}$$

A partir de esta fuerza supuesta que el sismo transmite al tablero a través de los amortiguadores, se puede conocer el desplazamiento máximo provocado por el sismo, para ello se usa la curva de demanda (F-d, ver Figura 3-14).

Esta curva se obtiene del espectro de diseño considerando un amortiguamiento del 60%:

En abscisas: $d = \frac{S_a}{\omega^2}$

En ordenadas: $F = m * \alpha(T)$

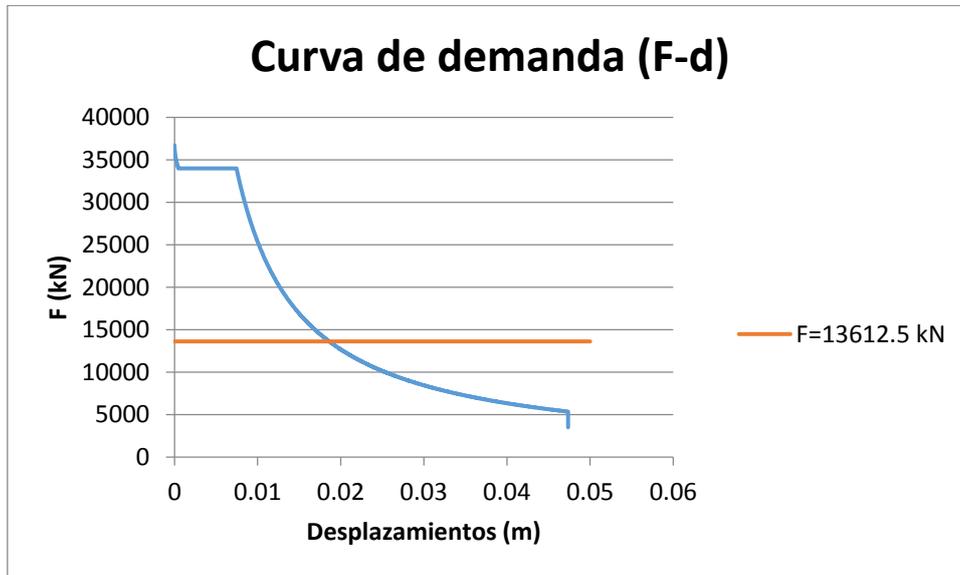


Figura 3-14- Curva de demanda

El desplazamiento máximo para la fuerza supuesta F=13612.5 kN es de d=18.6 mm.

A partir del catálogo de Alga (Alga, 2015) y para cumplir los valores anteriores de fuerza y desplazamiento, se eligen 4 amortiguadores FD4000/200 de 4000 kN de capacidad y un desplazamiento máximo de ±100 mm. Esta selección de amortiguadores se comprueba que cumple posteriormente.

Los parámetros del dispositivo C y α son definidos por el proyectista y el fabricante modifica las propiedades del fluido viscoso y de las válvulas hidráulicas para adaptarse a los valores escogidos.

En este caso se ha optado por:

$$\alpha = 0.15$$

$$C = 4000 \frac{kN}{(m/s)^{0.15}}$$

Una vez predimensionados los amortiguadores se necesitan los acelerogramas para poder llevar a cabo el cálculo no lineal paso a paso en el dominio del tiempo. Al no disponer de acelerogramas registrados en la zona, se deben generar artificialmente. En este caso se necesita utilizar al menos 3 acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de respuesta de 5% de amortiguamiento, de duración coherente con el sismo de cálculo y escalados para cumplir que el espectro medio en el intervalos $0.2 \cdot T_{eff}$ y $1.5 T_{eff}$ sea mayor de 1.3 veces el espectro de diseño tal y como se indica en la normativa NCSP-07 (Ministerio de Fomento, 2007). Los acelerogramas se obtienen a partir del programa SeismoArtif (Versión 2.1.2; Seismosoft SRL, 2013).

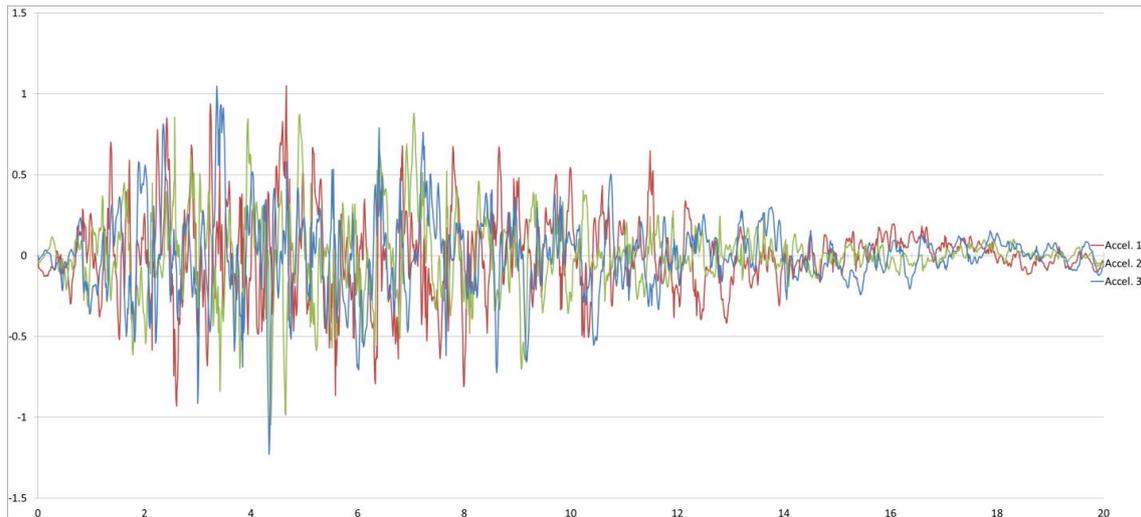


Figura 3-15- Acelerogramas artificiales

Una vez creados los acelerogramas se obtienen los espectros de respuesta asociados a ellos con el programa *SeismoArtif*. A partir de estos espectros obtenemos el espectro de respuesta medio.

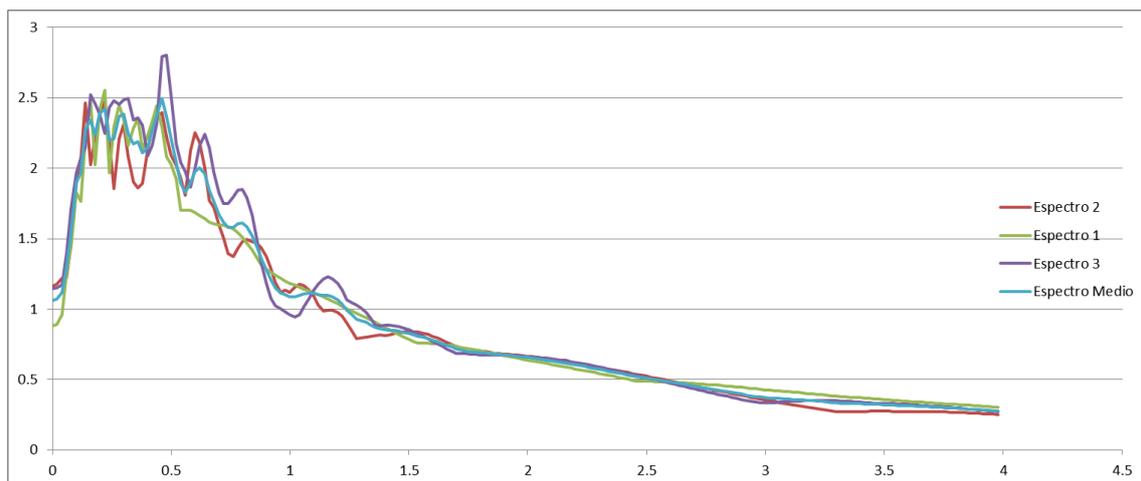


Figura 3-16 Espectros asociados y espectro medio

A partir de este espectro medio se comprueba que no difiera 1.3 veces del espectro de respuesta elástica, y en el caso de que lo fuera se deberá proceder a escalarlo para que cumpla. En este caso cumple sin tener que escalar.

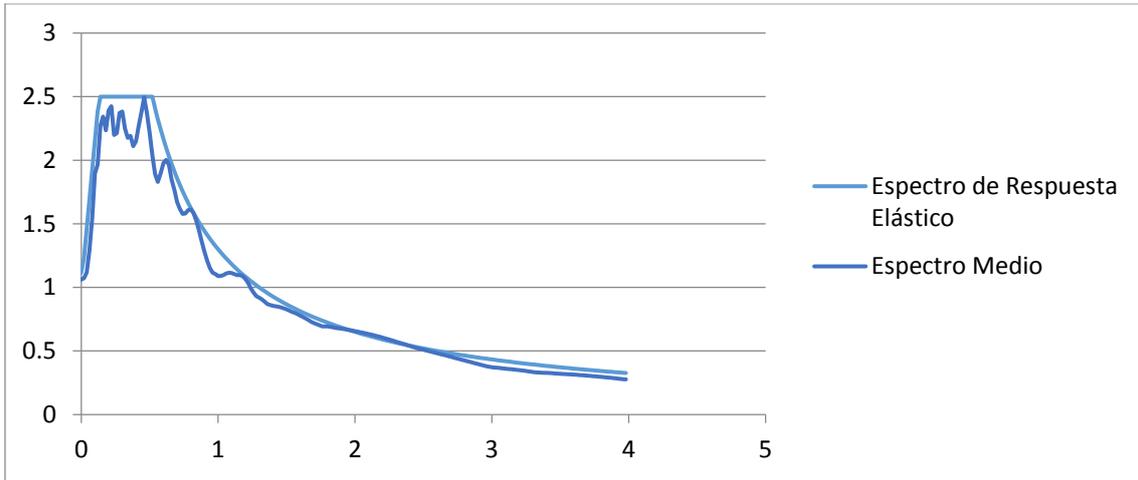


Figura 3-17- Espectro Medio y Espectro de Respuesta Elástico

Los amortiguadores se modelan como un elemento *link* tipo “*damper*” no lineal con las características calculadas previamente en el predimensionamiento. Para el cálculo se ha utilizado el programa SAP 2000 (Versión 14; CSI, 2009)

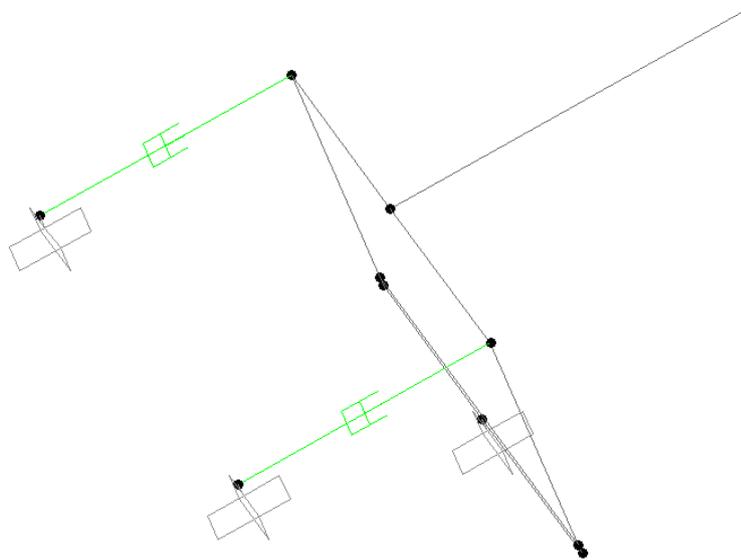


Figura 3-18-Modelo de los amortiguadores en el estribo

The image shows two overlapping dialog boxes for configuring a damper. The left dialog, titled "Link/Support Property Data", contains the following sections:

- Link/Support Type:** Damper (dropdown menu)
- Property Name:** Amortiguador (text field)
- Property Notes:** (empty text field)
- Total Mass and Weight:**
 - Mass: 0.0
 - Weight: 0.0
 - Rotational Inertia 1: 0.0
 - Rotational Inertia 2: 0.0
 - Rotational Inertia 3: 0.0
- Factors For Line, Area and Solid Springs:**
 - Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.0
 - Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.0
- Directional Properties:**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...
- P-Delta Parameters:** Advanced... (button)

The right dialog, titled "Link/Support Directional Properties", contains the following sections:

- Identification:**
 - Property Name: Amortiguador
 - Direction: U1
 - Type: Damper
 - NonLinear: Yes
- Properties Used For Linear Analysis Cases:**
 - Effective Stiffness: 0.0
 - Effective Damping: 0.0
- Properties Used For Nonlinear Analysis Cases:**
 - Stiffness: 2.000E+08
 - Damping Coefficient: 4000.0
 - Damping Exponent: 0.15

Figura 3-19- Propiedades de los amortiguadores

Los acelerogramas se introducen cada uno como una función *Time History*. Para definir el tipo de análisis se crea un Load Case para cada uno de los análisis indicando análisis en el tiempo mediante integración directa no lineal. Para definir el amortiguamiento se usa el método de Rayleigh o amortiguamiento proporcional.

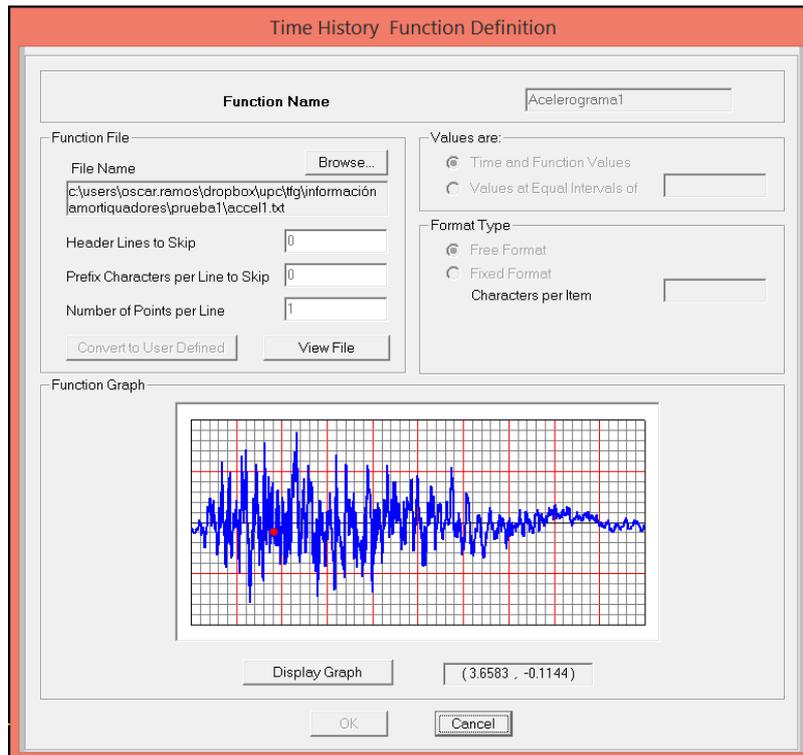


Figura 3-20- Definición acelerograma 1

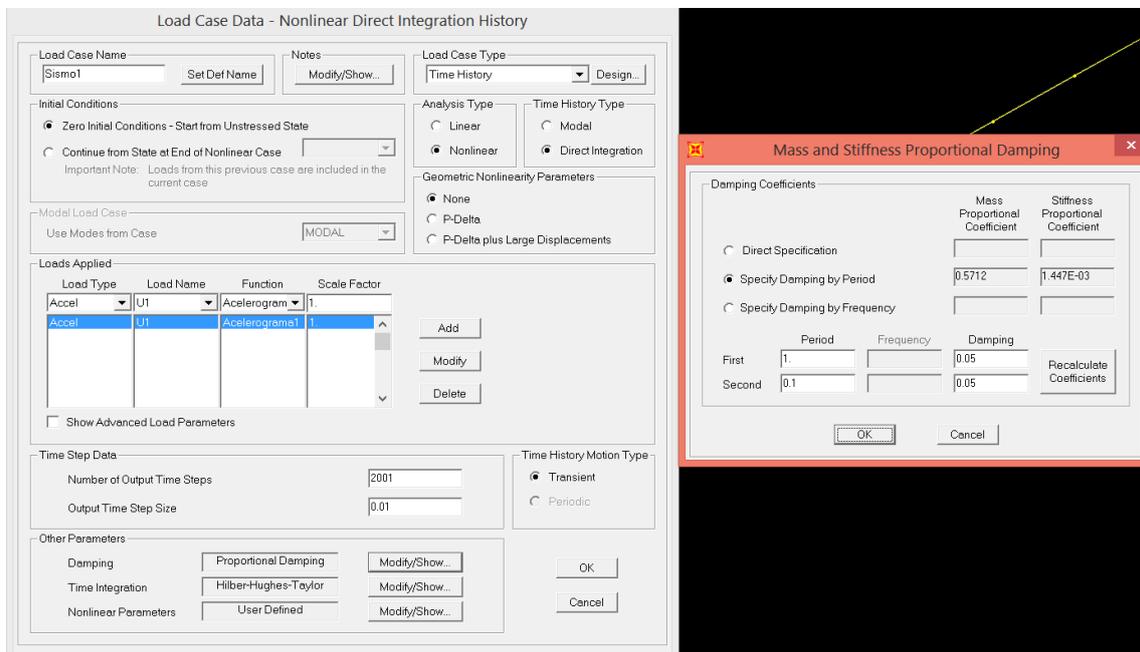


Figura 3-21- Definición del caso de carga y de los parámetros de amortiguamiento

El resultado final se tomará el valor medio de los resultados máximos correspondiente al conjunto de acelerogramas, multiplicado por el siguiente coeficiente:

$$C_n = 1 + \frac{0.352}{\sqrt{N}} = 1.203$$

Siendo N el número de conjuntos de acelerogramas utilizados tal y como se indica en el Eurocódigo 8 (CEN, 2004)

Se debe comprobar que el predimensionamiento anteriormente realizado (ver inicio apartado) es correcto, por lo que se debe cumplir que $F_m \cdot C_n < 16000$ kN, y que el desplazamiento medio sea menor a 100 mm que son los que permite el amortiguador escogido.

Siendo F_m la reacción máxima de los amortiguadores.

	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	$F_m \cdot C_n$
F (kN)	11247.113	11424.020	11677.608	13772.2 < 16000
d (mm)	20.221	26.365	20.986	26.9 < 100

Tabla 3-3- Reacciones amortiguadores

Por lo que se verifica que el predimensionamiento y la selección de los amortiguadores son correctos.

Una vez creado el modelo se deben comprobar los neoprenos frente a ELU en situación sísmica, situación permanente con tráfico como carga determinante, y situación permanente con viento como carga determinante.

- Para ELU situación sísmica

Del modelo se obtiene:

$$F_{z,d,max} = 11442.7 \text{ kN}$$

$$F_{z,d,min} = 10700.5 \text{ kN}$$

$$F_{xd} = 753.981 \text{ kN}$$

$$U_{x,frenado} = 0.0025 \text{ m}$$

$$\alpha_{x,d} = 0.0019 \text{ rad}$$

También se calcula el movimiento debido a la retracción, a la fluencia y a la temperatura:

-Retracción:

$$\epsilon_s = 300 \text{ E-6}$$

$$U_{xs} = 300 \text{ E-6} \cdot 30 = 9 \text{ E-3}$$

siendo 30 la longitud hasta el punto fijo virtual, que en este caso se sitúa en el centro del vano de 60 m.

-Fluencia:

$$\epsilon_c = \varphi \cdot \epsilon_{pret} = 2 \cdot 5.3 / E_c = 3.33 \text{ E-4}$$

$$U_{xc} = 3.33 \text{ E-4} \cdot 30 = 0.01 \text{ m}$$

Siendo $\epsilon_{pret} = P/A_{seccion} * 1/E_c$

$P/A_{seccion}$ es la tensión debida al pretensado y se calcula sabiendo que el pretensado esta formado por 7 familias de $27\phi 0.6''$ en cada una de las almas. De tal manera se obtiene que $P_0 = 5270$ kN, y $P_{\infty} = 0.8 * 5270 = 4216$ kN para cada familia, por lo que en total se obtiene que $P_{total\infty} = 50592$ kN; y $\sigma_{p,media} = 50.592 \text{ MN} / 9.507 \text{ m}^2 = 5.3$ MPa

$\varphi =$ coeficiente de fluencia = 2

-Temperatura:

$$\epsilon_t = 1 * 22 * 1E-5$$

$$U_{xt} = 22E-5 * 30 = 6.6E-3$$

con $\Delta T = 22$ grados celsius.

Por lo que $U_{x,d} = 0.028$ m

El apoyo es un neopreno zunchado:

$$1000 \times 1000 \times 5(20+4)$$

con $G = 0.9$ MPa

y

$$a' = 990 \text{ mm}$$

$$b' = 990 \text{ mm}$$

$$A' = 0.9801 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.963686 \text{ m}^2$$

A partir de los resultados anteriores se procede a la verificación:

1) Obtención de la deformación debido a la compresión.

$$\epsilon_{c,d} = 1.5 * F_{z,d} / (G * A_t * S) = 3.791238$$

$$S = \text{factor de forma} = a' * b' / (2 * (a' + b') * e) = 12.375$$

2) Obtención de la deformación debida a movimientos y fuerzas horizontales.

$$\epsilon_{q,d} = U_{x,d} / (n * e) = 0.2816$$

3) Obtención de la deformación debida al giro.

$$\epsilon_{\alpha,d} = \frac{a'^2 * \alpha * e}{2 * \sum (e * i)^3} = 0.570332$$

4) Control de deformaciones.

$$4a) \epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d} < 7$$

$$2.4284 < 7 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$4b) \epsilon_{q,d} < 1$$

$$0.2816 < 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

5) Control de pandeo por torsión.

$$\sigma_{\max,d} < \sigma_{\text{lim}}$$

$$\sigma_{\max,d} = F_{z,d}/A_t = 11.705 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 2 \cdot d \cdot G \cdot S / (3n_e) = 73.507 \text{ MN/m}^2$$

$$11.705 \text{ MN/m}^2 < 73.507 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6) Control de deslizamiento.

$$F_{x,d} \leq F_{x,\text{resp}}$$

$$F_{x,d} = 0.754 \text{ MN}$$

$$F_{x,\text{resp}} = \mu_e \cdot F_{z,d,\text{min}} = 1.949 \text{ MN}$$

$$\mu_e = 0.1 + 1.5 \cdot K_f / \sigma_{\text{min},d} = 0.182$$

$$K_f = 0.60$$

$$\sigma_{\text{min},d} = 10.946 \text{ MPa}$$

$$0.754 < 1.949 \rightarrow \text{CUMPLE frente a Deslizamiento}$$

7) Tracción en las placas de acero.

$$t_s \geq \frac{2.6 \cdot F_{z,d} \cdot \frac{e_1 + e_2}{2}}{A_t \cdot f_{yd}}$$

$$t_s = 20 \text{ mm} > 5.180 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

8) Rotación límite.

$$U_z = \text{asiento del apoyo} > \text{elevación por giro del borde} = U'_z$$

$$U_z = \sum \frac{F_z * e_i}{A'} \left(\frac{1}{5 * G * S^2} + \frac{1}{Eb} \right) = 0.0022 \text{ m}$$

$$U'_z = \frac{a' * \alpha}{Kr} = 0.00065 \text{ m}$$

$$Kr=3$$

$$u_z = 2.278 \text{ mm} > 0.65 \text{ mm} = U'_z \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- Para ELU situación permanente con tráfico como carga determinante

Del modelo se obtiene:

$$F_{z,d, \max} = 27146.66 \text{ kN}$$

$$F_{z,d, \min} = 10862.63 \text{ kN}$$

$$F_{x,d} = 1312.73 \text{ kN}$$

$$U_{x, \text{frenado}} = 0.0048 \text{ m}$$

$$\alpha_{x,d} = 0.00081 \text{ rad}$$

También se calcula el movimiento debido a la retracción, a la fluencia y a la temperatura:

-Retracción:

$$\epsilon_s = 300 \text{ E-6}$$

$$U_{xs} = 300\text{E-6} * 30 = 9\text{E-3}$$

Siendo 30 la longitud hasta el punto fijo virtual, que en este caso se sitúa en el centro del vano de 60 m.

