



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD DE SEVILLA



Trabajo Fin de Máster

**Análisis de la Respuesta Sísmica de
Puentes de Hormigón Pretensado
construidos por Voladizos Sucesivos**



Autora	María Luiza Nancu Nancu
Tutores	Dr. D. Fernando Medina Encina, Dr. D. Antonio Martínez de la Concha
Departamento	Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Titulación	Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

ÍNDICE DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN.....	4
1.1 FUNDAMENTOS DE SISMOTECTÓNICA [10]	4
1.1.1 TECTÓNICA DE PLACAS Y SISMICIDAD [10]	5
1.1.2 SISMICIDAD Y FALLAS [10].....	6
1.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS TERREMOTOS [10].....	8
1.3 RIESGO SÍSMICO. DETERMINACIÓN DEL TERREMOTO DE DISEÑO [10]	9
1.4 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA EN CAMPO LIBRE [10].....	10
2 INTRODUCCIÓN DEL TRABAJO	12
3 MODELO DE ANÁLISIS	13
3.1 INTRODUCCIÓN	13
3.2 GEOMETRÍA.....	13
3.2.1 SECCIONES DEL PUENTE	15
3.2.2 GEOMETRÍA DEL MODELO.....	16
3.3 CONDICIONES DE CONTORNO	17
3.3.1 CONDICIONES DE EMPOTRAMIENTO DE LAS PILAS	17
3.3.2 CONDICIONES DE CONTORNO DEL ESTRIBO 1	18
3.3.3 CONDICIONES DE CONTORNO DEL ESTRIBO 2	19
3.3.4 CONDICIÓN DE UNIÓN PILA-TABLERO EN CONSTRUCCIÓN	20
3.3.5 CONDICIÓN DE UNIÓN PILA-TABLERO EN SERVICIO	20
3.4 FASES DE CONSTRUCCIÓN	21
3.4.1 FASE 1	21
3.4.2 FASE 2- FASE 14	22
3.4.3 FASE 15	22
3.4.4 FASE 16	23
3.4.5 FASE 17	23
3.4.6 FASE 18	24
3.5 CARGAS	24
3.5.1 CARGA DE PRETENSADO.....	24
3.5.1.1 PRETENSADO SUPERIOR.....	25
3.5.1.2 PRETENSADO INFERIOR LATERAL.....	28
3.5.1.3 PRETENSADO INFERIOR CENTRAL	31
3.5.2 CARGA DE VIENTO	33
3.5.3 CARGA DEL CARRETÓN	36
3.5.4 CARGA DE CARRO DE AVANCE	37
3.5.5 CARGA DEL PESO DEL HORMIGÓN FRESCO	38
3.5.6 SOBRECARGA DE USO EN CONSTRUCCIÓN	38
3.5.7 CARGAS MUERTAS.....	39
3.5.8 SOBRECARGA DE USO EN SERVICIO. MOVING LOADS	39
4 MODELO INCORPORANDO LA ACCIÓN SÍSMICA	42
4.1 INTRODUCCIÓN	42
4.2 RESUMEN DE LA NCSP-07 [1].....	42
4.2.1 NCSP-07: CAPÍTULO 2	42