-Fluencia:

$$\epsilon_c = \varphi * \epsilon_{\text{pret}} = 2 * 5.3 / E_c = 3.33\text{E-4}$$

$$U_{xc} = 3.33\text{E-4} * 30 = 0.01 \text{ m}$$

Siendo $\epsilon_{\text{pret}} = P / A_{\text{sección}} * 1 / E_c$

$P / A_{\text{sección}}$ es la tensión debida al pretensado y se calcula sabiendo que el pretensado está formado por 7 familias de $27\phi 0.6''$ en cada una de las almas. De tal manera se obtiene que $P_0 = 5270 \text{ kN}$, y $P_{\infty} = 0.8 * 5270 = 4216 \text{ kN}$ para cada familia, por lo que en total se obtiene que $P_{\text{total}\infty} = 50592 \text{ kN}$; y $\sigma_{p, \text{media}} = 50.592 \text{ MN} / 9.507 \text{ m}^2 = 5.3 \text{ MPa}$

$$\varphi = \text{coeficiente de fluencia} = 2$$

-Temperatura:

$$\epsilon_t = 1 * 22 * 1\text{E-5}$$

$$U_{xt} = 22\text{E-5} * 30 = 6.6\text{E-3}$$

con $\Delta T = 22 \text{ grados celsius}$.

Por lo que $U_{x,d} = 0.028$ m

El apoyo es un neopreno zunchado:

1000x1000x5(20+4)

con $G = 0.9$ MPa

y

$a' = 990$ mm

$b' = 990$ mm

$A' = 0.9801$ m²

$A_t = 0.963686$ m²

A partir de los resultados anteriores se procede a la verificación:

1) Obtención de la deformación debido a la compresión.

$$\epsilon_{c,d} = 1.5 * F_{z,d} / (G * A_t * S) = 3.7537$$

$$S = \text{factor de forma} = a' * b' / (2 * (a' + b') * e) = 12.375$$

2) Obtención de la deformación debida a movimientos y fuerzas horizontales.

$$\epsilon_{q,d} = U_{x,d} / (n * e) = 0.3038$$

3) Obtención de la deformación debida al giro.

$$\epsilon_{\alpha,d} = \frac{\alpha'^2 * \alpha * e}{2 * \sum (e * i)^3} = 0.233494$$

4) Control de deformaciones.

$$4a) \epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d} < 7$$

$$4.291 < 7 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$4b) \epsilon_{q,d} < 1$$

$$0.3038 < 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

5) Control de pandeo por torsión.

$$\sigma_{\max,d} < \sigma_{\text{lim}}$$

$$\sigma_{\max,d} = F_{z,d}/A_t = 27.87 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 2 * d * G * S / (3n_e) = 73.507 \text{ MN/m}^2$$

$$27.87 \text{ MN/m}^2 < 73.507 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6) Control de deslizamiento.

$$F_{x,d} \leq F_{x,\text{resp}}$$

$$F_{x,d} = 1.313 \text{ MN}$$

$$F_{x,\text{resp}} = \mu_e * F_{z,d,\text{min}} = 1.963 \text{ MN}$$

$$\mu_e = 0.1 + 1.5 * K_f / \sigma_{\text{min},d} = 0.1806$$

$$K_f = 0.60$$

$$\sigma_{\text{min},d} = 11.15 \text{ MPa}$$

$$1.313 < 1.963 \rightarrow \text{CUMPLE frente a Deslizamiento}$$

7) Tracción en las placas de acero.

$$t_s \geq \frac{2.6 * F_{z,d} * \frac{e_1 + e_2}{2}}{A_t * f_{yd}}$$

$$t_s = 20 \text{ mm} > 12.33 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

8) Rotación límite.

U_z = asiento del apoyo > elevación por giro del borde = U'_z

$$U_z = \sum \frac{F_z * e_i}{A'} \left(\frac{1}{5 * G * S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = 0.0054 \text{ m}$$

$$U'_z = \frac{a' * \alpha}{K_r} = 0.000267 \text{ m}$$

$$K_r = 3$$

$$u_z = 5.40 \text{ mm} > 0.27 \text{ mm} = U'_z \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- Para ELU situación permanente con viento como carga determinante

Del modelo se obtiene:

$$F_{z,d,\text{max}} = 25370.44 \text{ kN}$$

$$F_{z,d,\text{min}} = 10875.1 \text{ kN}$$

$$F_{xd} = 1402.89 \text{ kN}$$

$$U_{x,\text{frenado}} = 0.00514 \text{ m}$$

$$\alpha_{x,d} = 0.00151 \text{ rad}$$

También se calcula el movimiento debido a la retracción, a la fluencia y a la temperatura:

-Retracción:

$$\epsilon_s = 300 \text{ E-6}$$

$$U_{xs} = 300\text{E-6} * 30 = 9\text{E-3}$$

Siendo 30 la longitud hasta el punto fijo virtual, que en este caso se sitúa en el centro del vano de 60 m.

-Fluencia:

$$\epsilon_c = \varphi * \epsilon_{\text{pret}} = 2 * 5.3 / E_c = 3.33\text{E-4}$$

$$U_{xc} = 3.33\text{E-4} * 30 = 0.01 \text{ m}$$

Siendo $\epsilon_{\text{pret}} = P / A_{\text{sección}} * 1 / E_c$

$P / A_{\text{sección}}$ es la tensión debida al pretensado y se calcula sabiendo que el pretensado está formado por 7 familias de $27\phi 0.6''$ en cada una de las almas. De tal manera se obtiene que $P_0 = 5270 \text{ kN}$, y $P_{\infty} = 0.8 * 5270 = 4216 \text{ kN}$ para cada familia, por lo que en total se obtiene que $P_{\text{total}\infty} = 50592 \text{ kN}$; y $\sigma_{p,\text{media}} = 50.592 \text{ MN} / 9.507 \text{ m}^2 = 5.3 \text{ MPa}$

$\varphi =$ coeficiente de fluencia = 2

-Temperatura:

$$\epsilon_t = 1 * 22 * 1\text{E-5}$$

$$U_{xt} = 22\text{E-5} * 30 = 6.6\text{E-3}$$

con $\Delta T = 22$ grados celsius.

Por lo que $U_{x,d} = 0.028 \text{ m}$

El apoyo es un neopreno zunchado:

$$1000 \times 1000 \times 5(20+4)$$

con $G = 0.9 \text{ MPa}$

y

$$a' = 990 \text{ mm}$$

$$b' = 990 \text{ mm}$$

$$A' = 0.9801 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.963686 \text{ m}^2$$

A partir de los resultados anteriores se procede a la verificación:

1) Obtención de la deformación debido a la compresión.

$$\epsilon_{c,d} = 1.5 * F_{z,d} / (G * A_t * S) = 3.513$$

$$S = \text{factor de forma} = a' * b' / (2 * (a' + b') * e) = 12.375$$

2) Obtención de la deformación debida a movimientos y fuerzas horizontales.

$$\epsilon_{q,d} = U_{x,d} / (n * e) = 0.307$$

3) Obtención de la deformación debida al giro.

$$\epsilon_{\alpha,d} = \frac{\alpha'^2 * \alpha * e}{2 * \sum (e * i)^3} = 0.435$$

4) Control de deformaciones.

$$4a) \epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d} < 7$$

$$4.255 < 7 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$4b) \epsilon_{q,d} < 1$$

$$0.307 < 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

5) Control de pandeo por torsión.

$$\sigma_{\max,d} < \sigma_{\text{lim}}$$

$$\sigma_{\max,d} = F_{z,d} / A_t = 26.08 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 2 * d * G * S / (3 * n * e) = 73.51 \text{ MN/m}^2$$

$$26.08 \text{ MN/m}^2 < 73.51 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6) Control de deslizamiento.

$$F_{x,d} \leq F_{x,\text{resp}}$$

$$F_{x,d} = 1.40 \text{ MN}$$

$$F_{x,\text{resp}} = \mu_e * F_{z,d,\text{min}} = 1.96 \text{ MN}$$

$$\mu_e = 0.1 + 1.5 * K_f / \sigma_{\text{min},d} = 0.1806$$

$$K_f = 0.60$$

$\sigma_{\min,d}=11.18 \text{ MPa}$

$1.4 < 1.96 \rightarrow \text{CUMPLE frente a Deslizamiento}$

7) Tracción en las placas de acero.

$$t_s \geq \frac{2.6 * F_{z,d} * \frac{e_1 + e_2}{2}}{A_t * f_{yd}}$$

$t_s = 20 \text{ mm} > 11.54 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$

8) Rotación límite.

$U_z = \text{asiento del apoyo} > \text{elevación por giro del borde} = U'_z$

$$U_z = \sum \frac{F_z * e_i}{A'} \left(\frac{1}{5 * G * S^2} + \frac{1}{Eb} \right) = 0.00505 \text{ m}$$

$$U'_z = \frac{a' * \alpha}{K_r} = 0.000498 \text{ m}$$

$K_r = 3$

$u_z = 5.05 \text{ mm} > 0.498 \text{ mm} = U'_z \rightarrow \text{CUMPLE}$

A este modelo se ha procedido a eliminar sus pilas, excepto las dos centrales. Esto es debido a que al realizar el análisis sísmico el tiempo se alargaba demasiado al ser un análisis no lineal. Simplificando el modelo se ha conseguido rebajar el tiempo de cálculo a unas 4 horas. Esto no afecta a la precisión de los resultados ya que las pilas eliminadas eran en las que el tablero se apoyaba mediante apoyos deslizantes.

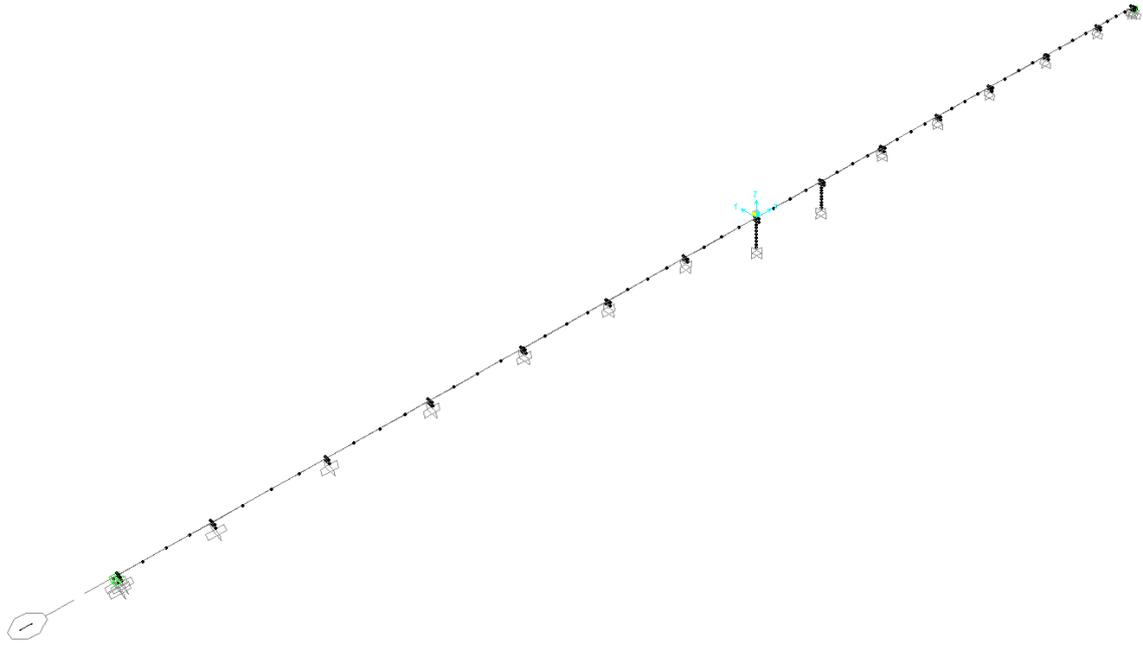


Figura 3-22- Modelo simplificado

3.3.3.-Resumen de resultados

En la configuración 1 las pilas centrales resistían todas las fuerzas horizontales, lo que provocaba un gran momento flector en la pila debido a su altura, es por esto que los resultados de este caso no se tienen en cuenta para la comparación.

Lo mismo pasa con la configuración 3, que no se tiene en cuenta debido a que al no tener amortiguadores la fuerza del sismo no se disipaba y entonces el movimiento era muy grande, y se sobrepasaba la capacidad de los apoyos de neopreno.

En consecuencia, las únicas configuraciones que resultan viables son las 2 y 4 y son las que se comparan finalmente en este estudio. De estas configuraciones se compararan los resultados de desplazamientos máximos y esfuerzos en los estribos, y en la pila 7 debido a que es una de las dos pilas centrales.

3.3.3.1.- Resultados modelo 2

Este modelo corresponde a la configuración 2, que se caracteriza por tener un punto fijo en el estribo izquierdo.

El análisis se ha realizado en ELU para tres situaciones de proyecto, que son situaciones sísmicas, situación permanente con viento como carga determinante, y situación permanente pero con viento como carga determinante.

Para ELU situaciones sísmicas:

- Estribo izquierdo

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
8190.84	3791.88	29768.3

Tabla 3-4- ELU Sismo, Esfuerzos Estribo izquierdo

- Estribo derecho

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
7795.2	5349.73	0.00

Tabla 3-5- ELU Sismo, Esfuerzos Estribo derecho

- Pila 7

Axil Max (kN)	Axil min (kN)	V2 (kN)	M3 (kN*m)	V3 (kN)	M2 (kN*m)
27071.2	24642.9	470.80	7585.76	805.311	15783.3

Tabla 3-6- ELU Sismo, Esfuerzos Pila 7

- Desplazamientos máximos

Los desplazamientos máximos se encuentran en el estribo derecho:

	m	cm
Desplazamiento longitudinal	0.05491	5.491

Tabla 3-7- ELU Sismo, Desplazamientos máximos

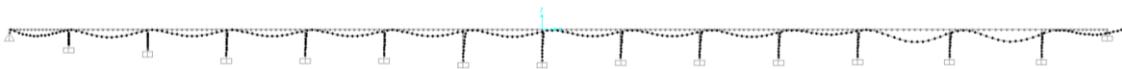


Figura 3-23- Deformada ELU sismo, configuración 2

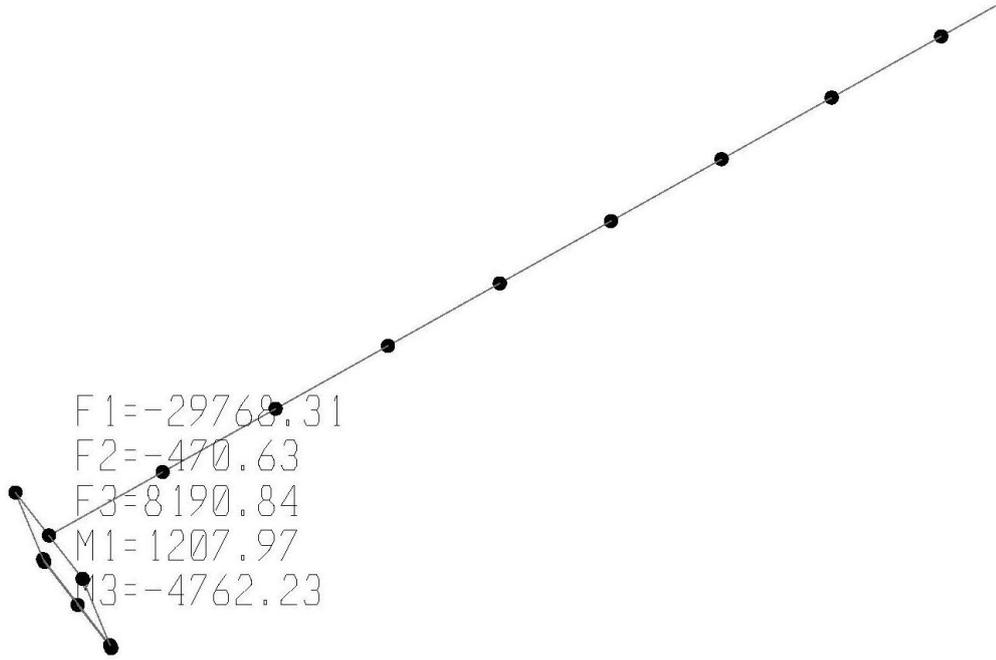


Figura 3-24- Reacciones sobre estribo izquierdo ELU sismo, configuración 2

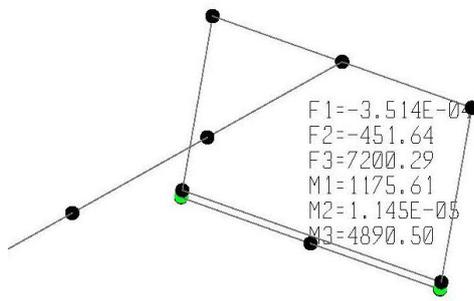


Figura 3-25- Reacciones sobre estribo derecho ELU sismo, configuración 2

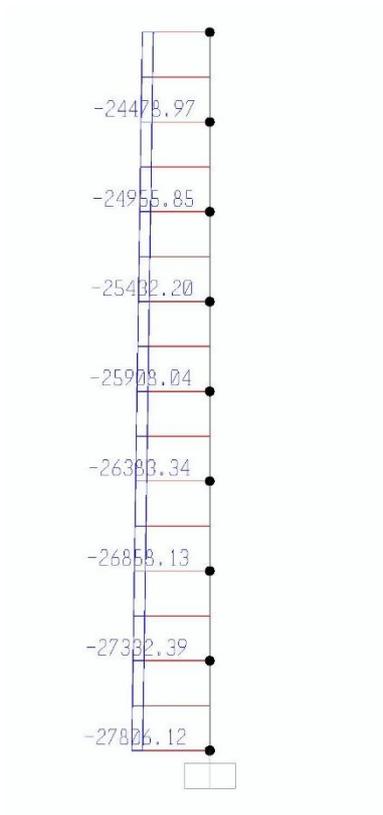


Figura 3-26- Axil pila 7 ELU sismo, configuración 2



Figura 3-27 –Cortante longitudinal pila 7 ELU sismo, configuración 2



Figura 3-28- M3 pila 7 ELU sismo, configuración 2



Figura 3-29 –Cortante transversal pila 7 ELU sismo, configuración 2



Figura 3-30- M2 pila 7 ELU sismo, configuración 2

Para ELU situaciones permanentes con viento determinante:

- Estribo izquierdo

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
14230.23	3722.4	13232.6

Tabla 3-8- ELU permanente Viento determinante, Esfuerzos estribo izquierdo

- Estribo derecho

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
16344.92	4889.29	0.00

Tabla 3-9- ELU permanente Viento determinante, Esfuerzos estribo derecho

- Pila 7

Axil Max (kN)	Axil min (kN)	V2 (kN)	M3 (kN*m)	V3 (kN)	M2 (kN*m)
54125.4	25790.7	396.678	4673.09	1381.31	30434.6

Tabla 3-10- ELU permanente Viento determinante, Esfuerzos Pila 7

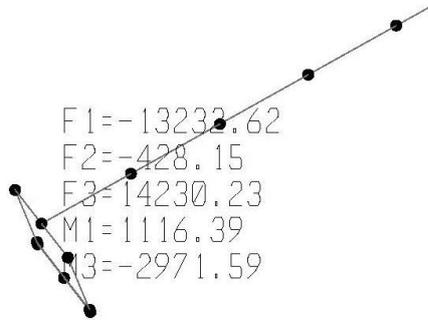


Figura 3-31- Reacciones sobre estribo izquierdo ELU viento determinante, configuración 2

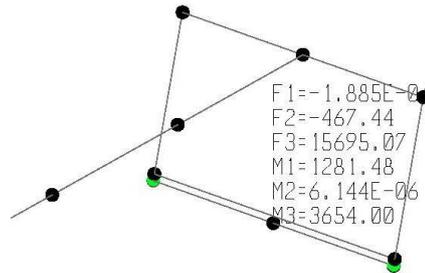


Figura 3-32- Reacciones sobre estribo derecho ELU viento determinante, configuración 2

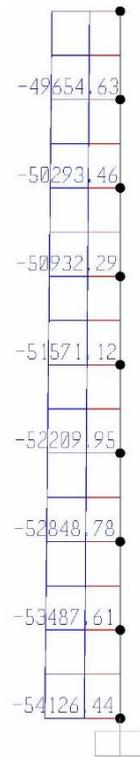


Figura 3-33- Axil pila 7 ELU viento determinante, configuración 2

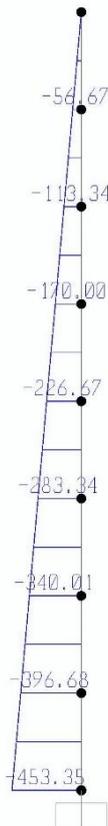


Figura 3-34- Cortante longitudinal pila 7 ELU viento determinante, configuración 2



Figura 3-35- M3 pila 7 ELU viento determinante, configuración 2



Figura 3-36- Cortante transversal pila 7 ELU viento determinante, configuración 2



Figura 3-37- M2 pila 7 ELU viento determinante, configuración 2

Para ELU situaciones permanentes con tráfico determinante:

- Estribo izquierdo

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
15588.35	3294.38	14546.2

Tabla 3-11- ELU permanente tráfico determinante, Esfuerzos estribo izquierdo

- Estribo derecho

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
16344.92	4889.28	0.00

Tabla 3-12- ELU permanente tráfico determinante, Esfuerzos estribo derecho

- Pila 7

Axil Max (kN)	Axil min (kN)	V2 (kN)	M3 (kN*m)	V3 (kN)	M2 (kN*m)
58298.60	25790.70	238.00	2803.86	828.77	18260.80

Tabla 3-13- ELU permanente tráfico determinante, Esfuerzos Pila 7

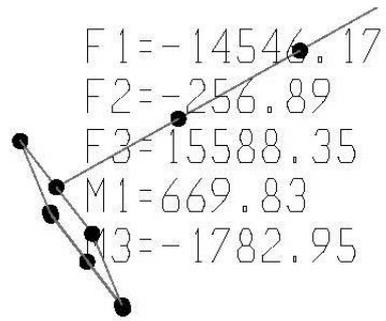


Figura 3-38- Reacciones sobre estribo izquierdo ELU tráfico determinante, configuración 2

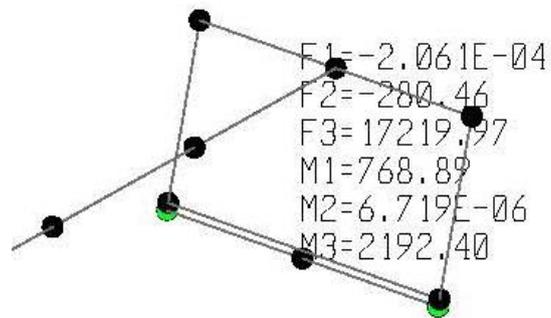


Figura 3-39 - Reacciones sobre estribo derecho ELU tráfico determinante, configuración 2

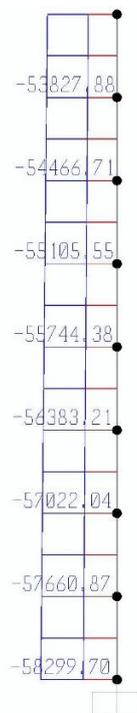


Figura 3-40- Axil pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 2

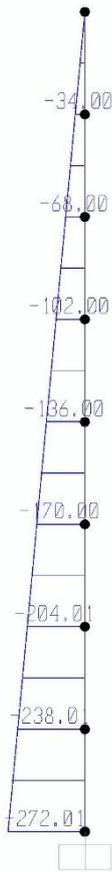


Figura 3-41- Cortante longitudinal pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 2



Figura 3-42- M3 pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 2



Figura 3-43- Cortante transversal pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 2



Figura 3-44- M2 pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 2

3.3.3.2.- Resultados modelo 4

Este modelo corresponde a la configuración 4, que se caracteriza por tener amortiguadores en los estribos y neoprenos zunchados en las pilas centrales.

El análisis se ha realizado en ELU para tres situaciones de proyecto, que son:

- a. Situación sísmica
- b. Situación permanente con tráfico como sobrecarga determinante
- c. Situación permanente pero con viento como carga determinante.

En este caso los estribos tienen la misma configuración por lo que sus esfuerzos son iguales.

En los resultados se desprecia el rozamiento en los estribos.

Para ELU situaciones sísmicas:

- Estribo izquierdo

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
6935.63	4891.01	0.00

Tabla 3-14- ELU Sismo, Esfuerzos Estribo Izquierdo

- Reacciones amortiguador en estribo izquierdo

	Fuerza horizontal (kN)
Amortiguador 1	3431.87
Amortiguador 2	3431.87
Ambos amortiguadores	6863.74

Tabla 3-15- Fuerza amortiguadores

- Pila 7

Axil Max (kN)	Axil min (kN)	V2 (kN)	M3 (kN*m)	V3 (kN)	M2 (kN*m)
26574.10	25086.8	1557.05	30767.00	0.00	0.00

Tabla 3-16- ELU Sismo, Esfuerzos Pila 7

- Desplazamientos máximos

Los desplazamientos máximos se encuentran en el estribo derecho:

	m	cm
Desplazamiento longitudinal	0.02759	2.759

Tabla 3-17- ELU Sismo, Desplazamientos máximos

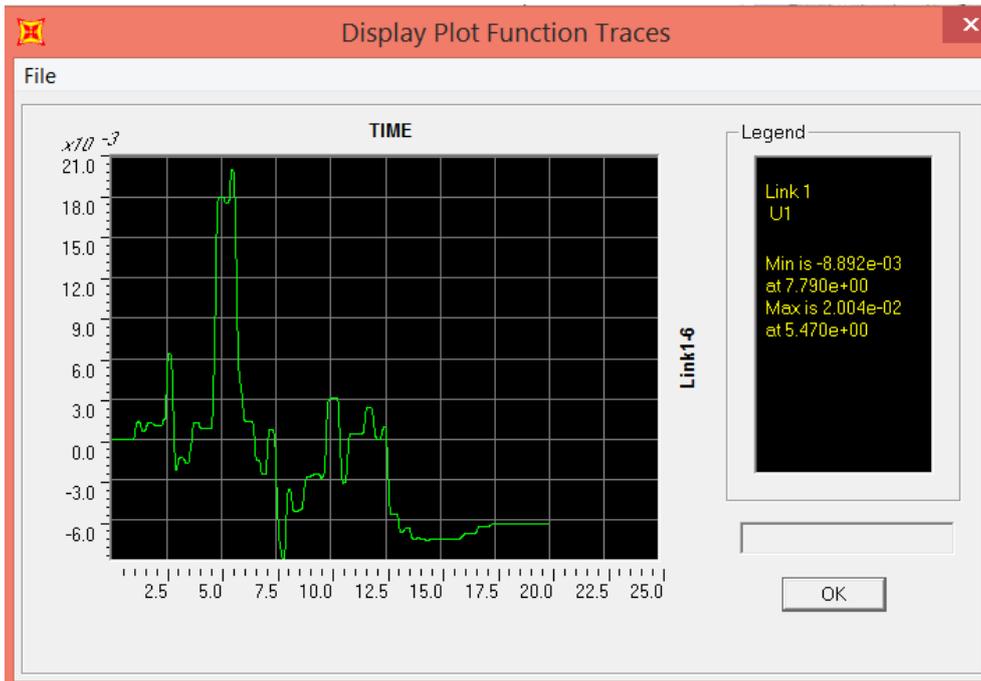


Figura 3-45- Deformación/tiempo del amortiguador para el sismo definido por el acelerograma 1

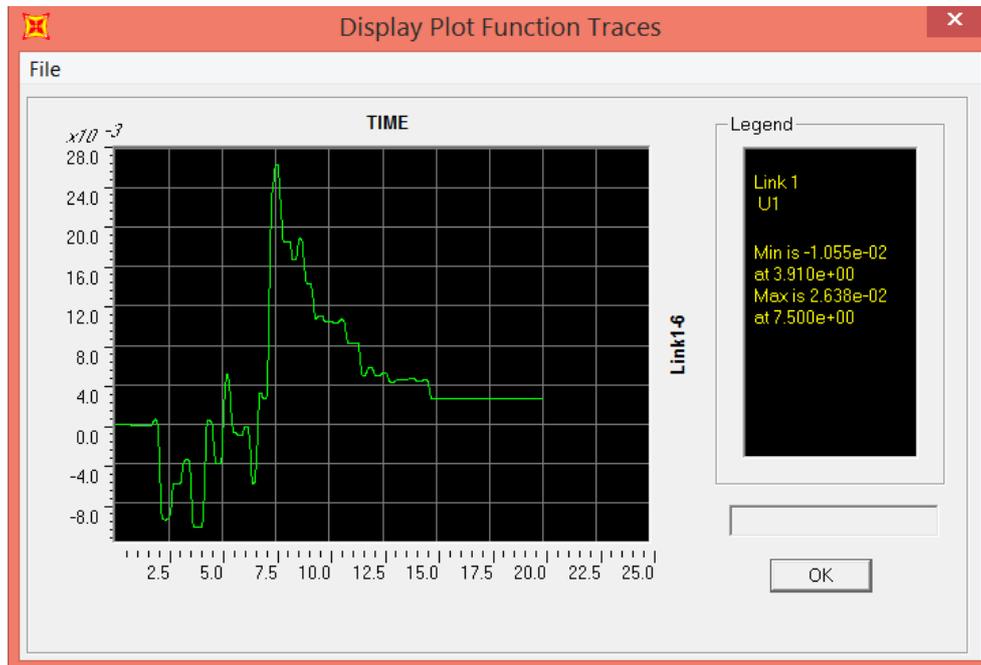


Figura 3-46- Deformación/tiempo del amortiguador para el sismo definido por el acelerograma 2

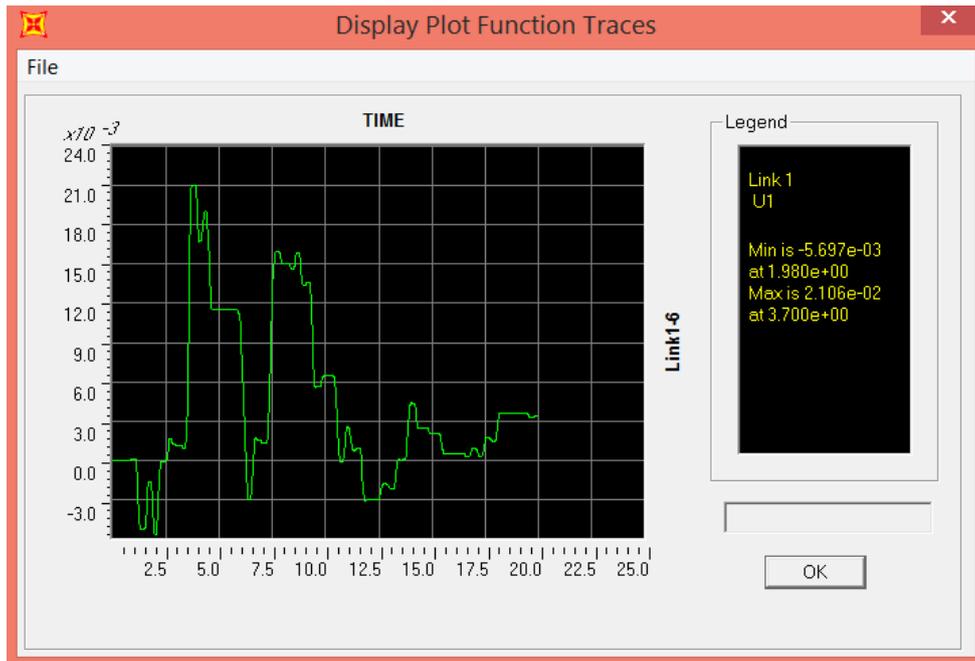


Figura 3-47- Deformación/tiempo del amortiguador para el sismo definido por el acelerograma 3

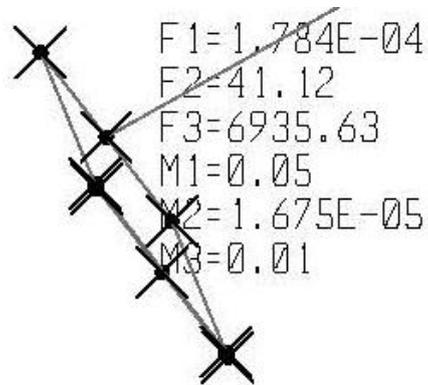


Figura 3-48- Reacciones sobre estribo izquierdo ELU sismo, configuración 4

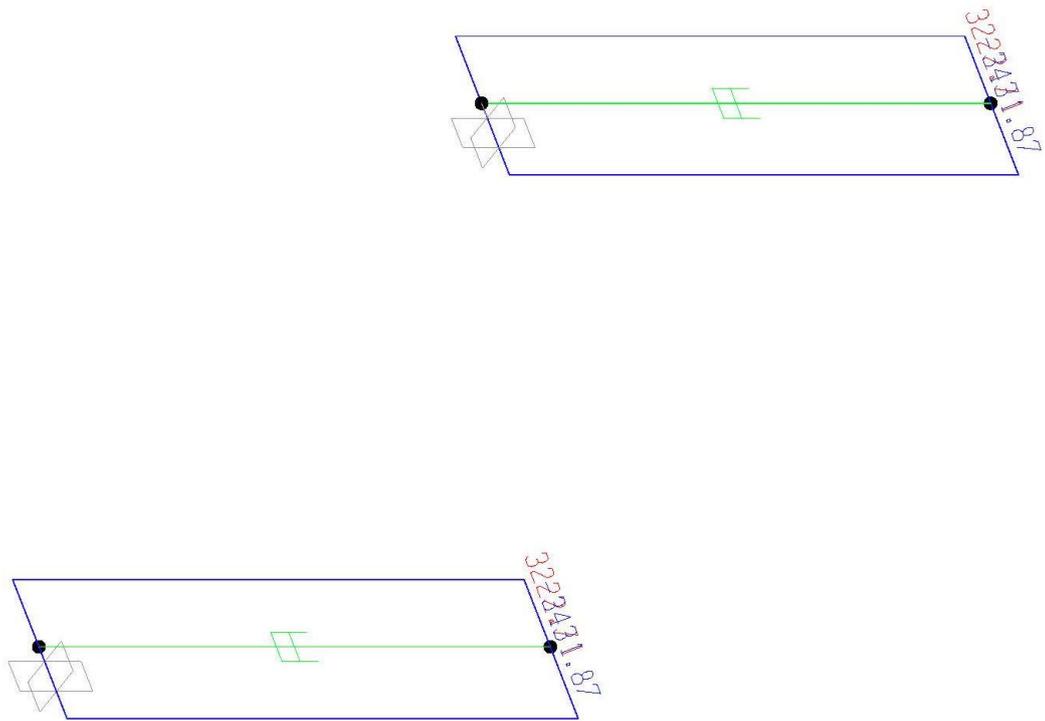


Figura 3-49- Reacción horizontal amortiguadores ELU sismo, configuración 4



Figura 3-50- Axil pila 7 ELU sismo, configuración 4



Figura 3-51- Cortante longitudinal pila 7 ELU sismo, configuración 4

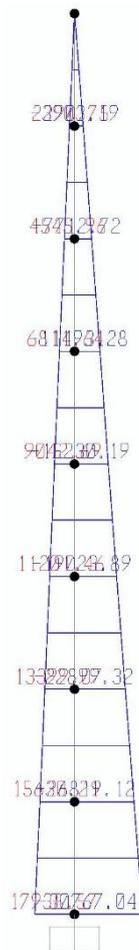


Figura 3-52- M3 pila 7 ELU sismo, configuración 4

Para ELU situaciones permanentes con viento determinante:

- Estribo izquierdo

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
14946.47	4490.43	0.00

Tabla 3-18- ELU permanente Viento determinante, Esfuerzos estribo izquierdo

- Reacciones amortiguador en estribo izquierdo

	Fuerza horizontal (kN)
Amortiguador 1	2833.16
Amortiguador 2	2833.16
Ambos amortiguadores	5666.32

Tabla 3-19- Fuerza amortiguadores

- Pila 7

Axil Max (kN)	Axil min (kN)	V2 (kN)	M3 (kN*m)	V3 (kN)	M2 (kN*m)
54228.30	25533.70	2978.50	60264.32	1379.77	30396.20

Tabla 3-20- ELU permanente Viento determinante, Esfuerzos Pila 7

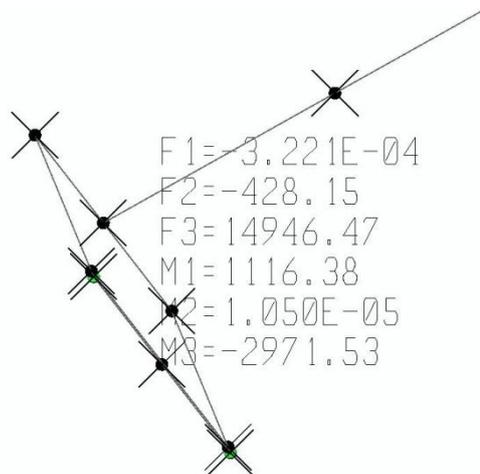


Figura 3-53- Reacciones sobre estribo izquierdo ELU viento determinante, configuración 4

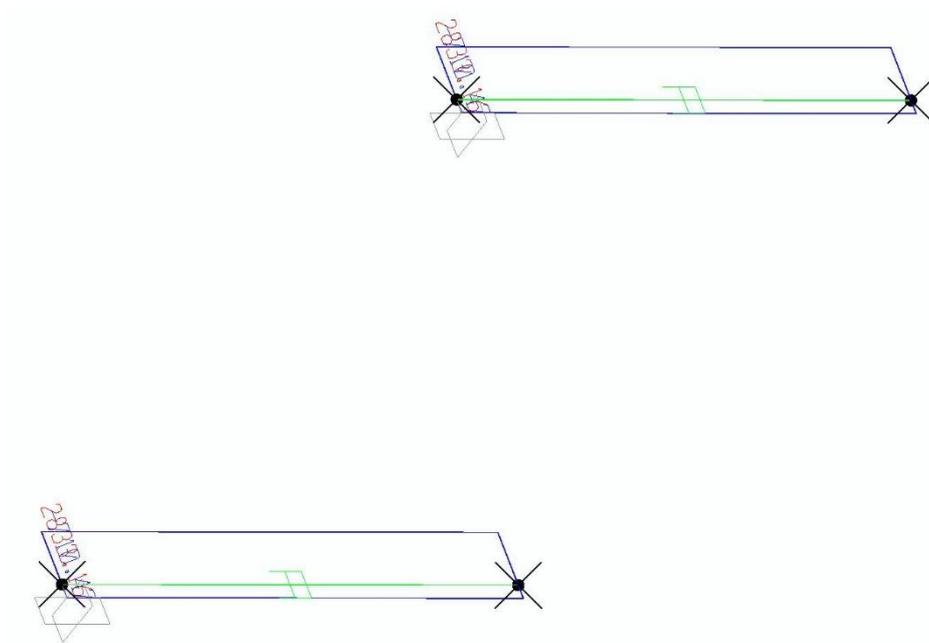


Figura 3-54- Reacción horizontal amortiguadores ELU viento determinante, configuración 2

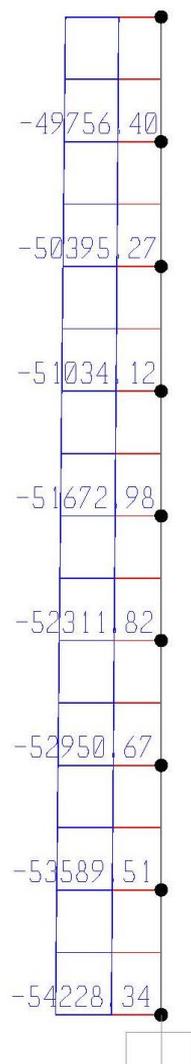


Figura 3-55- Axil pila 7 ELU viento determinante, configuración 4

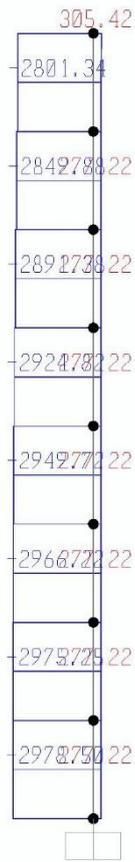


Figura 3-56- Cortante longitudinal pila 7 ELU viento determinante, configuración 4

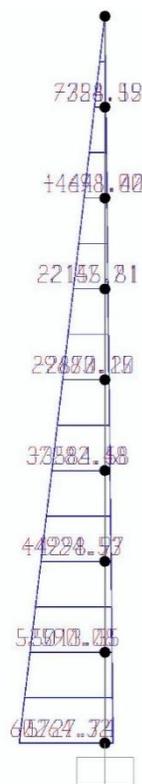


Figura 3-57- M3 pila 7 ELU viento determinante, configuración 4



Figura 3-58- Cortante transversal pila 7 ELU viento determinante, configuración 4

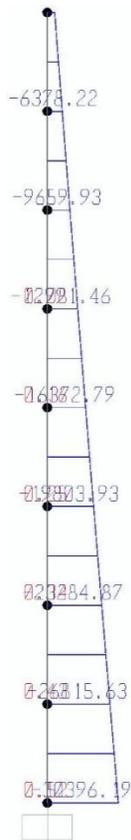


Figura 3-59- M2 pila 7 ELU viento determinante, configuración 4

Para ELU situaciones permanentes con tráfico determinante:

- Estribo izquierdo

R Max (kN)	R min (kN)	H max (kN)
16483.65	4115.67	0.00

Tabla 3-21- ELU permanente tráfico determinante, Esfuerzos estribo

- Reacciones amortiguador en estribo izquierdo

	Fuerza horizontal (kN)
Amortiguador 1	3541.45
Amortiguador 2	3541.45
Ambos amortiguadores	7082.90

Tabla 3-22- Fuerza amortiguadores

- Pila 7

Axil Max (kN)	Axil min (kN)	V2 (kN)	M3 (kN*m)	V3 (kN)	M2 (kN*m)
58429.10	25507.6	2851.37	57315.55	827.88	18238.20

Tabla 3-23- ELU permanente tráfico determinante, Esfuerzos Pila 7

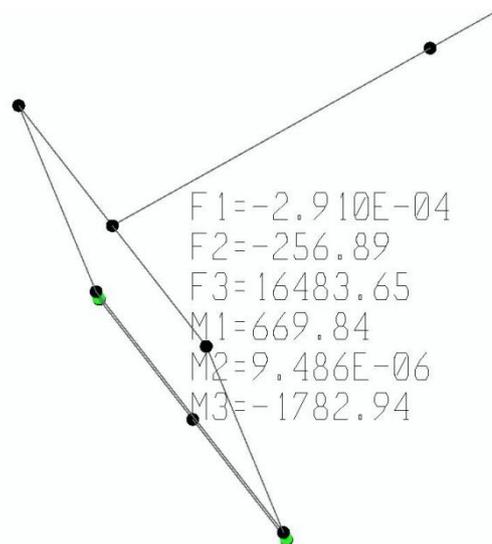


Figura 3-60- Reacciones sobre estribo izquierdo ELU tráfico determinante, configuración 4