4.2.2 NCSP-07: CAPÍTULO 3	45
4.2.3 NCSP-07: CAPÍTULO 4	48
4.3 DATOS DEL SISMO DE APLICACIÓN	50
4.4 PROCEDIMIENTO PARA INCLUIR LA ACCIÓN SÍSMICA EN MIDAS CIVIL	54
5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	59
5.1 INTRODUCCIÓN	59
5.2 COMBINACIONES PARA EL SISMO	61
5.3 MODOS DE VIBRACIÓN	63
5.4 DESPLAZAMIENTOS.....	77
5.5 ESFUERZOS DEBIDOS AL SISMO	87
5.5.1 DEFORMADA	87
5.5.2 ESFUERZOS AXIAL	90
5.5.3 ESFUERZO CORTANTE FY	91
5.5.4 ESFUERZO CORTANTE FZ	92
5.5.5 ESFUERZO FLECTOR MY	93
5.5.6 ESFUERZO FLECTOR MZ	95
6 ANÁLISIS COMPARATIVO	97
6.1 INTRODUCCIÓN	97
6.2 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL Y LA COMPARATIVA EN CONSTRUCCIÓN	97
6.2.1 INTRODUCCIÓN	97
6.2.2 COMBINACIONES.....	98
6.2.3 MOMENTOS EN LA BASE DE LA PILA	98
6.2.4 MOMENTOS EN LA CABEZA DE LA PILA.....	103
6.3 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL EN CONSTRUCCIÓN Y EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO EN SERVICIO	106
6.3.1 INTRODUCCIÓN	106
6.3.2 COMBINACIONES.....	106
6.3.3 MOMENTOS EN LA BASE DE LA PILA	106
6.3.4 MOMENTOS EN LA CABEZA DE LA PILA.....	109
6.4 ANÁLISIS DE TENSIONES ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL Y LA COMPARATIVA EN CONSTRUCCIÓN.....	111
6.4.1 INTRODUCCIÓN	111
6.4.2 COMBINACIONES.....	111
6.4.3 TENSIONES EN LA FIBRA SUPERIOR DEL TABLERO	111
6.5 INTERCARA DE LAS DOVELAS PREFABRICADAS.....	113
6.5.1 INTRODUCCIÓN	113
6.5.2 RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS JUNTAS	113
6.5.2.1 MECANISMO POR ROZAMIENTO	114
6.5.2.2 MECANISMO DEBIDO A LA EXISTENCIA DE LLAVES	114
6.6 TENSIONES EN LOS TENDONES DE PRETENSADO	122
6.6.1 INTRODUCCIÓN	122
6.6.2 TENSIONES EN LOS TENDONES	123

6.7 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL EN CONSTRUCCIÓN Y EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO EN SERVICIO CONSIDERANDO EL SISMO .	126
6.7.1 INTRODUCCIÓN	126
6.7.2 MOMENTOS EN LA BASE DE LA PILA	127
6.7.3 MOMENTOS EN LA CABEZA DE LA PILA.....	129
7 CONCLUSIONES.....	131
8 TRABAJOS FUTUROS	134
9 BIBLIOGRAFÍA	135
10 ANEJO 1	136
10.1 UNIÓN TABLERO-PILA EN CONSTRUCCIÓN	136
10.1.1 INTRODUCCIÓN	136
10.1.2 EJECUCIÓN DE PUENTES PRETENSADOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS. CARLOS FERNÁNDEZ CASADO [6].....	136
10.1.3 ESTUDIO COMPARATIVO DE PUENTES CONSTRUIDOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS [7]	137
10.1.4 NUEVAS REALIZACIONES DE PUENTES CON DOVELAS PREFABRICADAS [8]	138
11 ANEJO 2	141
11.1 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA SEGÚN LA NCSP-07 [1]	141
11.1.1 ESPECTRO HORIZONTAL	142
11.1.2 ESPECTRO VERTICAL	145

1 INTRODUCCIÓN

En este punto se pretende realizar una breve introducción a la ingeniería sísmica, debido a que es preciso aportar el conocimiento necesario en materia sísmica para poder comprender alguno de los procedimientos que se siguen en este trabajo, sobretodo relativo a la normativa de aplicación.

Se darán unas nociones sobre sismología en cuanto a la acción del terremoto, dónde se origina y cómo se genera.

Posteriormente se explicará la determinación del terremoto de diseño y se explicará el concepto de riesgo sísmico.

La acción del terremoto puede ser determinante en el dimensionamiento de la estructura en una zona sísmica. Por tanto, se procede a conocer mejor la causa, sus efectos y su determinación para poder dimensionar los elementos estructurales considerando la situación pésima de cálculo.

El daño que se produce en la estructura puede darse por efectos resultantes como consecuencia de los terremotos, como puede ser la aparición de grandes olas por los tsunamis, fallos en la cimentación por disminución de la resistencia del terreno debidos a la licuefacción, grandes asientos diferenciales debido al movimiento de fallas o cesión de laderas.

A pesar de los avances a lo largo del tiempo, sigue siendo un trabajo arduo determinar los datos de la acción sísmica. Cuando se tienen bien definidos los datos del problema, los métodos de cálculo para determinar la respuesta sísmica de la estructura están bien acotados.

Otra incertidumbre que se presenta, además de la generada por la obtención de los datos del sismo, consiste en la respuesta que tiene la estructura ante el sismo y su relación con el nivel de seguridad proporcionado por los estados límite que se aplican.