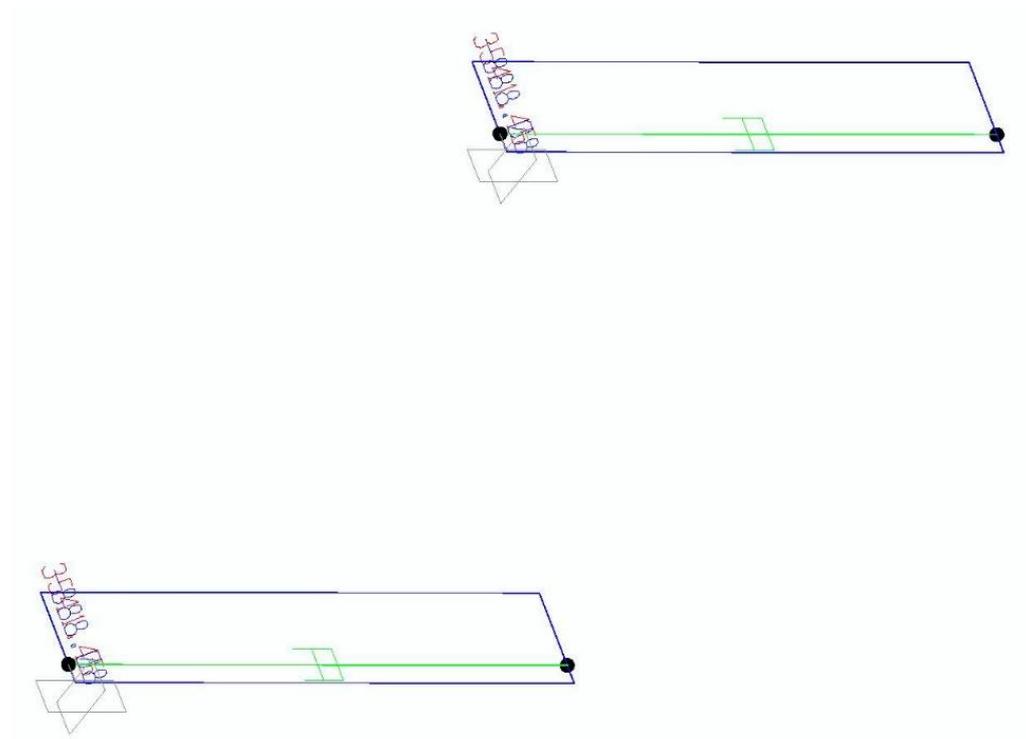


Figura 3-61- Reacción horizontal amortiguadores ELU tráfico determinante, configuración 4

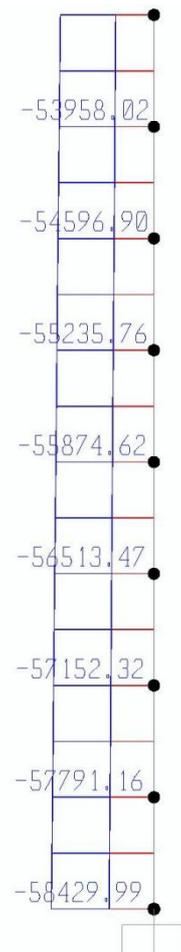


Figura 3-62- Axil pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 4

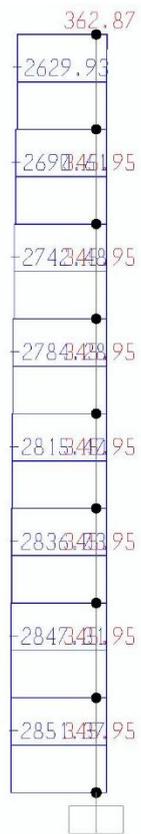


Figura 3-63- Cortante longitudinal pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 4

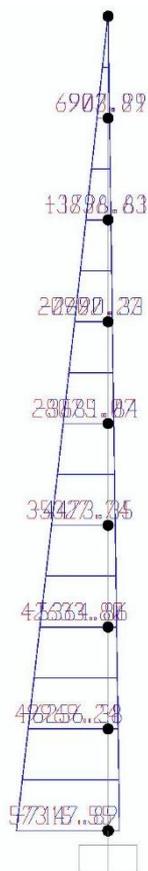


Figura 3-64- M3 pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 4



Figura 3-65- Cortante transversal pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 4

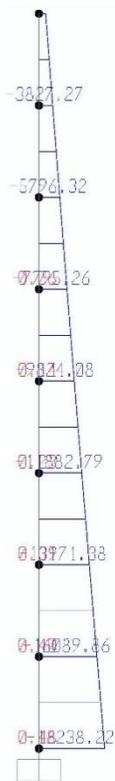


Figura 3-66- M2 pila 7 ELU tráfico determinante, configuración 4

3.4.- Dimensionamiento

Los esfuerzos para el dimensionamiento son los obtenidos anteriormente en el apartado 3.3.3.-

3.4.1.- Configuración 2

3.4.1.1.- Dimensionamiento Pila 7

La pila se dimensiona con el programa FAGUS 5 (Versión 2.00; Cubus AG, 2011). El dimensionamiento se realiza para cada uno de los tres casos de ELU (sismo, viento determinante y tráfico determinante). En el programa se define la sección, el esquema de armado y se introducen los esfuerzos a los que está sometida la sección, y el programa proporciona el área necesaria en cada una de las armaduras.

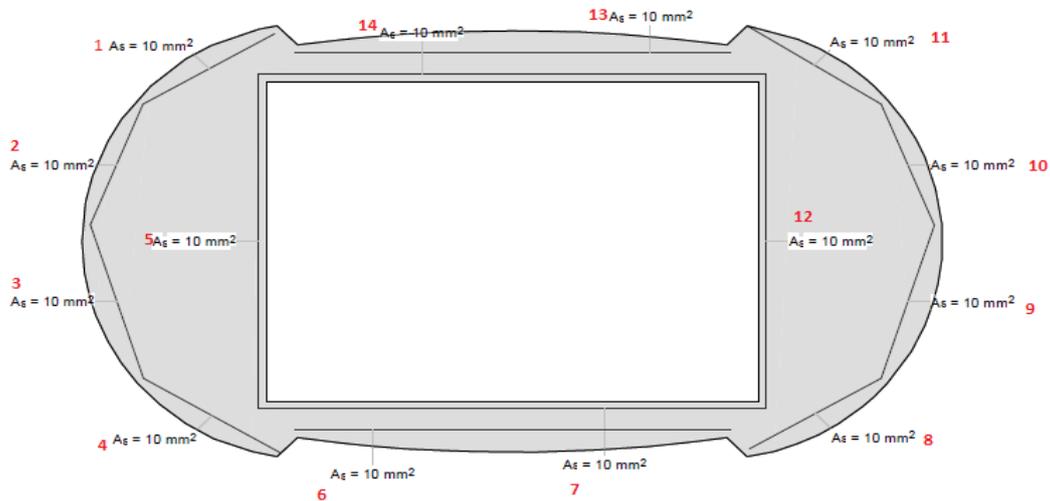


Figura 3-67- Esquema de la numeración de las armaduras

	mm ² necesarios		
	Sismo	Tráfico	Viento
1	Asmin	Asmin	Asmin
2	Asmin	Asmin	Asmin
3	Asmin	Asmin	Asmin
4	Asmin	Asmin	Asmin
5	Asmin	Asmin	Asmin
6	Asmin	Asmin	Asmin
7	Asmin	Asmin	Asmin
8	Asmin	Asmin	Asmin
9	Asmin	Asmin	Asmin
10	Asmin	Asmin	Asmin
11	Asmin	Asmin	Asmin
12	Asmin	Asmin	Asmin

13	Asmin	Asmin	Asmin
14	Asmin	Asmin	Asmin

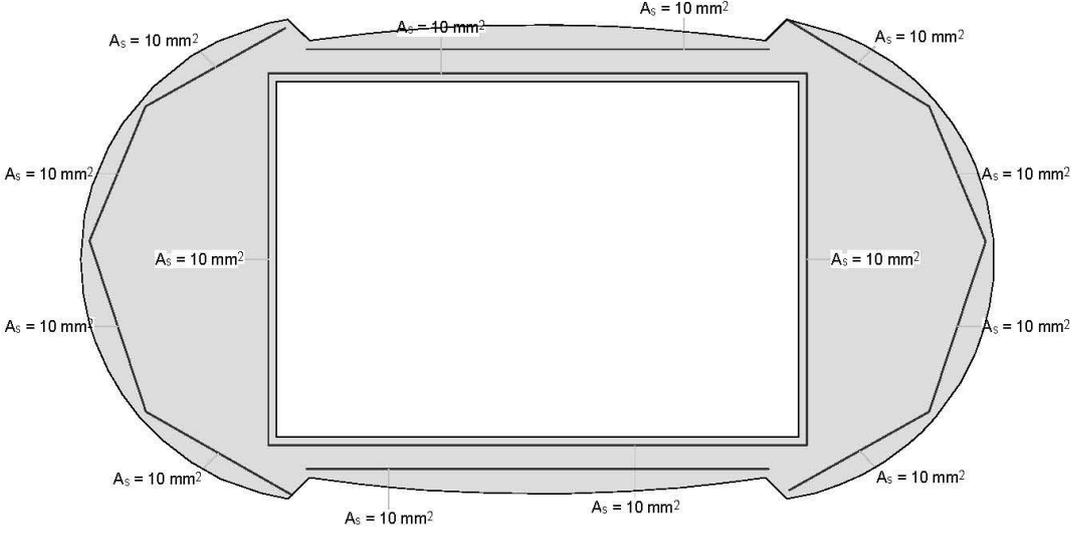
Tabla 3-24- Resultado armado pila

Para flexión se obtiene que no se necesita armadura, excepto por la mínima geométrica que se calcula a continuación:

Cuantía Geométrica = 4‰

$$As_{min} = 4‰ * 7.345^2 = 293.8 \text{ cm}^2$$

ELU Sismo Punto Fijo: Dimensionamiento Solicitaciones múltiples, Escala 1 :38.4



Dimensionamiento Viga-Sección: ST1

Solicitaciones

No.	Parámetros de análisis	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Observaciones
1	AP2: Estado límite último	-27071.2	11793.6	15783.3	
2	AP2: Estado límite último	-27071.2	11793.6	0	
3	AP2: Estado límite último	-27071.2	0	15783.3	
4	AP2: Estado límite último	-27071.2	0	0	
5	AP2: Estado límite último	-27071.2	-11793.6	-15783.3	
6	AP2: Estado límite último	-27071.2	-11793.6	0	
7	AP2: Estado límite último	-27071.2	0	-15783.3	
8	AP2: Estado límite último	-27071.2	11793.6	-15783.3	
9	AP2: Estado límite último	-27071.2	-11793.6	15783.3	
10	AP2: Estado límite último	-24642.9	11793.6	15783.3	
11	AP2: Estado límite último	-24642.9	11793.6	0	
12	AP2: Estado límite último	-24642.9	0	15783.3	
13	AP2: Estado límite último	-24642.9	-11793.6	-15783.3	
14	AP2: Estado límite último	-24642.9	-11793.6	0	
15	AP2: Estado límite último	-24642.9	0	-15783.3	
16	AP2: Estado límite último	-24642.9	11793.6	-15783.3	
17	AP2: Estado límite último	-24642.9	-11793.6	15783.3	

Parámetros de análisis "AP2: Estado límite último", Código: Spanish Code EHE

ID	σ-ε-Diagrama				Límites de deformación			Tens.adm. σ _{s adm} [N/mm²]	Factores de la resistencia				Otros valores			
	c	s	p	a	ε _{cu c} [‰]	ε _{cu b} [‰]	ε _{su} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	γ _p [-]	γ _a [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]	κ
AP2	2/0	1	1	1	-2.0	-3.5	10.0		1.50	1.15	1.15	1.10	45.00	0	t=0	-

- α : Inclinación de las bielas de compresión
- φ : Coef. de fluencia
- P(t) : Prealargamiento en el tiempo (t=0) ó (t=∞) 'con pérdidas'
- κ : + = Análisis con coeficiente adherencia: κ_s=0.7 κ_i=0.9

Armadura longit.

No.	Nombre	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	A _{s-dado} [mm²]	A _{s-dimensionar} [mm²]	A _s [mm²]
	AL4	1.38	2.78	4.22	2.78	10	----	10
	AL13	4.33	2.96	5.20	2.43	10	----	10
	AL1	0.40	2.43	1.25	2.91	10	----	10
	AL8	1.15	2.63	4.45	2.63	10	----	10
	AL2	0.05	1.60	0.40	2.43	10	----	10
	AL9	5.55	1.59	5.20	2.43	10	----	10
	AL5	1.15	0.33	1.15	2.63	10	----	10

Nr.:

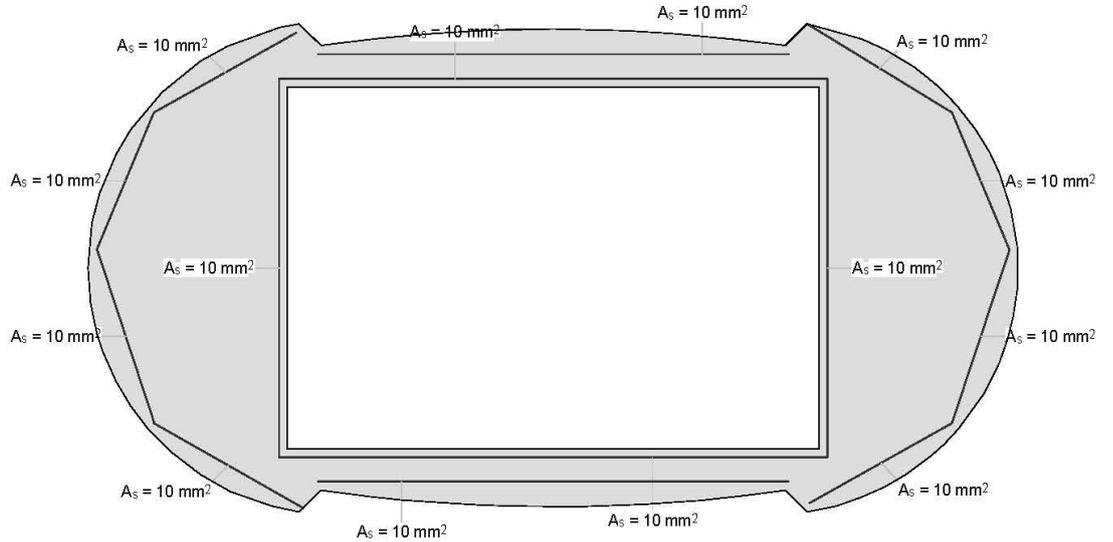
Figura 3-68- Dimensionamiento a flexión para ELU sismo, pg1

2.2 Fagus2							Página 19	
							18.08.15, 17:05	
							Fagus-5 - Version 2.00	
No.	Nombre	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	A _{s-dado} [mm ²]	A _{s-dimensionar} [mm ²]	A _s [mm ²]
	AL6	4.45	0.33	4.45	2.63	10	----	10
	AL12	0.40	0.54	0.05	1.60	10	----	10
	AL10	5.20	0.54	5.55	1.59	10	----	10
	AL7	1.15	0.33	4.45	0.33	10	----	10
	AL11	4.35	0.05	5.20	0.54	10	----	10
	AL14	0.40	0.54	1.30	0.03	10	----	10
	AL3	1.38	0.18	4.22	0.18	10	----	10
x _{max} /d = 1.00						Σ A _s =	0.00 %	140
							Nr.:	

Figura 3-69- Dimensionamiento a flexión para ELU sismo, pg2

ELU Tráfico Punto Fijo: Dimensionamiento Solicitaciones múltiples,

Escala 1 :38.4



Dimensionamiento Viga-Sección: ST1

Solicitaciones

No.	Parámetros de análisis	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Observaciones
1	AP2: Estado límite último	-58298.6	2803.9	828.8	
2	AP2: Estado límite último	-58298.6	2803.9	0	
3	AP2: Estado límite último	-58298.6	0	828.8	
4	AP2: Estado límite último	-58298.6	0	0	
5	AP2: Estado límite último	-58298.6	-2803.9	-828.8	
6	AP2: Estado límite último	-58298.6	0	-828.8	
7	AP2: Estado límite último	-58298.6	-2803.9	0	
8	AP2: Estado límite último	-58298.6	-2803.9	828.8	
9	AP2: Estado límite último	-58298.6	-2803.9	-828.8	
10	AP2: Estado límite último	-25790.7	-2803.9	828.8	
11	AP2: Estado límite último	-25790.7	-2803.9	0	
12	AP2: Estado límite último	-25790.7	0	-828.8	
13	AP2: Estado límite último	-25790.7	0	0	
14	AP2: Estado límite último	-25790.7	-2803.9	-828.8	
15	AP2: Estado límite último	-25790.7	0	-828.8	
16	AP2: Estado límite último	-25790.7	-2803.9	0	
17	AP2: Estado límite último	-25790.7	-2803.9	828.8	
18	AP2: Estado límite último	-25790.7	2803.9	-828.8	

Parámetros de análisis "AP2: Estado límite último", Código: Spanish Code EHE

ID	σ-ε-Diagrama				Límites de deformación			Tens.adm. σ _{s,adm} [N/mm ²]	Factores de la resistencia				Otros valores			
	c	s	p	a	ε _{cu,c} [‰]	ε _{cu,b} [‰]	ε _{su} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	γ _d [-]	γ _a [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]	κ
AP2	2/0	1	1	1	-2.0	-3.5	10.0		1.50	1.15	1.15	1.10	45.00	0	t=0	-

- α : Inclinación de las bielas de compresión
- φ : Coef. de fluencia
- P(t) : Prealargamiento en el tiempo (t=0) ó (t=∞) 'con pérdidas'
- κ : + = Análisis con coeficiente adherencia: κ_s=0.7 κ_i=0.9

Armadura longit.

No.	Nombre	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	A _{s-dado} [mm ²]	A _{s-dimensionar} [mm ²]	A _s [mm ²]
	AL4	1.38	2.78	4.22	2.78	10	----	10
	AL13	4.33	2.96	5.20	2.43	10	----	10
	AL1	0.40	2.43	1.25	2.91	10	----	10
	AL8	1.15	2.63	4.45	2.63	10	----	10
	AL2	0.05	1.60	0.40	2.43	10	----	10
	AL9	5.55	1.59	5.20	2.43	10	----	10

Nr.:

Figura 3-70- Dimensionamiento a flexión para ELU tráfico, pg1

2.2 Fagus2							Página 23	
							18.08.15, 17:16	
							Fagus-5 - Version 2.00	
No.	Nombre	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	A _{s-dado} [mm ²]	A _{s-dimensionar} [mm ²]	A _s [mm ²]
	AL5	1.15	0.33	1.15	2.63	10	----	10
	AL6	4.45	0.33	4.45	2.63	10	----	10
	AL12	0.40	0.54	0.05	1.60	10	----	10
	AL10	5.20	0.54	5.55	1.59	10	----	10
	AL7	1.15	0.33	4.45	0.33	10	----	10
	AL11	4.35	0.05	5.20	0.54	10	----	10
	AL14	0.40	0.54	1.30	0.03	10	----	10
	AL3	1.38	0.18	4.22	0.18	10	----	10
x _{max} /d = 1.00						Σ A _s =	0.00 %	140
								Nr.:

Figura 3-71- Dimensionamiento a flexión para ELU tráfico, pg2

2.2 Fagus2							Página 21 18.08.15, 17:11 Fagus-5 - Version 2.00	
No.	Nombre	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	A _{s-dago} [mm ²]	A _{s-dimensionar} [mm ²]	A _s [mm ²]
	AL5	1.15	0.33	1.15	2.63	10	----	10
	AL6	4.45	0.33	4.45	2.63	10	----	10
	AL12	0.40	0.54	0.05	1.60	10	----	10
	AL10	5.20	0.54	5.55	1.59	10	----	10
	AL7	1.15	0.33	4.45	0.33	10	----	10
	AL11	4.35	0.05	5.20	0.54	10	----	10
	AL14	0.40	0.54	1.30	0.03	10	----	10
	AL3	1.38	0.18	4.22	0.18	10	----	10
x _{max} /d = 1.00						Σ A _s =	0.00 %	140
								Nr.:

Figura 3-73- Dimensionamiento a flexión para ELU viento, pg2

Una vez calculada la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de flexión se comprueba a cortante.

Para la comprobación a cortante se utiliza una hoja Excel proporcionada por el tutor del trabajo. En la hoja se introducen los apartados marcados en color azul. Se comprueban los axiles V2 y V3, pero sólo el mayor de los obtenidos en las combinaciones de acciones que se han realizado. Estos son:

V2d=808 kN, con un axil de compresión concomitante de 25080 kN.

V3d=1381 kN, con un axil de compresión concomitante de 25080 kN.

En ambos casos no se necesita armadura de cortante.

Al no necesitar armadura de cortante, y con sólo la armadura mínima en flexión, se necesitan 293.8 cm² para la pila 7 en la configuración 2.

Para una comparación más exacta también se hace un pequeño dimensionamiento para calcular la cimentación.

La cimentación de las pilas se realizará mediante pilotes profundos de 1.8 m de diámetro.

Se considera inicialmente un encepado con 4 pilotes seprados 6 metros entre ellos, se calcula la tensión a la que están sometidos y se compara con el tope estructural de 5 MPa tal y como se indica en la tabla 5.5 de la Guía de cimentaciones (Ministerio de Fomento, 2002)

La tensión es:

$$\sigma = \frac{N}{n^{\circ} \text{ pilotes} * A_{\text{pilote}}} + \frac{M_x + M_y}{D * n * A_{\text{pilote}}}$$

Sustituyendo:

$$\sigma = \frac{41642}{4 * 2.545} + \frac{2003 + 13043}{6 * 2 * 2.545} = 4.58 \text{ MPa}$$

Como se alcanza una tensión cercana al tope estructural el dimensionamiento es correcto, por lo que se realizaría la cimentación mediante 4 pilotes de 1.8 m de diámetro.

CORTANTE EHE-08
PIEZAS SIN ARMADURA DE CORTANTE

$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cv} =$	30 MPa
$f_{cd} =$	20.00 MPa
$f_{1cd} =$	12.0 MPa
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa
$h =$	6.75 m
$b_0 =$	5.296 m
$r =$	0.05 m
$\cotg \theta =$	1 $0.5 < \cotg \theta < 2.0$
$\cotg \theta_e =$	1.11
$\alpha =$	90.00 °
$\cotg \alpha =$	0.0000
$A_{s,long} =$	146.9 cm ²

$V_d =$	0.808	MN
$N_d =$	25.08	MN

Axil positivo: COMPRESIÓN

1) AGOTAMIENTO BIELAS COMPRIMIDAS

$\sigma_c =$	0.70 MPa
$K =$	1.04

$V_{u1} =$	220.37	MN
------------	--------	----

$CS_a =$	272.73
----------	--------

2) AGOTAMIENTO POR TRACCIONES EN EL ALMA

2.1) CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN

$\xi =$	1.173
$\sigma'_{c'} =$	0.70 MPa
$z =$	6.03 m
$\rho_l =$	0.00041

$V_{u2} =$	9.10	MN
$V_{u2,min} =$	16.08	MN
$V_{u2} =$	16.08	MN

$CS_a =$	19.90
----------	-------

Figura 3-74- Comprobación frente V_{2d}

CORTANTE EHE-08
PIEZAS SIN ARMADURA DE CORTANTE

$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cv} =$	30 MPa
$f_{cd} =$	20.00 MPa
$f_{1cd} =$	12.0 MPa
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa
$h =$	13.297 m
$b_0 =$	1.25 m
$r =$	0.05 m
$\cotg \theta =$	1 $0.5 < \cotg \theta < 2.0$
$\cotg \theta_e =$	1.23
$\alpha =$	90.00 °
$\cotg \alpha =$	0.0000
$A_{s,long} =$	146.9 cm ²

$V_d =$	1.381	MN	Axil positivo: COMPRESIÓN
$N_d =$	25.08	MN	

1) AGOTAMIENTO BIELAS COMPRIMIDAS

$\sigma_c =$	1.51 MPa
$K =$	1.08

$V_{u1} =$	106.85	MN
------------	--------	----

$CS_a =$	77.37
----------	-------

2) AGOTAMIENTO POR TRACCIONES EN EL ALMA

2.1) CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN

$\xi =$	1.123
$\sigma'_{c'} =$	1.51 MPa
$z =$	11.9223 m
$\rho_l =$	0.00089

$V_{u2} =$	6.84	MN
$V_{u2,min} =$	9.14	MN
$V_{u2} =$	9.14	MN

$CS_a =$	6.62
----------	------

Figura 3-75- Comprobación frente V3d

3.4.1.2.- Dimensionamiento estribo izquierdo

Para dimensionar el estribo izquierdo se utiliza un Excel proporcionado por el tutor del trabajo, que permite introducir la geometría del estribo, las reacciones del tablero y el número de pilotes. A partir de estos datos la hoja de cálculo proporciona la carga máxima que soporta cada pilote y las armaduras longitudinales y transversales para el muro y el espaldón.