La comprobación del daño, la ductilidad, las resistencias y las rigideces dinámicas se debe realizar para la estructura en su conjunto, pero también para cada uno de los detalles constructivos. La particularidad de este trabajo reside en la observación de los efectos que produce el sismo en la etapa de construcción para un procedimiento constructivo tan particular como es el de la construcción por voladizos sucesivos, donde el comportamiento estructural es completamente diferente en construcción frente al servicio.

1.1 FUNDAMENTOS DE SISMOTECTÓNICA [10]

Los movimientos sísmicos en el terreno son debidos al paso de ondas elásticas que están relacionadas con la liberación de energía en la corteza terrestre. Habitualmente se produce en las fallas.

Los mayores terremotos son ocasionados por la actividad tectónica. Por tanto, se ahondará en la materia de sismotectónica.

1.1.1 TECTÓNICA DE PLACAS Y SISMICIDAD [10]

Se definen las zonas sísmicamente activas como aquellas que coinciden con los límites de las placas de la litosfera. Se define la litosfera como la parte rígida que contiene la corteza terrestre y parte superior del manto. La litosfera reposa sobre la astenosfera, que es una capa plástica que pertenece al manto superior.

La tectónica de placas es un modelo cinemático que considera que la litosfera se encuentra dividida en una serie de placas que se encuentran en continuo movimiento relativo entre ellas. En sus límites se concentra la mayor parte de los terremotos, volcanes y maremotos.

La velocidad de desplazamiento que tienen las placas tectónicas se encuentra relacionada con la sismicidad. A mayor velocidad de choque entre placas, mayor será la tasa de sismicidad.

En las zonas oceánicas existen tres tipos de borde de placa. La interacción de los movimientos entre placas de tipo transformante, convergente o divergente, en conjunto con las fuerzas gravitacionales, ocasiona sismicidad del tipo cizalla, compresión o extensión, respectivamente.

- Bordes divergentes constructivos: dorsales oceánicas. Las dorsales oceánicas son formaciones rocosas con una fosa central. En estas dorsales se crea actividad volcánica que expulsa materia del manto por convección. La creación de esta materia implica la expansión del fondo oceánico en sentido divergente, empujando la placa contra aquellas continentales. La mayoría de sismos que se producen en estos bordes son debidos a procesos termales.
- Bordes convergentes o zonas de subducción. Se crean zonas de subducción junto a los continentes donde se destruye la corteza oceánica se destruye, originándose fosas submarinas. De esta manera, el balance de masas de la corteza es cero. En estas zonas, la corteza oceánica se introduce bajo el continente con un ángulo de 45°. Esta subducción produce un elevado flujo de calor en el lado continental debido al rozamiento de ambas placas, originando actividad volcánica debido a la fusión parcial de la placa que se hunde en el manto.
Estas zonas son de alto grado sísmico debido a que producen una superficie de rotura muy grande.
- Sistemas transcurrentes o fallas transformantes. Las fallas transformantes son el resultado de la distinta velocidad de expansión de la corteza oceánica. Suelen ser perpendiculares a las dorsales y desembocan en algún otro tipo de estructura. Se les asocia terremotos de gran magnitud con gran propagación lateral.
- Sismicidad intraplaca. Las fallas son las fuentes de sismicidad intraplaca principal.

En el caso de España, se encuentra situada cerca del borde sudoeste de la placa Euroasiática en contacto con la placa Africana. La sismicidad está provocada por el movimiento de convergencia entre los dos continentes. La velocidad de convergencia en España es de 5 mm/año.

En las islas Azores se da una triple unión entre las placas Euroasiática, Africana y Americana. A partir de ahí, el contacto entre la placa Euroasiática y Africana hasta Gibraltar es mediante una fractura de desgarre que afecta a la litosfera oceánica.

Desde Gibraltar hasta Túnez el contacto es de litosfera continental, con una zona intermedia de litosfera más delgada situada en el mar de Alborán.

La falla de Azores-Gibraltar tiene un movimiento de desgarre en la zona occidental, de manera que África se mueve hacia el oeste con respecto a Eurasia. Estos movimientos de cizalla son los responsables de terremotos de gran magnitud.

A su vez, el movimiento de desgarre de la falla Azores-Gibraltar se transforma en movimiento de convergencia entre las placas Africana y Euroasiática, introduciéndose la primera por debajo de la segunda, provocando terremotos profundos.

1.1.2 SISMICIDAD Y FALLAS [10]

Se define la falla como la rotura de una masa rocosa frágil existiendo movimiento relativo entre sus lados. Se trata de planos de rotura finitos, pero en algunos casos su longitud puede llegar a grandes distancias. El movimiento de las fallas no es igual en toda su longitud. Si la falla es muy larga, los extremos tendrán menores deslizamientos. En la otra dirección, a medida que la profundidad es mayor, los desplazamientos son menores debido al aumento de presión y temperatura.

Existen tres tipos de fallas principales:

- Fallas normales o de gravedad. El esfuerzo de compresión máximo es vertical y los esfuerzos intermedios se contienen en un plano horizontal, lo que provoca el deslizamiento por gravedad de un bloque con respecto a otro, o, en otras palabras, el buzamiento es hacia el bloque hundido.
- Fallas inversas. El esfuerzo de compresión máximo es horizontal y el menor es vertical, lo que origina que un bloque deslice hacia arriba del otro, o, en otras palabras, el buzamiento es hacia el bloque levantado.
- Fallas de desgarre o de cizalla. El esfuerzo de compresión máximo y mínimo son horizontales, lo que provoca movimientos horizontales.

Como se indicó con anterioridad, el terremoto es una liberación de esfuerzos mediante ondas elásticas asociada al movimiento de una falla activa, consecuencia de una deformación potencial acumulada a lo largo del tiempo.

En el caso de España, donde el movimiento es de 5 mm/año, la acumulación de deformación puede durar varios años.

Cuando dicha deformación acumulada sobrepasa la resistencia máxima de las rocas, la falla se rompe. Y la energía del terremoto dependerá de la cantidad de deformación acumulada, de la resistencia de las rocas a lo largo del plano de falla y de las dimensiones del área de rotura.

Se define el epicentro como el punto en la superficie perpendicular al foco del terremoto.

La resistencia de las rocas dependerá de las propiedades del macizo rocoso y las condiciones del entorno, como la presión confinante, la temperatura, la presión intersticial y la velocidad de deformación.

En rocas de comportamiento elástico y elasto-plástico, la presión de confinamiento aumenta la resistencia y la plasticidad de las mismas, variando su comportamiento de frágil a dúctil.

El aumento de la temperatura con la profundidad disminuye la resistencia de las rocas, pero aumenta su ductilidad.

Por tanto, la presión de confinamiento y la temperatura son dos factores que hacen que las rocas tengan un comportamiento dúctil en la profundidad, siendo el comportamiento frágil predominante en la superficie, ocasionando la fracturación de las rocas.

Además, con el aumento de presión de confinamiento y de temperatura, aumenta también la resistencia al cizallamiento, necesitándose mayor esfuerzo para romper la corteza.

La presión intersticial es un factor que actúa de forma negativa sobre el comportamiento de las fallas debido a que la presencia de agua en los poros disminuye la resistencia, acercando la roca al comportamiento frágil.

A continuación, se explica la Teoría del Rebote Elástico, de mecanismo de generación de terremotos, establecida por el ingeniero H. F. Reid en colaboración con el geólogo A. C. Lawson.

En la teoría se expone que el terremoto es una transmisión de energía mediante ondas elásticas a lo largo de la litosfera. El modelo de generación de terremotos contiene las siguientes características:

- Existe un terremoto cuando la litosfera se rompe a lo largo de una superficie discreta de fractura, es decir, una falla.
- La ocurrencia del terremoto se encuentra precedida por una deformación elástica gradual creciente a ambos lados de la falla.
- En el momento en el que ocurre el terremoto, ambos lados de la falla se desplazan relativamente una cantidad correspondiente con la energía total librada por la deformación elástica existente a lo largo de la falla.

Brune modificó en los siguientes puntos a la teoría de Reid:

- Mejor comprensión de los orígenes de las deformaciones en una región por medio de la introducción de la tectónica de placas.
- El descubrimiento de la existencia de la fluencia a lo largo de la falla.
- Ampliación del rango de estados tensionales que pueden ser los que provocan el terremoto.