Los datos geométricos introducidos corresponden a la geometría ejecutada para este estribo. Estos son:

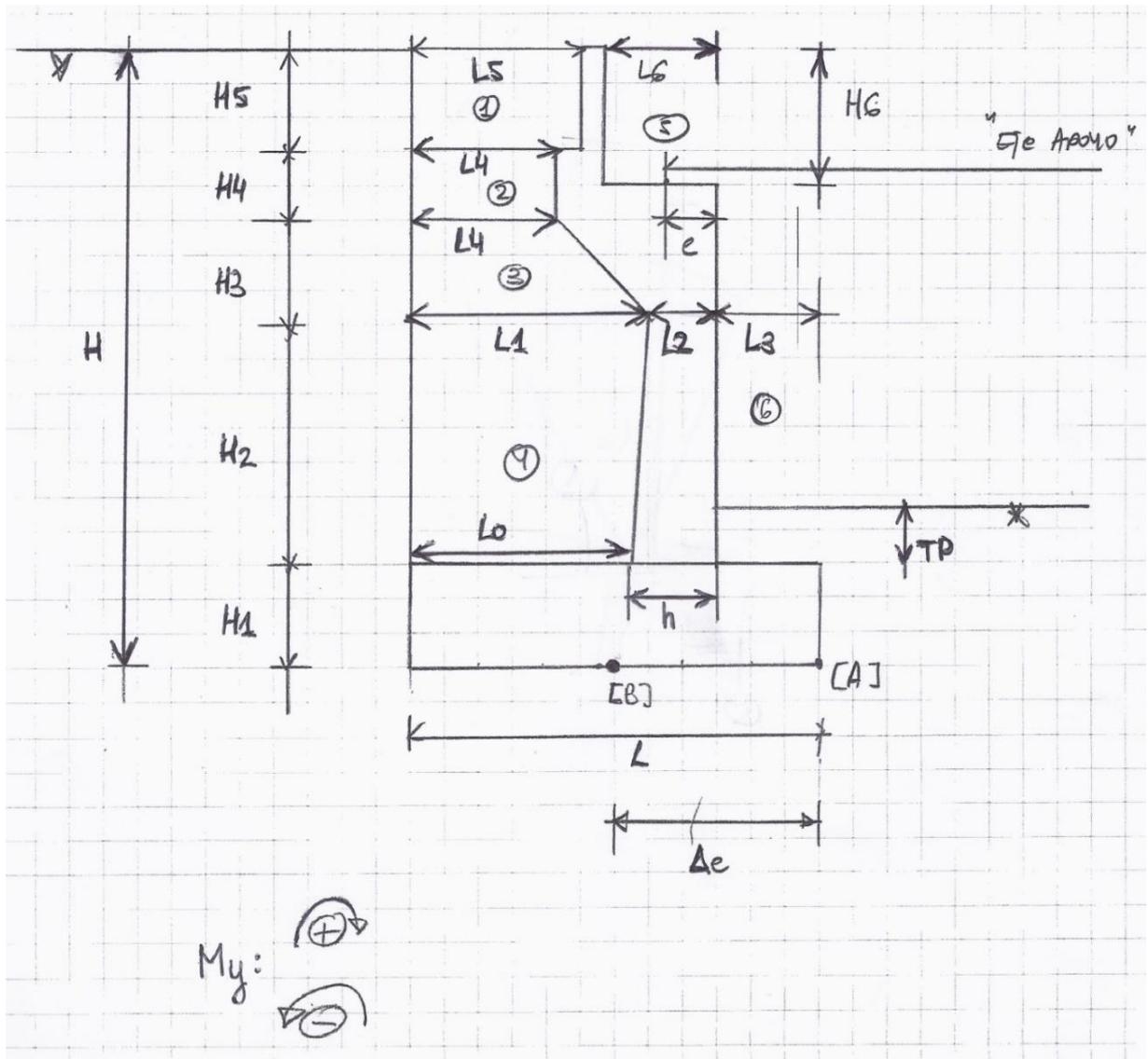


Figura 3-76- Esquema geometría del estribo.

L0=	18.00	m
L1 =	18.00	m
L2 =	2.70	m
L3 =	0.10	m
L4 =	18.00	m
L5 =	18.00	m
L6 =	2.10	m

H1 =	3.00	m
H2 =	10.44	m
H3 =	0.00	m
H4 =	0.00	m
H5 =	0.00	m
H6 =	4.35	m
H=	13.44	m

e =	0.90	m
B =	14.00	m

Tabla 3-25- Datos geométricos estribo izquierdo

El trasdós del estribo está relleno por tierras, con un peso específico de 20 kN/m^3 , y $K_a=0.33$ (coeficiente de empuje activo). También se considera una sobrecarga en trasdós de 30 kN/m^2 que es la debida a las vías, balasto, trenes,...según se define en IAPF-11 (Ministerio de Fomento, 2011).

Los 16 pilotes de 1.8 m de diámetro están distribuidos en cuatro por fila y columna. Están separados 1.40 metros, en ambas direcciones, de los extremos del encepado, y entre ellos hay una separación de 6 metros en sentido longitudinal, y de 4.5 m en sentido transversal. Todas estas distancias son a partir del eje del pilote.

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 11535 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 11535 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 4.53 \text{ MPa}$$

Como la tensión a que está sometido es de 4.53 MPa se comprueba que están por debajo del tope estructural de 5 MPa.

También se comprueba que los pilotes tengan unos esfuerzos similares en todas las soluciones. Para ello se compara el cortante máximo que solicita cada pilote.

El cortante máximo transmitido al conjunto de pilotes es de 39045.19 kN.

$$\text{Cortante a resistir por pilote} = 39045.19 \text{ kN} / 16 \text{ pilotes} = 2440.32 \text{ kN}$$

Las armaduras necesarias son:

-Muro:

Armadura vertical trasdós e intradós: $118.85 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura transversal: $16.94 \text{ cm}^2/\text{m}^2$

-Espaldón

Armadura vertical trasdós e intradós: $11.94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura transversal: no es necesaria

VERIFICACIONES EXTERIORES DE PUENTE

ENTRADA DE DATOS:

1.- GEOMETRIA:

- 1.- TIERRAS TRASADOS:
 - Y1 = 20 kN/m²
 - Y2 = 0.333
- 2.- TIERRAS INTRADOS:
 - Y3 = 0.01
 - Y4 = 2.00 m
 - Y5 = 2.00 m
 - Y6 = 0.00 m
 - Y7 = 0.00 m
 - Y8 = 3.00 m
 - Y9 = 10.00 m
 - Y10 = 0.00 m
 - Y11 = 0.00 m
 - Y12 = 4.36 m
 - Y13 = 0.00 m
- 3.- TIERRAS INTRADOS:
 - Y14 = 0.01 (°)
 - Y15 = 20 kN/m²
 - Y16 = 3
- 4.- USO TRASADOS:
 - Y17 = 30 kN/m²
 - Y18 = 0.2
- 5.- USO INTRADOS:
 - Y19 = 0.1 kN/m²
 - Y20 = 0.2

(°): S.C1; S.C2; S.C3 y S.C4 NO CONCOMITANTES

3.- COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTRUCTURA-TERRENO

μ = 0.577

9.- DATOS DE LOS MATERIALES

- fk = 30.00 MPa
- fk = 50.00 MPa
- xc = 1.50 (servicio)
- ys = 1.15 (servicio)
- yc = 1.30 (slm)
- ys = 1.00 (slm)
- ftm = 2.89 MPa

RESULTADOS:

1.- EQUILIBRIO

HIPOTESIS	DESCRIPCION	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
0	VACIO	8240.76	0.00	0.00	0.00	27195.03
1	MAX. REACCION VERTICAL+RESTO ESF. CONC.	19179.88	87.15	39414.36	667.13	206515.30
2	MIN. REACCION VERTICAL+RESTO ESF. CONC.	8420.76	0.00	87.15	0.00	24032.63
3	MAX. MOM. VOLC+RESTO ESF. CONC.	19179.88	57.00	39414.36	667.13	206527.05
4	MAX. MOM. ESTAB+RESTO ESF. CONC.	8420.76	0.00	87.15	0.00	24071.28
5	MAX. MOM. TRANS+RESTO ESF. CONC.	14040.48	285.00	95716.15	3334.65	124931.14
6	SISMO LONG	30425.19	47.00	36616.15	6489.39	431383.84
7	SISMO TRANS	9277.19	0.00	88627.15	0.00	83797.32
8	SISMO VERT	9277.19	0.00	88627.15	0.00	83797.32

2.- ARMADO

MURO	Am. vert. trasado, armique:	1.19.35 cm ² /m	OK
	Am. transversal, armique:	16.94392214 cm ² /m ²	OK
ESPALDON			
	Am. vert. trasado:	11.94 cm ² /m	OK
	Am. transversal:	0 cm ² /m ²	OK
ARMA DURA TRANSVERSAL MINIMA			
	Atadura por metro de ancho:	9.63 cm ² /m ²	

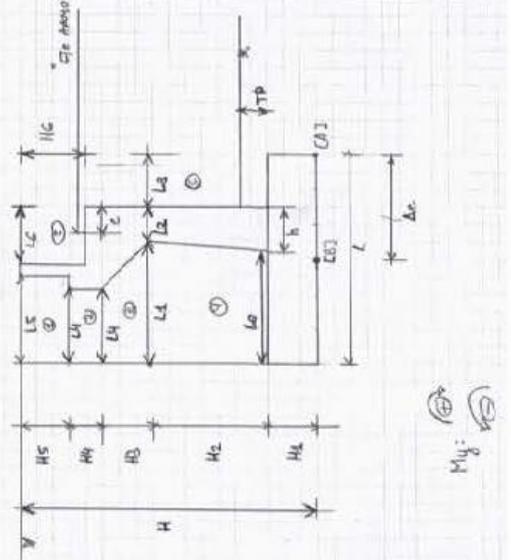
ARMADO MURO ENVOLVENTE SERVICIO Y SISMO

SECCION A	H (m)	a (m)	Quant (m ² /m)	HP PASAMA	A (mm ² /cm ² m)	Quant (m ² /m)
0						
1	0.522	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
2	1.044	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
3	1.566	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
4	2.088	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
5	2.61	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
6	3.132	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
7	3.654	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
8	4.176	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
9	4.698	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
10	5.22	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
11	5.744	2.7	0.63	SISMO	48.68	OK
12	6.266	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
13	6.788	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
14	7.31	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
15	7.83	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
16	8.352	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
17	8.874	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
18	9.396	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
19	9.918	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK
20	10.44	2.7	0.63	SERVICIO	48.68	OK

Area total:	40.72 m ²
Inercia xx:	100.50 m ⁴
Inercia yy:	1832.18 m ⁴
CGO X:	10.40 m
CGO Y:	0.00 m

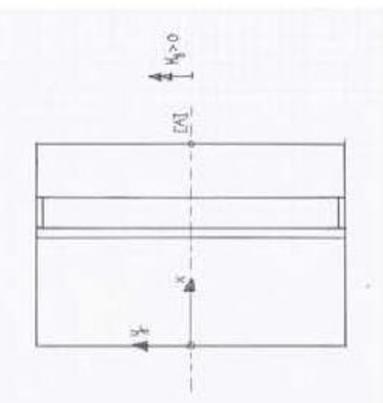
Nº	X (m)	Y (m)	φ (m)	Area pilotes
1	1.4	6.79	1.8	2.545
2	1.4	2.26	1.8	2.545
3	1.4	-2.26	1.8	2.545
4	1.4	-6.79	1.8	2.545
5	7.4	6.79	1.8	2.545
6	7.4	2.26	1.8	2.545
7	7.4	-2.26	1.8	2.545
8	7.4	-6.79	1.8	2.545
9	13.4	6.79	1.8	2.545
10	13.4	2.26	1.8	2.545
11	13.4	-2.26	1.8	2.545
12	13.4	-6.79	1.8	2.545
13	19.4	6.79	1.8	2.545
14	19.4	2.26	1.8	2.545
15	19.4	-2.26	1.8	2.545
16	19.4	-6.79	1.8	2.545
17	0	0	0	0.000
18	0	0	0	0.000
19	0	0	0	0.000
20	0	0	0	0.000

8.- PILOTES:



CARGAS EN PILOTES (kN)

Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	MAX. (kN)	MIN. (kN)
4795	4386	4386	4386	4386	4926	4926	4926	4926	4926	5165	5165	5165	5165	5365	5365	5365	5365	5365	5365	5365	5365	5365
3697	3852	3852	3852	3852	5248	5248	5248	5248	5248	7035	7035	7035	7035	8793	8793	8793	8793	8793	8793	8793	8793	8793
4456	4456	4456	4456	4456	5115	5115	5115	5115	5115	5774	5774	5774	5774	6433	6433	6433	6433	6433	6433	6433	6433	6433
3667	3667	3667	3667	3667	5448	5448	5448	5448	5448	7035	7035	7035	7035	8793	8793	8793	8793	8793	8793	8793	8793	8793
4426	4426	4426	4426	4426	5115	5115	5115	5115	5115	5774	5774	5774	5774	6433	6433	6433	6433	6433	6433	6433	6433	6433
4476	4476	4476	4476	4476	5406	5406	5406	5406	5406	6064	6064	6064	6064	6723	6723	6723	6723	6723	6723	6723	6723	6723
750	669	669	669	669	4345	4345	4345	4345	4345	4904	4904	4904	4904	5463	5463	5463	5463	5463	5463	5463	5463	5463
4482	4482	4482	4482	4482	5190	5190	5190	5190	5190	5849	5849	5849	5849	6508	6508	6508	6508	6508	6508	6508	6508	6508
4482	4482	4482	4482	4482	5190	5190	5190	5190	5190	5849	5849	5849	5849	6508	6508	6508	6508	6508	6508	6508	6508	6508



-En el caso de 16 pilotes, la geometría es:

L0=	18.00	m
L1 =	18.00	m
L2 =	2.70	m
L3 =	0.10	m
L4 =	18.00	m
L5 =	18.00	m
L6 =	2.10	m

H1 =	3.00	m
H2 =	10.44	m
H3 =	0.00	m
H4 =	0.00	m
H5 =	0.00	m
H6 =	4.35	m
H=	13.44	m

e =	0.90	m
B =	14.00	m

Tabla 3-26- Datos geométricos estribo con 16 pilotes

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 8079 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 8079 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 3.17 \text{ MPa}$$

Como la tensión a que está sometido es de 3.17 MPa se comprueba que está por debajo del tope estructural (5 MPa), por lo que estaría sobredimensionada la cimentación del estribo.

-En el caso de 12 pilotes, la geometría es:

L0=	12.01	m
L1 =	12.01	m
L2 =	2.70	m
L3 =	0.10	m
L4 =	12.01	m
L5 =	12.01	m
L6 =	2.10	m

H1 =	3.00	m
H2 =	10.44	m
H3 =	0.00	m
H4 =	0.00	m
H5 =	0.00	m
H6 =	4.35	m
H=	13.44	m

e =	0.90	m
B =	14.00	m

Tabla 3-27- Datos geométricos estribo con 12 pilotes

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 8645 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 8645 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 3.39 \text{ MPa}$$

Como la tensión a que está sometido es de 3.39 MPa se comprueba que está por debajo del tope estructural (5 Mpa).

-En el caso de 8 pilotes, la geometría es:

L0=	6.01	m
L1 =	6.01	m
L2 =	2.70	m
L3 =	0.10	m
L4 =	6.01	m
L5 =	6.01	m
L6 =	2.10	m

H1 =	3.00	m
H2 =	10.44	m
H3 =	0.00	m
H4 =	0.00	m
H5 =	0.00	m
H6 =	4.35	m
H=	13.44	m

e =	0.90	m
B =	14.00	m

Tabla 3-28- Datos geométricos estribo con 8 pilotes

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 9683 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 9683 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 3.81 \text{ MPa}$$

Como la tensión a que está sometido es de 3.81 MPa se comprueba que está por debajo del tope estructural (5 Mpa), por lo que estaría sobredimensionada la cimentación del estribo.

- Con 6 pilotes:

Como con 8 pilotes sigue estando sobredimensionado se prueba con 6 pilotes, manteniendo las mismas dimensiones que para el estribo con 8 pilotes.

Los 6 pilotes se distribuyen en dos filas de tres pilotes cada una.

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 12872 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 12872 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 5.0 \text{ MPa}$$

La tensión del pilote más cargado es de 5 MPa, por lo que justo cumple con el límite estructural de 5 MPa.

También se comprueba que los pilotes sean capaces de resistir los esfuerzos a cortante.

El cortante máximo transmitido al conjunto de pilotes es de 10300.48 kN.

Cortante a resistir un pilote = 10300.48 kN/ 6 pilotes = 1716.75 kN, que es un valor del mismo orden que en el estribo izquierdo.

Las armaduras necesarias son:

-Muro:

Armadura vertical trasdós e intradós: $28.92 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura transversal: no es necesaria

-Espaldón

Armadura vertical trasdós e intradós: $11.94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura transversal: no es necesaria

3.4.2.- Configuración 4

3.4.2.1.- Dimensionamiento Pila 7

La pila se dimensiona de la misma manera que se ha hecho para la configuración 2.

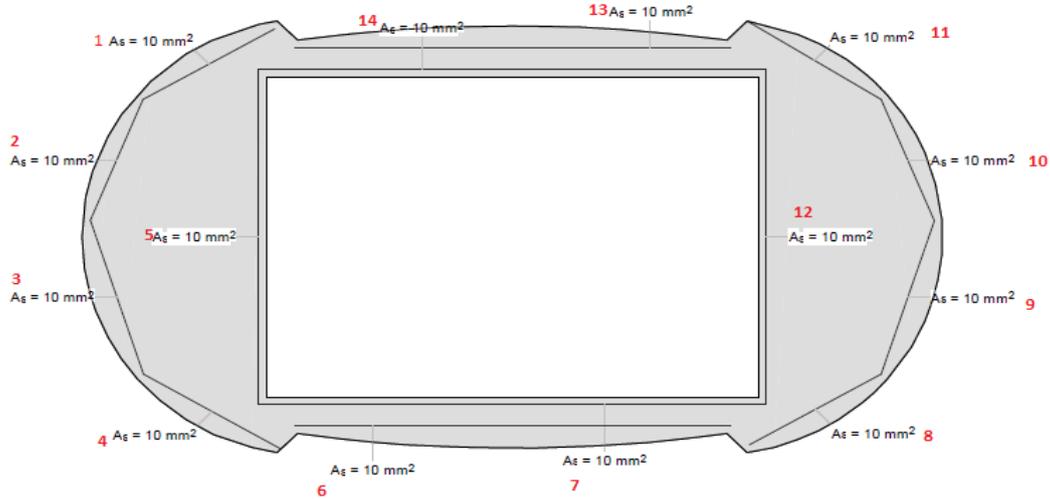


Figura 3-78- Esquema de la numeración de las armaduras

	mm ² necesarios			As(cm ²)
	Sismo	Tráfico	Viento	
1	Asmin	7568	15060	150.6
2	Asmin	3920	7848	78.48
3	Asmin	3920	7848	78.48
4	Asmin	7548	15060	150.6
5	Asmin	3920	3584	39.2
6	Asmin	7568	15060	150.6
7	Asmin	7568	15060	150.6
8	Asmin	7568	15060	150.6
9	Asmin	3920	7848	78.48
10	Asmin	3920	7848	78.48
11	Asmin	7568	15060	150.6
12	Asmin	3920	3584	39.2
13	Asmin	7568	14829	148.29
14	Asmin	7568	14829	148.29

Para flexión se necesitan 1592.5 cm², que corresponde a la suma de las anteriores.

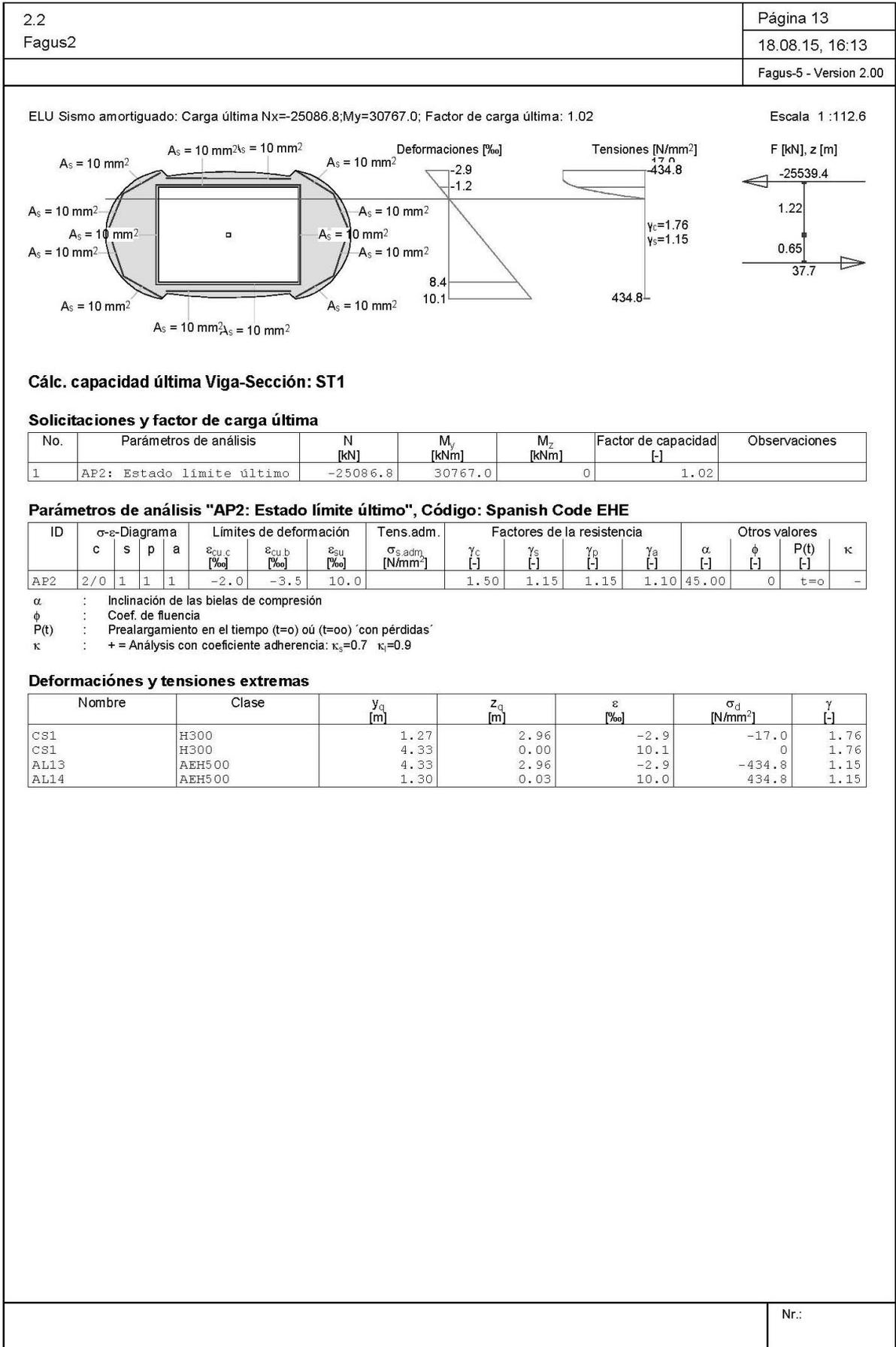
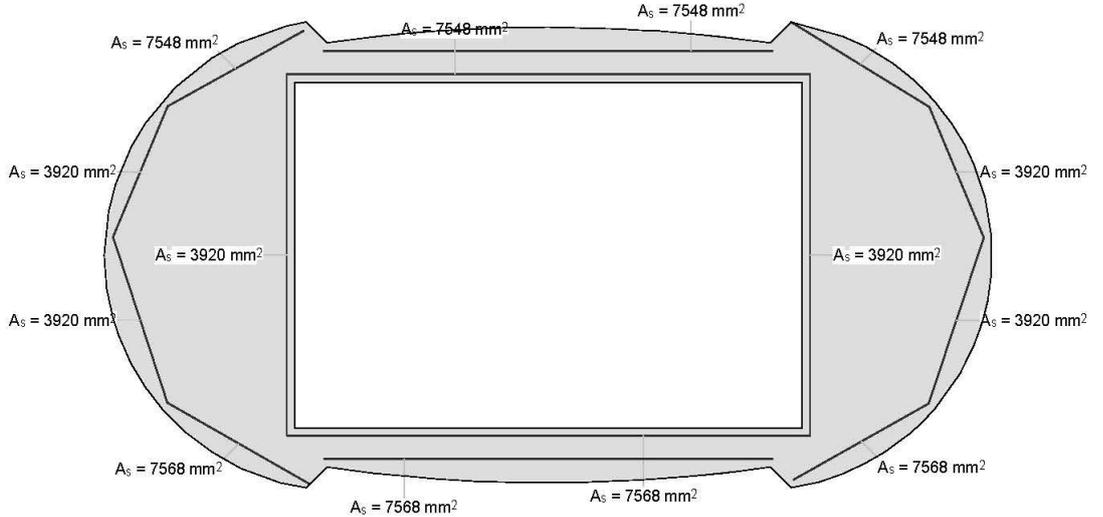


Figura 3-79- Dimensionamiento a flexión para ELU sismo

ELU Tráfico amortiguado: Dimensionamiento Solicitaciones múltiples.

Escala 1 : 40.0



Dimensionamiento Viga-Sección: ST1

Solicitaciones

No.	Parámetros de análisis	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Observaciones
1	AP2: Estado límite último	-58429.1	57315.6	827.9	
2	AP2: Estado límite último	-58429.1	57315.6	0	
3	AP2: Estado límite último	-58429.1	0	827.9	
4	AP2: Estado límite último	-58429.1	-57315.6	827.9	
5	AP2: Estado límite último	-58429.1	-57315.6	-827.9	
6	AP2: Estado límite último	-58429.1	0	-827.9	
7	AP2: Estado límite último	-25507.6	57315.6	827.9	
8	AP2: Estado límite último	-25507.6	0	827.9	
9	AP2: Estado límite último	-25507.6	57315.6	0	
10	AP2: Estado límite último	-25507.6	0	0	
11	AP2: Estado límite último	-25507.6	-57315.6	827.9	
12	AP2: Estado límite último	-25507.6	57315.6	-827.9	
13	AP2: Estado límite último	-25507.6	-57315.6	-827.9	
14	AP2: Estado límite último	-25507.6	-57315.6	0	

Parámetros de análisis "AP2: Estado límite último", Código: Spanish Code EHE

ID	σ-ε-Diagrama				Límites de deformación			Tens.adm.	Factores de la resistencia				Otros valores			
	c	s	p	a	ε _{cu,c} [%]	ε _{cu,b} [%]	ε _{su} [%]	σ _{s,adm} [N/mm²]	γ _c [-]	γ _s [-]	γ _p [-]	γ _a [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]	κ
AP2	2/0	1	1	1	-2.0	-3.5	10.0		1.50	1.15	1.15	1.10	45.00	0	t=0	-

- α : Inclinación de las bielas de compresión
- φ : Coef. de fluencia
- P(t) : Preadargamiento en el tiempo (t=0) oú (t=∞) 'con pérdidas'
- κ : + = Análisis con coeficiente adherencia: κ_s=0.7 κ_i=0.9

Armadura longit.

No.	Nombre	y _{1g} [m]	z _{1g} [m]	y _{2g} [m]	z _{2g} [m]	A _{s,dado} [mm²]	A _{s,dimensionar} [mm²]	A _{s_o} [mm²]
13	AL4	1.38	2.78	4.22	2.78	10	7548	7548
13	AL13	4.33	2.96	5.20	2.43	10	7548	7548
13	AL1	0.40	2.43	1.25	2.91	10	7548	7548
13	AL8	1.15	2.63	4.45	2.63	10	7548	7548
	AL2	0.05	1.60	0.40	2.43	10	3920	3920
	AL9	5.55	1.59	5.20	2.43	10	3920	3920
	AL5	1.15	0.33	1.15	2.63	10	3920	3920
	AL6	4.45	0.33	4.45	2.63	10	3920	3920
	AL12	0.40	0.54	0.05	1.60	10	3920	3920
	AL10	5.20	0.54	5.55	1.59	10	3920	3920
12	AL7	1.15	0.33	4.45	0.33	10	7568	7568

Nr.:

Figura 3-80- Dimensionamiento a flexión para ELU tráfico, pg1

2.2 Fagus2							Página 17	
							18.08.15, 16:56	
							Fagus-5 - Version 2.00	
No.	Nombre	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	A _{s-dado} [mm ²]	A _{s-dimensionar} [mm ²]	A _s [mm ²]
12	AL11	4.35	0.05	5.20	0.54	10	7568	7568
12	AL14	0.40	0.54	1.30	0.03	10	7568	7568
12	AL3	1.38	0.18	4.22	0.18	10	7568	7568
x _{max} /d = 1.00						Σ A _s =	1.15 %	83982
⁽¹⁾ : Nota: Es necesaria armadura de compresión								
							Nr.:	

Figura 3-81- Dimensionamiento a flexión para ELU tráfico, pg2

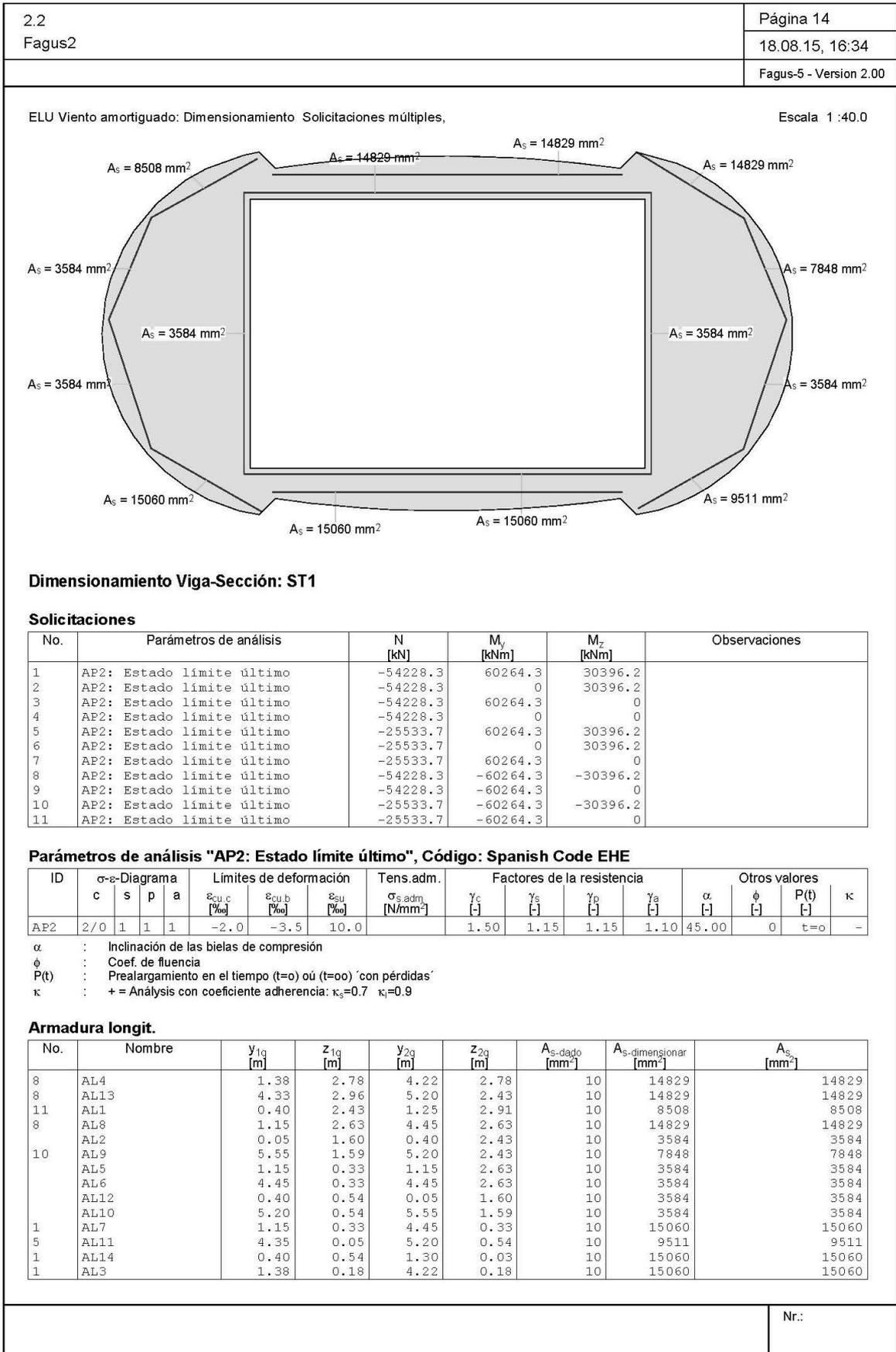


Figura 3-82- Dimensionamiento a flexión para ELU viento, pg1

2.2 Fagus2							Página 15	
							18.08.15, 16:34	
							Fagus-5 - Version 2.00	
No.	Nombre	y _{1q} [m]	z _{1q} [m]	y _{2q} [m]	z _{2q} [m]	A _{s-dado} [mm ²]	A _{s-dimensionar} [mm ²]	A _s [mm ²]
	x _{max} /d = 1.00					Σ A _s =	1.83 %	133454
⁽¹⁾ : Nota: Es necesaria armadura de compresión								
							Nr.:	

Figura 3-83- Dimensionamiento a flexión para ELU viento, pg2

Una vez calculada la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de flexión se comprueba a cortante.

Para la comprobación a cortante se utiliza una hoja Excel proporcionada por el tutor del trabajo. En la hoja se introducen los apartados marcados en color azul. Se comprueban los axiles V2 y V3, pero solo el mayor de los obtenidos en las combinaciones de acciones que se han realizado. Estos son:

V2d=2978.5 kN, con un axil de compresión concomitante de 25080 kN.

V3d=1379.8 kN, con un axil de compresión concomitante de 25080 kN.

En ambos casos no se necesita armadura de cortante.

Al no necesitar armadura de cortante, y con sólo la armadura mínima, se necesitan 1592.5 cm² para la pila 7 en la configuración 4.

Para una comparación más exacta también se hace un pequeño dimensionamiento para calcular la cimentación.

La cimentación de las pilas se realizará mediante pilotes profundos de 1.8 m de diámetro.

Se considera inicialmente un encepado con 6 pilotes separados 6 metros entre ellos. Inicialmente se ha considerado un número mayor de pilotes que en la configuración 2 ya que en esta configuración los momentos son mayores.

La tensión es:

$$\sigma = \frac{N}{n^{\circ} \text{ pilotes} * A_{\text{pilote}}} + \frac{M_x + M_y}{D * n * A_{\text{pilote}}}$$

Sustituyendo:

$$\sigma = \frac{41735}{6 * 2.545} + \frac{40940 + 13027}{6 * 3 * 2.545} = 3.91 \text{ MPa}$$

Como se alcanza una tensión cercana al tope estructural el dimensionamiento es correcto, por lo que se realizara la cimentación mediante 6 pilotes de 1.8 m de diámetro.

CORTANTE EHE-08

PIEZAS SIN ARMADURA DE CORTANTE

$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cv} =$	30 MPa
$f_{cd} =$	20.00 MPa
$f_{1cd} =$	12.0 MPa
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa
$h =$	6.75 m
$b_0 =$	5.296 m
$r =$	0.05 m
$\cotg \theta =$	1 $0.5 < \cotg \theta < 2.0$
$\cotg \theta_e =$	1.11
$\alpha =$	90.00 °
$\cotg \alpha =$	0.0000
$A_{s,long} =$	994.72 cm ²

$V_d =$	2.9785	MN
$N_d =$	25.08	MN

Axil positivo: COMPRESIÓN

1) AGOTAMIENTO BIELAS COMPRIMIDAS

$\sigma_c =$	0.70 MPa
$K =$	1.04

$V_{u1} =$	220.37	MN
------------	--------	----

$CS_a =$	73.99
----------	-------

2) AGOTAMIENTO POR TRACCIONES EN EL ALMA

2.1) CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN

$\xi =$	1.173
$\sigma'_{c'} =$	0.70 MPa
$z =$	6.03 m
$\rho_l =$	0.00280

$V_{u2} =$	13.89	MN
$V_{u2,min} =$	16.08	MN
$V_{u2} =$	16.08	MN

$CS_a =$	5.40
----------	------

Figura 3-84- Comprobación frente V_{2d}

CORTANTE EHE-08
PIEZAS SIN ARMADURA DE CORTANTE

$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cv} =$	30 MPa
$f_{cd} =$	20.00 MPa
$f_{1cd} =$	12.0 MPa
$f_{ct,m} =$	2.90 MPa
$h =$	13.297 m
$b_0 =$	1.25 m
$r =$	0.05 m
$\cotg \theta =$	1 $0.5 < \cotg \theta < 2.0$
$\cotg \theta_e =$	1.23
$\alpha =$	90.00 °
$\cotg \alpha =$	0.0000
$A_{s,long} =$	597.78 cm ²

$V_d =$	1.3798	MN
$N_d =$	25.08	MN

Axil positivo: COMPRESIÓN

1) AGOTAMIENTO BIELAS COMPRIMIDAS

$\sigma_c =$	1.51 MPa
$K =$	1.08

$V_{u1} =$	106.85	MN
------------	--------	----

$CS_a =$	77.44
----------	-------

2) AGOTAMIENTO POR TRACCIONES EN EL ALMA

2.1) CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN

$\xi =$	1.123
$\sigma'_{c'} =$	1.51 MPa
$z =$	11.9223 m
$\rho_l =$	0.00361

$V_{u2} =$	8.68	MN
$V_{u2,min} =$	9.14	MN
$V_{u2} =$	9.14	MN

$CS_a =$	6.63
----------	------

Figura 3-85- Comprobación frente V_{3d}

3.4.2.2.- Dimensionamiento estribos

Se realiza un único dimensionamiento para ambos estribos, ya que tal y como se ha indicado anteriormente están sometidos a unos esfuerzos idénticos.

Para dimensionar los estribos se utiliza la misma hoja de cálculo que la usada para el dimensionamiento del estribo en la configuración 2.

La geometría inicial es la misma que en el estribo izquierdo de la configuración 2, excepto por el espaldón que ahora en lugar de tener un espesor de 0.60 m es de 2.59 m. Esto es debido a que en este caso deben anclarse los amortiguadores. Este aumento de espesor es para que el espaldón sea capaz de transmitir esta fuerza al resto del estribo sin problema.

Inicialmente se ha introducido la misma geometría, excepto por el espaldón, y número de pilotes que en el estribo izquierdo de la configuración 2. A continuación se ha comprobado la tensión del pilote más cargado, y si su valor era menor que el tope estructural se han ido eliminando filas de pilotes, y reduciendo consecuentemente la longitud del estribo, hasta que el pilote más cargado tenía una tensión cercana a su tope estructural. Se ha partido con 16 pilotes de diámetro 1.8 m, y se han ido reduciendo hasta 8 pilotes. El objetivo final de estos pasos es conseguir dimensionar el estribo sin sobredimensionarlo como pasaría si se usaran 16 pilotes.

En todos los casos los pilotes están separados 1.40 metros, en ambas direcciones, de los extremos del encepado, y entre ellos hay una separación de 6 metros en sentido longitudinal, y de 4.5 m en sentido transversal. Todas estas distancias son a partir del eje del pilote.

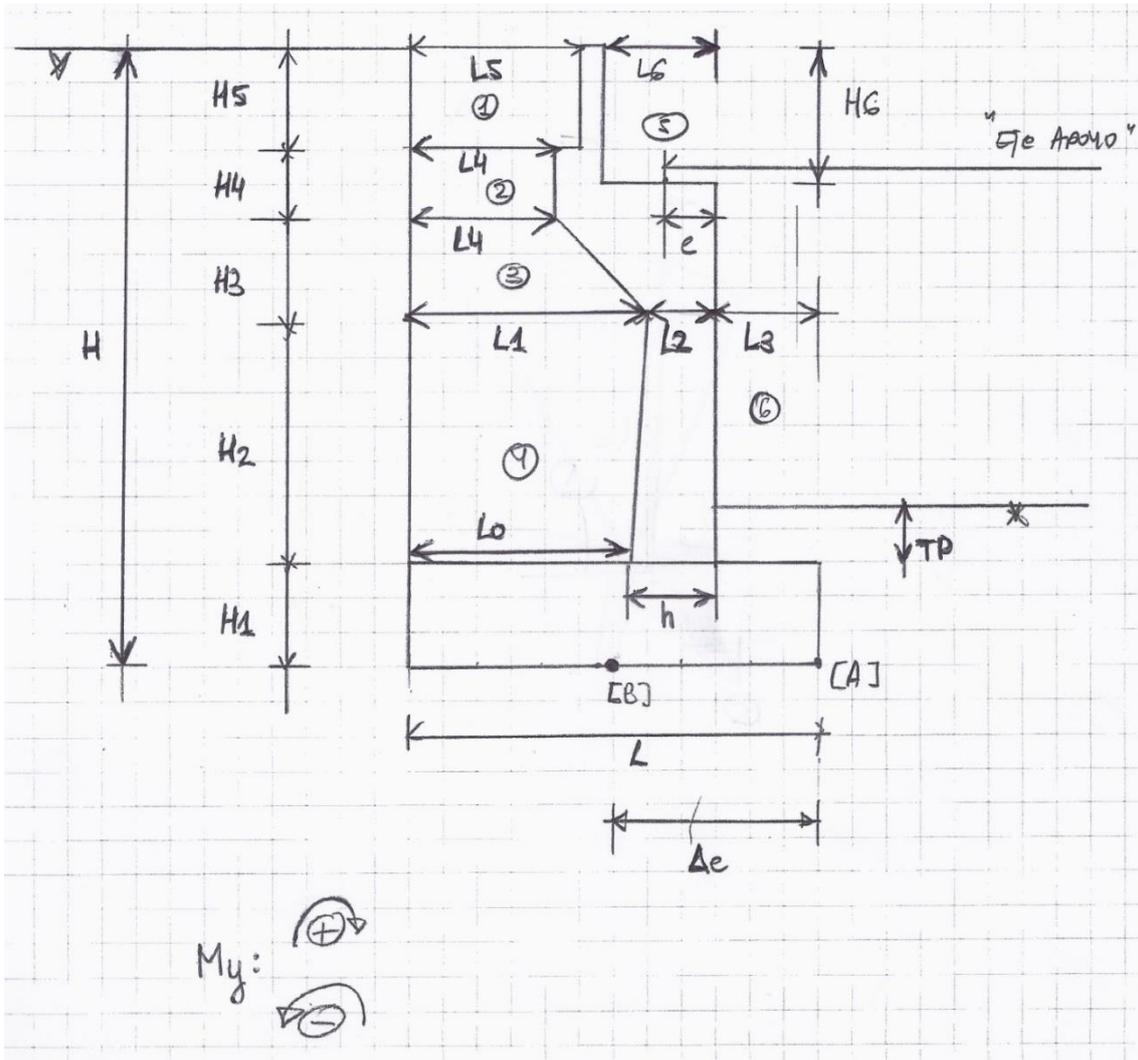


Figura 3-86- Esquema geometría del estribo.

-En el caso de 16 pilotes, la geometría es:

L0=	18.00	m
L1 =	18.00	m
L2 =	2.70	m
L3 =	0.10	m
L4 =	16.04	m
L5 =	16.04	m
L6 =	2.10	m

H1 =	3.00	m
H2 =	4.23	m
H3 =	2.00	m
H4 =	4.21	m
H5 =	0.00	m
H6 =	4.35	m
H=	13.44	m

e =	0.90	m
B =	14.00	m

Tabla 3-29- Datos geométricos estribo con 16 pilotes

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 8734 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 8734 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 3.43 \text{ MPa}$$

Como la tensión a que está sometido es de 3.43 MPa se comprueba que está por debajo del tope estructural (5 Mpa), por lo que estaría sobredimensionada la cimentación del estribo.

-En el caso de 12 pilotes, la geometría es:

L0=	12.01	m
L1 =	12.01	m
L2 =	2.70	m
L3 =	0.10	m
L4 =	10.04	m
L5 =	10.04	m
L6 =	2.10	m

H1 =	3.00	m
H2 =	4.23	m
H3 =	2.00	m
H4 =	4.21	m
H5 =	0.00	m
H6 =	4.35	m
H=	13.44	m

e =	0.90	m
B =	14.00	m

Tabla 3-30- Datos geométricos estribo con 12 pilotes

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 9774 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 9774 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 3.84 \text{ MPa}$$

Como la tensión a que está sometido es de 3.84 MPa se comprueba que está por debajo del tope estructural (5 Mpa).

-En el caso de 8 pilotes, la geometría era:

L0=	6.01	m
L1 =	6.01	m
L2 =	2.70	m
L3 =	0.10	m
L4 =	4.04	m
L5 =	4.04	m
L6 =	2.10	m

H1 =	3.00	m
H2 =	4.23	m
H3 =	2.00	m
H4 =	4.21	m
H5 =	0.00	m
H6 =	4.35	m
H=	13.44	m

e =	0.90	m
B =	14.00	m

Tabla 3-31- Datos geométricos estribo con 8 pilotes

De esta manera se obtiene que el pilote más cargado debe resistir 12012 kN. La tensión a que está sometido es:

$$\sigma = 12012 \text{ kN} / 2.545 \text{ m}^2 / 1000 = 4.72 \text{ MPa}$$

Como la tensión a que está sometido es de 4.72 MPa se comprueba que está cerca del tope estructural (5 Mpa), por lo que el dimensionamiento es correcto.

También se comprueba que los pilotes sean capaces de resistir los esfuerzos a cortante.

El cortante máximo transmitido al conjunto de pilotes es de 16140,51 kN.

Cortante a resistir un pilote = $16140,51 \text{ kN} / 8 \text{ pilotes} = 2017,56 \text{ kN}$, que es un valor del mismo orden que en el la configuración 2. Por tanto, el dimensionamiento es comparable. Basta comparar longitud total de pilotes pues el armado será semejante.

Las armaduras necesarias son:

-Muro:

Armadura vertical trasdós e intradós: $56.71 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura transversal: $6.08 \text{ cm}^2/\text{m}^2 < 9.63 \text{ cm}^2/\text{m}^2 = \text{Cuantía mínima}$

La armadura transversal es menor que la mínima, por lo que en este caso se sustituirá la obtenida por la mínima, que tiene un valor de $9.63 \text{ cm}^2/\text{m}^2$.

-Espaldón

Armadura vertical trasdós e intradós: $2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura transversal: no es necesaria

VERIFICACION ESTIBOS DE PUENTE

ENTRADA DE DATOS:

1.- GEOMETRIA

- U= 6.01 m
- L1= 6.01 m
- L2= 2.70 m
- L3= 4.04 m
- L4= 4.04 m
- L5= 4.04 m
- L6= 2.10 m
- L7= 0.00 m
- H1= 3.00 m
- H2= 4.23 m
- H3= 2.00 m
- H4= 4.21 m
- H5= 0.00 m
- H6= 4.33 m
- TP= 0.00 m
- H= 13.44 m
- e= 0.80 m
- B= 14.00 m
- γ1= 25.00 KN/M3
- L= 8.81 m
- h= 2.70 m

RESULTADOS:

1.- EQUILIBRIO

HIPOTESIS

- 1. V= MAX. REACCION VERTICAL+RESTO ESF. CONC.
- 2. MIN. REACCION VERTICAL+RESTO ESF. CONC.
- 3. MAX. MOM. ESTAB.+RESTO ESF. CONC.
- 4. MAX. MOM. ESTAB.+RESTO ESF. CONC.
- 5. MAX. MOM. TRANSV.+RESTO ESF. CONC.
- 6. SISMO LONG.
- 7. SISMO TRANSV.
- 8. SISMO VERT.

2.- ARMADO

ARMADO MURO, ENVOLVENTE SERVICIO Y SISMO

SECCION#	H [m]	e [m]	γ [m]
0	0	0	2.7
1	0.212	0	2.7
2	0.423	0	2.7
3	0.636	0	2.7
4	0.849	0	2.7
5	1.058	0	2.7
6	1.269	0	2.7
7	1.481	0	2.7
8	1.692	0	2.7
9	1.904	0	2.7
10	2.115	0	2.7
11	2.327	0	2.7
12	2.538	0	2.7
13	2.75	0	2.7
14	2.961	0	2.7
15	3.172	0	2.7
16	3.383	0	2.7
17	3.595	0	2.7
18	3.807	0	2.7
19	4.019	0	2.7
20	4.23	0	2.7

6.- REACCIONES TABLERO:

PI	Fx	Fy	Fz	Mx	My
G1	0	0	3373	0	0
G2 (1º)	0	0	2104	0	0
SC 2 (2º)	473	35	0	0	0
SC 3 (3º)	34	0	0	0	0
SC 4 (4º)	0	0	0	0	0
SIS. LONG.	8653.32	41	6326	0	0
SIS. TRANS.	0	0	0	0	0
SIS. VERT.	0	0	0	0	0

(*) SC1, SC2, SC3 y SC4 NO CONCOMITANTES

7.- SISMO

k₀= 0.352

8.- COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ESTRUCTURA-TERRENO

μ= 0.577

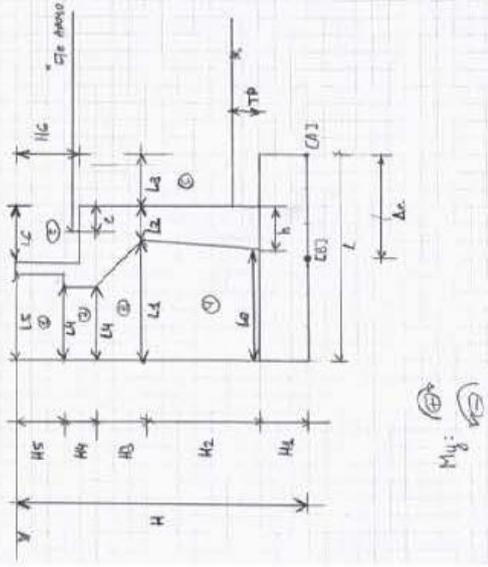
9.- DATOS DE LOS MATERIALES

- f_{ck}= 30.00 MPa
- f_{yk}= 50.00 MPa (400)
- f_{yk}= 1.15 (servicio)
- f_{yk}= 1.30 (sismo)
- f_{yk}= 1.00 (sismo)
- f_{tm}= 2.89 MPa

3.- PILOTES:

PI	X [m]	Y [m]	z [m]	Area pilotes
1	1.4	1.4	6.75	18
2	1.4	1.4	2.25	18
3	1.4	1.4	6.75	18
4	1.4	1.4	2.25	18
5	7.4	6.75	6.75	18
6	7.4	6.75	2.25	18
7	7.4	2.25	6.75	18
8	7.4	2.25	2.25	18
9	7.4	6.75	6.75	18
10	7.4	6.75	2.25	18
11	0	0	0	0
12	0	0	0	0
13	0	0	0	0
14	0	0	0	0
15	0	0	0	0
16	0	0	0	0
17	0	0	0	0
18	0	0	0	0
19	0	0	0	0
20	0	0	0	0

M_y:



CARGAS EN PILOTES (kN)

PI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	MAX	MIN	MIN	MAX	
2000	2000	2000	2000	2000	5572	5572	5572	5572	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
888	888	888	888	888	11353	11353	11353	11353	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2318	2318	2318	2318	2318	7229	7229	7229	7229	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
860	860	860	860	860	11353	11353	11353	11353	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2318	2318	2318	2318	2318	7229	7229	7229	7229	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
860	860	860	860	860	11353	11353	11353	11353	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2318	2318	2318	2318	2318	7229	7229	7229	7229	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
860	860	860	860	860	11353	11353	11353	11353	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-80	-80	-80	-80	-80	-105	-105	-105	-105	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2626	2626	2626	2626	2626	7548	7548	7548	7548	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2626	2626	2626	2626	2626	7548	7548	7548	7548	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Equilibrio en [k]

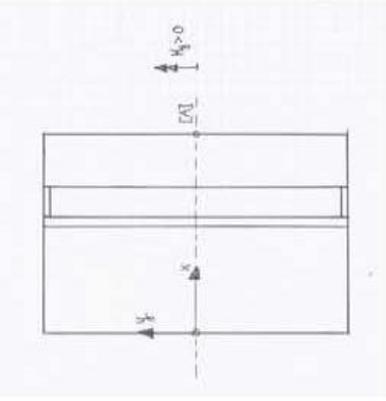
PI	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0

MURO
 Arm. vert. tablas: armado: 56.71 cm²/m
 Arm. transversal, anaque: 6.08736534 cm²/m

ESPALDON
 Arm. vert. tablas: 2.55 cm²/m
 Arm. transversal: 0.63 cm²/m

ARMADURA TRANSVERSAL MINIMA
 Anaque por metro de anaque: 9.63 cm²/m

Aspecto	cm ² /m	HP	Pasinas	Asmín	cm ² /m	Cuántos	cm ² /m
56.71	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
54.41	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
52.17	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
49.97	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
47.75	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
45.57	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
43.41	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
41.27	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
39.17	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
37.00	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
34.82	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
32.61	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
30.35	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
28.05	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
25.71	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
23.35	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
20.95	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
18.51	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63
16.03	SERVICIO	48.68	OK	OK	9.63	CUANT MIN?	9.63



Esta hoja excel no considera los esfuerzos introducidos en el espaldón por los amortiguadores anclados a él. En la hoja excel estos esfuerzos se han considerado como si se aplicaran en los apoyos (aplicando su fuerza y el momento correspondiente), por lo que ahora se debe dimensionar una armadura en el espaldón que permita transmitir los esfuerzos hasta los apoyos.

Los amortiguadores están anclados en el baricentro de la sección del tablero, que está a 2,44 m respecto la parte inferior del tablero. También se debe tener en cuenta la altura de los apoyos, unos 15 cm, por lo que la altura a considerar para transmitir los esfuerzos es de 2,59 m. En este caso se considera que la fuerza de los amortiguadores se transmite por un sistema de bielas y tirantes a 45°.

La fuerza máxima horizontal que transmiten los amortiguadores es de 7082.9 kN.

Desarrollando el modelo de bielas y tirantes se obtiene:

$$A_s = \frac{F_{amort}}{f_{yd}} = \frac{7082.9E3 \text{ N}}{\frac{500 \text{ MPa}}{1.15}} = 16290.67 \text{ mm}^2 = 162.91 \text{ cm}^2$$

Esta armadura se añade a la transversal ya calculada. La fuerza del amortiguador será tanto de tracción como de compresión, por lo que esta armadura se deberá poner tanto en el trasdós como en el intradós.

De esta manera la armadura final es:

-Muro:

Armadura vertical trasdós e intradós: 56.71 cm²/m

Armadura transversal: 9.63 cm²/m²

-Espaldón

Armadura vertical trasdós e intradós: 162.91 cm²

Armadura transversal: no es necesaria

3.5.- Análisis de resultados y comparación

En este análisis se procederá a comparar los resultados obtenidos para en cada caso para la pila central y el estribo. Se compararán los esfuerzos y el dimensionamiento del elemento para poder resistir estos esfuerzos.

3.5.1.- Pilas centrales

Los esfuerzos obtenidos en las pilas en ambas configuraciones son:

ELU SISMO		
	Configuración 2	Configuración 4
Axil Max (kN)	27071.2	26574.10
Axil min (kN)	24642.9	25086.8
V2 (kN)	470.80	1557.05
M3 (kN*m)	7585.73	30767.00
V3 (kN)	805.311	0.00
M2 (kN*m)	15783.3	0.00
ELU VIENTO		
	Configuración 2	Configuración 4
Axil Max (kN)	54125.4	54228.30
Axil min (kN)	25790.7	25533.70
V2 (kN)	396.678	2978.50
M3 (kN*m)	4673.09	60264.32
V3 (kN)	1381.31	1379.77
M2 (kN*m)	30434.6	30396.20
ELU TRÁFICO		
	Configuración 2	Configuración 4
Axil Max (kN)	58298.60	58429.10
Axil min (kN)	25790.70	25507.6
V2 (kN)	238.00	2851.37
M3 (kN*m)	2803.86	57315.55
V3 (kN)	828.77	827.88
M2 (kN*m)	18260.80	18238.20

Tabla 3-32- Comparación esfuerzos pilas centrales

De la tabla anterior se extrae que en la configuración 4 se obtienen mayores esfuerzos en el sentido longitudinal del puente, mientras que en el resto de sentidos los esfuerzos son similares. Esto era esperable ya que en el sentido transversal se coacciona en los dos casos (con un apoyo POT unidireccional o con los neoprenos), mientras que en el sentido longitudinal en la configuración 2 el tablero desliza sobre la pila 7, y en la configuración 4 en cambio está vinculado a la pila por el neopreno.

Que en ELU tráfico el momento M3 sea menor que en ELU viento es debido a que se ha aplicado el viento longitudinal en las pilas.

Al dimensionar las pilas para que resista los esfuerzos anteriores se obtiene una armadura:

	Configuración 2	Configuración 4
Armadura total (cm ²)	293.8	1592.5

Tabla 3-33- Comparación armado pilas centrales

Que la diferencia de armadura necesaria sea tan grande es debido a que los esfuerzos que varían son en la dirección longitudinal del puente y la sección de las pilas justamente está colocada perpendicularmente al puente debido a la sección hidrodinámica de las pilas.

La pila 7 hace 18.97 metros de altura, y la otra pila central, la pila 8, hace 16.79 metros de altura. En este caso se considera que se arman igual ya que se ha dimensionado a partir de los esfuerzos pésimos, que en este caso se localizan en la pila 7 al ser de mayor altura.

Sólo consideramos estas dos pilas centrales ya que el resto tendrán los mismos esfuerzos y se armarán igual al apoyarse el tablero en ellas de la misma manera en ambos casos, por lo que no tendría ningún sentido compararlas.

Teniendo en cuenta la altura de cada pila, y el peso específico del acero (7850 Kg/m³) se obtiene (para simplificar se ha considerado armadura constante en toda la altura aunque no sería exactamente así):

	H (m)	Configuración 2 – Punto fijo			Configuración 4 - Amortiguadores		
		As (cm2)	m3 acero	Kg acero	As (cm2)	m3 acero	Kg acero
Pila 7	18.97	293.80	0.56	4375.11	1592.5	3.02	23714.63
Pila 8	16.79	293.80	0.49	3872.33	1592.5	2.67	20989.39
Total				8247.44			44704.02

Tabla 3-34-Comparación acero total pilas centrales

Para las dos pilas centrales se necesitan 8247.44 Kg de acero para la configuración 2 y 44704.02 Kg para la configuración 4. Por lo que se necesitan 36456.59 Kg de acero más en la configuración 4 respecto a los necesarios en la 2.

Aquí no se han tenido en cuenta los cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas y la armadura transversal de piel, ya que serían prácticamente las mismas.

Las cimentaciones se han dimensionado con pilotes de 1.8 m de diámetro, y de una longitud de 32 m cada pilote.

	nº pilotes por pila	nº pilotes total	L pilote (m)	ml totales de pilotes
Configuración 2	4	8	32	256
Configuración 4	6	12	32	384

Tabla 3-35- Comparación cimentación pilas centrales

Para las dos pilas centrales son necesario 256 ml de pilotes Φ1.8 para la configuración 2, y 384 ml para la configuración 4. Por lo tanto, en la configuración 4 se necesitan 128 ml más de pilotes que en la 2.

3.5.2.- Estribo izquierdo

Para poder comparar los esfuerzos en los estribos en ambas configuraciones se han añadido las reacciones de los amortiguadores a los esfuerzos de los apoyos en el estribo. Esto es debido a que los amortiguadores se anclan al estribo por lo que también se han tenido en cuenta sus reacciones al dimensionar. De esta manera los esfuerzos en el estribo izquierdo son:

ELU SISMO		
	Configuración 2	Configuración 4

R Max (kN)	8190.84	6935.63
R min (kN)	3791.88	4891.01
H Max (kN)	29768.3	6863.74
ELU VIENTO		
	Configuración 2	Configuración 4
R Max (kN)	14230.23	14946.47
R min (kN)	3722.4	4490.43
H Max (kN)	13232.6	5666.32
ELU TRÁFICO		
	Configuración 2	Configuración 4
R Max (kN)	15588.35	16483.65
R min (kN)	3294.38	4115.67
H Max (kN)	14546.2	7082.90

Tabla 3-36- Comparación esfuerzos estribo izquierdo

Como era de suponer los resultados entre ambos casos son muy parecidos excepto por los esfuerzos horizontales, que en la configuración 4 son debidos a las reacciones de los amortiguadores y son menores que para la configuración 2.

A partir de los esfuerzos anteriores el dimensionamiento obtenido se diferencia en que para la configuración 2 se necesita un estribo con una longitud en el trasdós de 18 m y un total de 16 pilotes de 1.8 m de diámetro. En cambio para la configuración 4 la longitud en el trasdós es de 6.01 m y son necesarios 8 pilotes de 1.8 m de diámetro. En la configuración 4 se necesita que el espaldón tenga un espesor de 2.59 m en lugar de los 0.60 m de la configuración 2. Este espesor viene marcado por la necesidad de resistir las reacciones de los amortiguadores que se anclan al espaldón en la configuración 4.

Los resultados del dimensionamiento son:

	Configuración 2	Configuración 4
L trasdós (m)	18	6.01
Pilotes Φ 1.8 m	16	8
Espesor espaldón (m)	0.6	2.59
Armadura vertical trasdós muro (cm ² /m)	118.85	56.71
Armadura vertical intradós muro (cm ² /m)	118.85	5671
Armadura transversal muro (cm ² /m ²)	16.94	9.63
Armadura vertical trasdós espaldón (cm ² /m)	11.94	162.91 cm ²
Armadura vertical intradós espaldón (cm ² /m)	11.94	162.91 cm ²
Armadura transversal espaldón (cm ² /m ²)	No necesaria	No necesaria

Tabla 3-37- Comparación dimensionamiento estribo izquierdo

Los anteriores resultados son sólo las diferencias que hay entre los dos casos, ya que al ser una comparativa no aportan nada los elementos o dimensiones que sean iguales.

En la configuración 2 el estribo resultante es más grande, se necesitan más pilotes y más armadura que en la configuración 4, tal y como se suponía debido a la diferencia entre los esfuerzos de una configuración y la otra.

Al variar la geometría sólo en la longitud del trasdós y en el espesor del espaldón se puede calcular la diferencia de m³ de hormigón entre las dos configuraciones de una manera sencilla:

			Configuración 2		Configuración 4	
	Altura (m)	Ancho (m)	Longitud/espesor (m)	m3 hormigón	Longitud/espesor (m)	m3 hormigón
Trasdós	3	14	18	756	6.01	252.42
Espaldón	4.35	14	0.6	36.54	2.59	157.731
Total				792.54		410.151

Tabla 3-38- Comparación volumen hormigón estribo izquierdo

Por lo que se necesitan 382.40 m³ más de hormigón en la configuración 2 respecto a los necesitados en la configuración 4.

Para cada configuración se necesita un armado diferente, así que se calculan los Kg de acero para configuración:

Configuración 2 – Punto Fijo						
		Ancho (m)	Altura (m)	As (cm2/m)	m3 acero	Kg acero
Muro	Vertical trasdós	14.00	10.44	118.85	1.74	13636.33
	Vertical intradós	14.00	10.44	118.85	1.74	13636.33
espaldón	Vertical trasdós	14.00	10.44	11.94	0.17	1369.94
	Vertical intradós	14.00	10.44	11.94	0.17	1369.94
	Ancho (m)	Altura (m)	Espesor	As (cm2/m2)	m3 acero	Kg acero
Muro Transversal	14.00	10.44	2.70	16.94	0.67	5247.78
Total Configuración 2						35260.32

Tabla 3-39- Kg acero estribo izquierdo configuración 2

Configuración 4 - Amortiguadores						
		Ancho (m)	Altura (m)	As (cm2/m)	m3 acero	Kg acero
Muro	Vertical trasdós	14.00	10.44	56.71 cm2/m	0.83	6506.66
	Vertical intradós	14.00	10.44	56.71 cm2/m	0.83	6506.66
espaldón	Vertical trasdós	14.00	10.44	0.04 cm2/m+ 162.91 cm ²	0.12	960.13
	Vertical intradós	14.00	10.44	0.04 cm2/m+ 162.91 cm ²	0.12	960.13
Muro Transversal	Ancho (m)	Altura (m)	Espesor	As (cm2/m2)	m3 acero	Kg acero
	14.00	10.44	2.70	9.63	0.38	2983.24
Total Configuración 4						17916.82

Tabla 3-40- Kg acero estribo izquierdo configuración 4

En la configuración 2 se necesitan 35260.32 Kg de acero, y en la configuración 4 se necesitan 17916.82 Kg de acero. Por lo que en la configuración con punto fijo se necesitan 17343.50 Kg de acero más que en la configuración con amortiguadores.

En la cimentación se han dimensionado pilotes $\Phi 1.8$ de 32 m cada uno. Los pilotes se miden por metro lineal, por lo que:

	nº pilotes	L pilote (m)	ml totales de pilotes
Configuración 2	16	32	512
Configuración 4	8	32	256

Tabla 3-41- Comparación cimentación por pilotes estribo izquierdo

Por lo que se necesitan 256 ml de pilotes $\Phi 1.8$ más para la configuración 2 que para la configuración 4.

3.5.3.- Estribo derecho

Para poder comparar los esfuerzos en los estribos en ambas configuraciones se han añadido las reacciones de los amortiguadores a los esfuerzos de los apoyos en el estribo. Esto es debido a que los amortiguadores se anclan al estribo por lo que también se han tenido en cuenta sus reacciones al dimensionar. De esta manera los esfuerzos en el estribo derecho son:

ELU SISMO		
	Configuración 2	Configuración 4
R Max (kN)	7795.2	6935.63
R min (kN)	5349.73	4891.01
H Max (kN)	0.00	6863.74
ELU VIENTO		
	Configuración 2	Configuración 4
R Max (kN)	16344.92	14946.47
R min (kN)	4889.29	4490.43
H Max (kN)	0.00	5666.32
ELU TRÁFICO		
	Configuración 2	Configuración 4
R Max (kN)	16344.92	16483.65
R min (kN)	4889.28	4115.67
H Max (kN)	0.00	7082.90

Tabla 3-42- Comparación esfuerzos estribo derecho

Como era de suponer los resultados entre ambos casos son muy parecidos excepto por los esfuerzos horizontales, que en la configuración 4 son debidos a las reacciones de los amortiguadores y en la configuración 2 son nulos por disponer un apoyo deslizante (se ha obviado el rozamiento).

A partir de los esfuerzos anteriores el dimensionamiento obtenido se diferencia en que para la configuración 2 se necesita un total de 6 pilotes de 1.8 m de diámetro. En cambio para la configuración 4 son necesarios 8 pilotes de 1.8 m de diámetro. En la configuración 4 se necesita que el espaldón tenga un espesor de 2.59 m en lugar de los 0.60 m de la configuración 2. Este espesor viene marcado por la necesidad de resistir las reacciones de los amortiguadores que se anclan al espaldón en la configuración 4.

Los resultados del dimensionamiento son:

	Configuración 2	Configuración 4
L trasdós (m)	6.01	6.01
Pilotes Φ 1.8 m	6	8
Espesor espaldón (m)	0.6	2.59
Armadura vertical trasdós muro (cm ² /m)	28.92	56.71
Armadura vertical intradós muro (cm ² /m)	28.92	56.71
Armadura transversal muro (cm ² /m ²)	No es necesaria	9.63
Armadura vertical trasdós espaldón (cm ² /m)	11.94	162.91 cm ²
Armadura vertical intradós espaldón (cm ² /m)	11.94	162.91 cm ²
Armadura transversal espaldón (cm ² /m ²)	No es necesaria	No necesaria

Tabla 3-43- Comparación dimensionamiento estribo derecho

Los anteriores resultados son sólo las diferencias que hay entre los dos casos, ya que al ser una comparativa no aportan nada los elementos o dimensiones que sean iguales.

La geometría es la misma en ambas configuraciones, solo se diferencian por el número de pilotes. Este resultado es lógico ya que los esfuerzos son muy parecidos excepto los horizontales.

Al variar la geometría sólo en el espesor del espaldón se puede calcular la diferencia de m³ de hormigón entre las dos configuraciones de una manera sencilla:

	Altura (m)	Ancho (m)	Configuración 2		Configuración 4	
			Longitud/espesor (m)	m ³ hormigón	Longitud/espesor (m)	m ³ hormigón
Espaldón	4.35	14	0.6	36.54	2.59	157.731

Tabla 3-44- Comparación volumen hormigón estribo derecho

Por lo que se necesitan 121.191 m³ más de hormigón en la configuración 4 respecto a los necesitados en la configuración 2.

Para cada configuración se necesita un armado diferente, así que se calculan los Kg de acero para configuración:

Configuración 2 – Punto Fijo						
		Ancho (m)	Altura (m)	As (cm ² /m)	m ³ acero	Kg acero
Muro	Vertical trasdós	14.00	10.44	28.92	0.42	3318.15
	Vertical intradós	14.00	10.44	28.92	0.42	3318.15
Espaldón	Vertical trasdós	14.00	10.44	11.94	0.17	1369.94

	Vertical intradós	14.00	10.44	11.94	0.17	1369.94
Total Configuración 2						9376.19

Tabla 3-45- Kg acero estribo derecho configuración 2

Configuración 4 - Amortiguadores						
		Ancho (m)	Altura (m)	As (cm2/m)	m3 acero	Kg acero
Muro	Vertical trasdós	14.00	10.44	56.71 cm2/m	0.83	6506.66
	Vertical intradós	14.00	10.44	56.71 cm2/m	0.83	6506.66
espaldón	Vertical trasdós	14.00	10.44	0.04 cm2/m+ 162.91 cm ²	0.12	960.13
	Vertical intradós	14.00	10.44	0.04 cm2/m+ 162.91 cm ²	0.12	960.13
Muro	Ancho (m)	Altura (m)	Espesor	As (cm2/m2)	m3 acero	Kg acero
Transversal	14.00	10.44	2.70	9.63	0.38	2983.24
Total Configuración 4						17916.82

Tabla 3-46- Kg acero estribo derecho configuración 4

En la configuración 2 se necesitan 9376.19 Kg de acero, y en la configuración 4 se necesitan 17916.82 Kg de acero. Por lo que en la configuración 4 se necesitan 8540.62 Kg de acero más que en la configuración 2.

En la cimentación se han dimensionado pilotes $\Phi 1.8$ de 32 m cada uno. Los pilotes se miden por metro lineal, por lo que:

	nº pilotes	L pilote (m)	ml totales de pilotes
Configuración 2	6	32	192
Configuración 4	8	32	256

Tabla 3-47- Comparación cimentación por pilotes estribo derecho

Por lo que se necesitan 64 ml de pilotes $\Phi 1.8$ más para la configuración 4 que para la configuración 2.

3.5.4.- Resultados totales

Después de desglosar y comparar por separado las pilas y los dos estribos, se comparan los resultados del dimensionamiento entero. El resumen de cada una de las partes es:

	Configuración 2		Configuración 4	
	Pilas	Estribos	Pilas	Estribos
Kg acero (alzados)	8247.44	44636.51	44704.02	35833.64
m3 Hormigón (alzados)		829.08		567.882
ml pilote Φ1.8	256	704	384	512
nº Amortiguadores		0		4

Tabla 3-48- Comparación mediciones desglosadas

Por lo que la totalidad es:

	Configuración 2	Configuración 4
Kg acero (alzados)	52883.95	80537.66
m3 Hormigón (alzados)	829.08	567.882
ml pilote Φ1.8	960	896
nº Amortiguadores	0	4

Tabla 3-49- Comparación mediciones totales

Para la configuración 2:

- Son necesarios 261.20 m³ de hormigón en alzados más que en la configuración 4.
- Son necesarios 64 ml de pilote Φ 1.8 más que en la configuración 4.

Y para la configuración 4:

- Son necesarios 27653.71 Kg de acero en alzados más que en la configuración 2.
- Son necesarios 4 amortiguadores más que en la configuración 2.

Para realizar la comparación económica se han buscado los precios unitarios en el banco de precios BEDEC (Itec, 2015) excepto los amortiguadores. Los amortiguadores no están listados en los bancos de precios y los fabricantes tampoco proporcionan ninguna información si no se van a comprar, por lo que se ha obtenido el precio del presupuesto del proyecto. Es por esto que el precio de los amortiguadores es sólo un precio indicativo ya que el precio real fluctúa según el mercado y según el fabricante.

Los precios unitarios considerados son:

- Acero: 1.07 € el Kg. El precio incluye el material y su colocación en obra.
- Hormigón HA-30: 100.04 € el m³. El precio incluye el material y su colocación.
- Pilote Φ 1.8 m: 923.47 € el ml de pilote. El precio incluye la excavación mediante lodos bentoníticos, el hormigón y el hormigonado. No se incluye la armadura de los pilotes, por lo que se deberán tener en cuenta los Kg de acero. Para poder tenerlos en cuenta se ha supuesto una cuantía de 70 Kg por m³ de hormigón, por lo que en 1 ml de pilote:

$$\frac{Kg \text{ acero}}{ml \text{ de pilote}} = Cuantía \times A_{pilote} = 70 Kg \text{ acero}/m^3 \times 2.54 m^2$$

$$= 177.8 \frac{Kg \text{ acero}}{ml \text{ de pilote}}$$

- Amortiguador: 50279.72 € la unidad de amortiguador. El precio incluye el amortiguador y su instalación.

	Precio unitario	Configuración 2		Configuración 4	
		Medición	Coste	Medición	Coste
Kg acero (alzado)	1.07 €	52883.95	56585.8265	80537.66	86175.2962
m3 Hormigón (alzado)	100.04 €	829.08	82941.1632	567.882	56810.9153
ml pilote Φ1.8	923.47 €	960	886531.2	896	827429.12
Kg acero (cimentación)	1.07 €	170688	182636.16	159308.8	170460.416
Amortiguador (unidad)	50279.72 €	0	0	4	201118.88
Total			1208694.35 €		1341994.63 €

Tabla 3-50- Comparación económica

Por lo que la configuración 4 es más costosa que la 2. La configuración 2 tiene un mayor coste en el estribo izquierdo y su cimentación, y la configuración 4 tiene un mayor coste en acero por las pilas, pero lo que realmente la hace ser la opción más costosa son los 4 amortiguadores. Esto hace que la configuración 4 cueste 133300.28 € más que la configuración 2.

Hay que tener en cuenta que el precio de los amortiguadores no es muy preciso, ya que tal y como se ha comentado su precio fluctúa mucho según el mercado, pero es que aunque realmente su precio fuera la mitad del considerado seguirían provocando que la configuración 4 fuera la más costosa.

4.- Conclusiones

Después del análisis anterior entre las dos configuraciones 2 (punto fijo) Y 4 (amortiguadores) que son, como ya se dijo las únicas admisibles, se concluye que ambas tienen sus ventajas y sus desventajas, tanto en cuanto a procedimiento constructivo, en el comportamiento del viaducto, el cálculo y en el tema económico.

4.1.- Comportamiento estructural

En el comportamiento del viaducto la principal diferencia es que en el caso de optar por los amortiguadores y apoyos de neoprenos centradores se consigue una distribución de los esfuerzos horizontales debidos al tablero entre las pilas centrales y los dos estribos, en cambio en el caso de optar por un punto fijo en el estribo todos los esfuerzos horizontales se resisten en el estribo.

Esta redistribución de los esfuerzos entre las pilas y los dos estribos puede ser una gran desventaja si las pilas son altas, pero como en este caso no lo son (18.97 m) no es un factor que condicione la viabilidad de la configuración 4. Aunque en este caso no sea un factor condicionante sí que lo podría ser si las pilas tuvieran una altura de 50 metros o más.

Esto también afecta a la cimentación de las pilas y de los estribos, por lo que si las pilas se encuentran en un terreno con unas capacidades resistentes muy inferiores a las capacidades del terreno de los estribos sería un condicionante para que se decantara la solución hacia un punto fijo en el estribo. En cambio si el terreno es de características parecidas una distribución de los esfuerzos entre las pilas y los estribos es una ventaja ya que en lugar de una cimentación muy grande se obtienen varias cimentaciones de un tamaño más moderado. En el caso estudiado el terreno presenta las mismas cualidades por lo que tampoco es un factor condicionante.

Otra diferencia entre ambos casos, en cuanto al comportamiento del tablero, son los desplazamientos.

En el caso de un punto fijo en el estribo se desplaza sólo el extremo libre del puente. En sismo este desplazamiento es de 5,411 cm, pero los desplazamientos máximos debidos a la retracción, la fluencia y temperatura son superiores. El desplazamiento se obtiene al sumar las deformaciones a retracción, fluencia y temperatura; obtenidas en la comprobación de los apoyos de neopreno (3.3.2.4.-), y multiplicadas por la distancia hasta el punto fijo que en este caso es de 835 m. Por lo que:

$$U_x = \varepsilon_{total} \times Long = 71,2 \text{ cm}$$

Siendo:

$$\varepsilon_{total} = 3,33 \times 10^{-4}$$

$$Long = 835 \text{ m}$$

En cambio para el caso de amortiguadores más neoprenos centradores el desplazamiento se produce en ambos lados del tablero. Frente a sismo es de 2.76 cm, y frente a retracción, fluencia y temperatura es:

$$U_x = \varepsilon_{total} \times Long = 35,6 \text{ cm}$$

Siendo:

$$\varepsilon_{total} = 3,33 \times 10^{-4}$$

$$Long = 417,5 \text{ cm}$$

Por lo que si se opta por un punto fijo en el estribo los desplazamientos son el doble que para el caso de amortiguadores con neoprenos centradores. Esto implicará una junta de dilatación muy grande y costosa en lugar de dos juntas pero de menor recorrido.

4.2.- Aspectos constructivos

Un punto fijo en el estribo constructivamente presenta diversas dificultades, debido a las mayores dimensiones del estribo y a la existencia del pretensado para fijar el tablero longitudinalmente. Este pretensado conlleva la construcción de una cámara de anclaje en el extremo del estribo, por lo que esta solución requiere bastante espacio para un estribo de mayores dimensiones y, aparte, el espacio necesario para las operaciones de tesado del pretensado.

En cambio en el caso de los amortiguadores y centradores de neopreno el estribo es de unas dimensiones más reducidas, y el proceso de anclaje de los amortiguadores al estribo y al tablero es más fácil y se necesita menos espacio.

Constructivamente las pilas presentan la misma dificultad en ambos casos, sólo se diferencian en que para el caso de amortiguadores con centradores de neopreno la armadura a colocar será mayor, pero esto no es una dificultad muy grande, por lo que se puede menospreciar.

Otra diferencia constructiva son las juntas de dilatación. Para el caso de punto fijo en el estribo es necesaria una junta de dilatación de 71,2 cm, y para el otro dos juntas de 35,6 cm. La dificultad constructiva de instalar una junta de 71,2 cm es mayor que la de instalar dos juntas de la mitad de recorrido, por lo que esto es una desventaja para el caso de punto fijo en el estribo.

4.3.- Diferencias económicas

Para el viaducto estudiado el coste económico es mayor para el caso con amortiguadores con centradores de neopreno. En la comparación económica hecha en el resumen de resultados no se ha tenido en cuenta el coste que conlleva la dificultad de ejecución del pretensado de fijación del tablero y de las juntas de dilatación. Las juntas de dilatación no se han presupuestado ante la falta de información exacta de los precios, y el pretensado al no ser estudiado durante este proyecto no se disponía de la información necesaria para estudiar su coste. Aun así el total de estas unidades no es importante ante la diferencia de coste entre las dos configuraciones, por lo que igualmente la configuración de amortiguadores más neoprenos centradores seguiría siendo la opción más costosa.

4.4.- Cálculo sísmico

Para realizar el cálculo sísmico en ambas configuraciones se puede proceder de dos maneras. La manera más exacta sería la recopilación de la información sísmica (acelerogramas) de esa localización, y después adecuarla a un período de retorno. La otra opción es generar el espectro de respuesta elástica a partir de lo indicado en la norma, que tiene diversas variables para, a partir de un espectro de respuesta tipo, tener en cuenta el período de retorno y la localización. De la segunda manera se obtiene un espectro de respuesta que se ha intentado ajustar a la localización de la estructura a estudiar, pero no es igual de exacto que el espectro de respuesta elástico que se obtiene a partir de los acelerogramas obtenidos en esa localización concreta. Aunque los espectros obtenidos a partir de la norma no son tan exactos es la solución mayormente utilizada debido a la dificultad de obtener los acelerogramas de diversos sismos en la localización de la estructura.

En el análisis sísmico del punto fijo en el estribo se utiliza el espectro de respuesta elástica obtenido a partir de la norma, pero en el análisis del caso con amortiguadores y neoprenos centradores no se puede realizar con el espectro de respuesta. Esto es porque para el punto fijo se realiza un análisis modal, pero al introducir amortiguadores se debe realizar un análisis no lineal ya que son elementos no lineales.

Para realizar el análisis no lineal se deben introducir acelerogramas en lugar del espectro de respuesta, por lo que si hemos obtenido el espectro a partir de los acelerogramas reales del terreno en esa localización no hay ningún problema, pero si se ha obtenido el espectro a partir de la norma no se tienen estos acelerogramas por lo que se deben crear. Para crear un conjunto de acelerogramas artificialmente que sean compatibles con el espectro de respuesta elástica se debe utilizar algún software que sea capaz de hacerlo. Este paso no reviste de una gran dificultad, pero lo que sí disminuye cada vez más es la exactitud del análisis al crear acelerogramas artificiales a partir de un espectro de respuesta elástico que también es una aproximación por sí mismo. Es por esto que para estar del lado de la seguridad la norma indica que se deben mayorar los resultados obtenidos en el análisis en función del número de acelerogramas utilizados.

En ambos casos el modelo creado era demasiado grande para poder trabajar cómodamente en él debido a sus 835 m de longitud total. El tiempo de análisis para el caso del punto fijo en el estribo era bastante razonable, sobre unos 5 minutos; pero para el caso de amortiguadores con neoprenos centradores era considerable, unas cuatro horas y media. Aparte del gran tiempo necesitado para su análisis se han creado archivos muy grandes haciendo que el conjunto del modelo ocupara 1.70 GB. Como el modelo y sus resultados ocupan tanto, se vuelve casi imposible la visualización de los resultados si no es ocultando todo el modelo excepto el elemento exacto que se quiere en ese momento.

Todos estos tiempos de cálculo y las dificultades para la visualización se han producido utilizando un ordenador personal de alto rendimiento. Es por esto que para la realización de estos cálculos se necesita un ordenador más específico que los disponibles para el público general si se quiere evitar los grandes tiempos de cálculo y algún cuelgue durante la visualización de los resultados. Si se utiliza un ordenador personal de alto rendimiento o de rendimiento medio es posible realizar el análisis pero aparece alguna complicación, pero si se utiliza un ordenador personal con un rendimiento más mediocre los cálculos se pueden volver interminables y la visualización de resultados casi imposible.

4.5.- Ventajas e inconvenientes

De manera general las ventajas y las desventajas para cada caso son:

Ventajas de la configuración con punto fijo en el estribo:

- Menor coste
- Menores esfuerzos en pilas, importante si hay pilas altas
- Menor cimentación para las pilas, importante si el terreno de las pilas es de peor calidad que el del estribo
- Cálculo sísmico de relativa sencillez

En cambio las desventajas de la configuración con punto fijo en el estribo son:

- Estribo de grandes dimensiones, hay que comprobar que se tenga el espacio necesario
- Una sola junta de dilatación pero de gran recorrido, que es complicada de ejecutar pues exige un aparato de dilatación de vía muy importante
- El pretensado de anclaje es complicado de ejecutar, incrementa la dificultad de ejecución del estribo ya que se necesita un cámara de que disponga del espacio necesario para las operaciones de tesado

Para la configuración de amortiguadores más neoprenos centradores sus ventajas son:

- Redistribución de los esfuerzos entre varios elementos
- Estribo más pequeño tanto en geometría como en su cimentación
- Menores movimientos en los extremos por retracción, fluencia y temperatura
- Las dos juntas de dilatación son más fáciles de ejecutar
- El anclaje de los neoprenos al tablero y los amortiguadores a los estribos no presenta una gran dificultad de ejecución

En cambio las desventajas de la configuración con amortiguadores y neoprenos centradores son:

- Mayor coste
- Mayores esfuerzos en las pilas, importante si las pilas son altas
- Mayor cimentación en las pilas, importante si el terreno de cimentación de las pilas es de peor calidad que en los estribos
- En el cálculo sísmico se crean archivos de gran tamaño que dificultan la visualización de resultados, aparte del importante tiempo de cálculo necesario

Como conclusión final cabe decir que la protección sísmica de viaductos de ferrocarril con amortiguadores dispuestos únicamente en los estribos sólo es conveniente con pilas no muy altas y con una relación de precios entre amortiguadores y costes de construcción convencional más baja que la existente en España.

5.- Referencias bibliográficas

- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural- Teoría y Cálculo*. Barcelona: Editorial Reverté.
- Chopra, A.K. (2004). *Dynamics of Structures*. New Delhi: Prentice-Hall of India.
- España. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1995). *Nota Técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*. Madrid.
- Europe. European Committee for Standardization (2002). *Eurocode 1: Actions on structures*. Bruselas.
- Europe. European Committee for Standardization (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Bruselas.
- España. Ministerio de Fomento (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*. Madrid.
- España. Ministerio de Fomento (2007). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril, (IAPF-07)*. Madrid.
- España. Ministerio de Fomento (2007). *Norma de Construcción Sismoresistente: Puentes (NCSP-07)*. Madrid.
- España. Ministerio de Fomento (2002). *Norma de Construcción Sismoresistente: parte general y edificación (NCSE-02)*. Madrid.
- España. Ministerio de Fomento (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. Madrid.
- España. Ministerio de Fomento (2010). *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*. Madrid.
- Instituto de Tecnología de la Construcción (2015). *Banco de precios BEDEC*. Recuperado de <http://itec.es/>
- Ghasemi, H. (1999). Seismic Protection of Bridges. *Public Roads*, 62(5). Recuperado de <http://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/99marapr/seismic.cfm>
- Ristik, J., Hristovski, V. y Ristic, D. (Agosto, 2014). *Seismic protection of bridges with application of new system for seismic response modification*. Trabajo presentado en Second European conference on earthquake engineering and seismology, Istanbul. Recuperado de http://www.eaee.org/Media/Default/2ECCES/2ecces_eaee/441.pdf
- Taylor devices inc (2015). *Seismic Isolation Products*. Recuperado de <http://taylordevices.com/>
- Taylor devices inc (2015). *Designer's guide- Shock absorbers*. Recuperado de <http://taylordevices.com/>
- Maurer Sohne (2001). *Seismic Protection Systems- Technical Information and Dimensions*. Recuperado de http://www.maurer.co.uk/doc/Seismic_Protection_Systems-prot.pdf
- Maurer Sohne (2012). *MAURER Seismic Isolation with Sliding Isolation Devices for Bridge Structures*. Recuperado de <http://hoopad.co/assets/uploads/2014/02/Seismic-Isolation-SIP-Bridge-2012.pdf>
- Maurer Sohne (2015). *MAURER Earthquake Protection Systems*. Recuperado de <http://maurer.eu/en/downloads/product-information.html>

- Maurer Sohne (2014). *Structural Protection Systems*. Recuperado de <http://maurer.eu/en/downloads/product-information.html>
- Maurer Sohne (2011). *MAURER Tuned Mass and Viscous Dampers*. Recuperado de <http://maurer.eu/en/downloads/product-information.html>
- Filipov, E.T. (2012). *Nonlinear Seismic Analysis of Quasi-isolation Systems for Earthquake Protection of Bridges*. (Tesis de Master). University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana.
- Moroni, M.O. (2015). Seismic behaviour of Chilean bridges with seismic protection devices. *Revista de la Construcción*, 14(1).
- Marquez, T.M. (2010). *Seismic Design Methodology*. Recuperado de <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs/updates/page/mtd-20-1.pdf>
- Montanaro, M.I. (2001). *Sistemas de control de vibraciones en estructuras de gran altura*. Recuperado de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/640/722>
- Alga S.pA. (2011). *Fluid Viscous Dampers*. Recuperado de <http://www.alga.it/backend/frontend/base/downloads>
- Marioni, A., Dalpedri, R. (Octubre, 2001). *The use of Hydraulic Dampers for the Protection of the Structures from the Seismic Risk: an outstanding example*. Trabajo presentado en Fifth World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, Roma.
- Delis, E.A., Malla, R.B., Madani, M., Thompson, K.J. (1996). *Energy Dissipation Devices in Bridges Using Hydraulic Dampers*. Trabajo presentado en ASCE Structures Congress 1996. Recuperado de <http://www.taylordevices.com/Tech-Paper-archives/literature-pdf/40-EnergyDissipation.pdf>