Entre un 1% y un 10% de la energía de rotura se libera en forma de ondas elásticas. Las ondas sísmicas se originan en el foco del terremoto clasificándose en tres tipos dependiendo del tipo de movimiento:

- Ondas P. Son las ondas que viajan a mayor velocidad y de carácter compresivo. Las partículas se mueven hacia delante y hacia atrás de forma paralela a la dirección de propagación de las ondas.
- Ondas S. Tienen menor velocidad que las ondas P y son de carácter de cizallamiento. Las partículas se mueven de forma perpendicular a la propagación de la onda.
- Ondas Love y Rayleigh. Son ondas superficiales de cizalla y movimiento elíptico. Estas ondas son las causantes de los daños.

1.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS TERREMOTOS [10]

Suponiendo la simplificación de que el terreno es un espacio semi-infinito lineal, homogéneo y elástico, se pueden obtener las siguientes conclusiones cualitativas:

- El terremoto tiene carácter puntual, en comparación con las dimensiones de la Tierra. Por tanto, suponiendo el terreno como un material isótropo y homogéneo, los frentes de propagación de las ondas P y S son esferas.
- Si se dispusieran estaciones repartidas en la superficie, dado que las ondas P viajan a mayor velocidad que las ondas S, conociendo la diferencia de tiempo de llegada a un punto, se podría determinar la distancia al origen del terremoto.

Se define la magnitud del terremoto como la máxima amplitud de las ondas sísmicas recogida por un sismógrafo.

Se define la magnitud local o **magnitud de Richter** como la representación del tamaño del terremoto por número dependiente de la energía liberada por el seísmo al producirse la rotura de falla.

La magnitud consiste en una forma de clasificación de los terremotos según su tamaño, pero no constituye una forma precisa de determinar el tamaño debido a la heterogeneidad de los terrenos.

Una forma más eficiente para clasificar el tamaño de los terremotos es la magnitud momento, que se demuestra que las amplitudes de las ondas de volumen y superficiales, que varían con la frecuencia debido a la duración limitada del proceso de generación del terremoto, dependen del momento escalar, el azimut del sismógrafo, de la distancia al origen del sismo y de la profundidad local.

La magnitud de un terremoto no es un identificador de la capacidad destructiva del mismo porque mide el tamaño del seísmo en la fuente. Pero la distancia desde la fuente de origen hasta el emplazamiento de la estructura resulta importante para la determinación del nivel de destrucción del terremoto.

Se define la intensidad sísmica como el daño del terremoto en cada punto, disminuyendo con su distancia al origen del terremoto.

La **escala Mercalli Modificada (MM)** es la más conocida para explicar los efectos de un terremoto en ausencia de instrumentos. Los niveles de intensidad de un terremoto van desde I (registrado por sismógrafos, pero imperceptible por los humanos) hasta XII (total destrucción). Por otro lado, los seísmos de intensidades VI a VIII producen aproximadamente el 90% del daño estructural.

1.3 RIESGO SÍSMICO. DETERMINACIÓN DEL TERREMOTO DE DISEÑO [10]

Para el proyecto de una estructura es necesario asumir un nivel de riesgo de que la estructura falle. Los terremotos representan una de las acciones que provocan mayor daño a las construcciones.

El terremoto intenso es una acción que rara vez no perjudica a la estructura, salvo que el dimensionamiento de esta haya tenido en cuenta el terremoto. Por otro lado, que la estructura sufra un terremoto intenso es poco probable, por lo que resulta necesario elegir un nivel aceptable de riesgo sísmico.

Es menester decir que el movimiento sísmico que se considera en el diseño de la obra no debe basarse sólo en procedimientos científicos por varias razones.

En primer lugar, la incertidumbre que se tiene sobre el origen de los terremotos, los mecanismos de generación de los terremotos y la localización de los focos, información insegura para la determinación del terremoto de diseño.

En segundo lugar, para la determinación de los mapas sísmicos de las normas es necesario simplificar la fenomenología de los terremotos.

Por último, establecer un sismo de proyecto implica dimensionar ante un riesgo.

La agitación sísmica hace referencia a la sismicidad de la misma, como severidad de la actividad sísmica existente en una región. El riesgo sísmico está relacionado con la probabilidad de ocurrencia de un terremoto de un tamaño dado en una zona dentro de un intervalo de tiempo determinado. El daño sísmico se refiere a las pérdidas que se puedan ocasionar por la ocurrencia de un terremoto.

La agitación sísmica se puede medir por el nivel de energía de las ondas sísmicas que pasan por el terreno en un área determinada. Puede representar la magnitud de la actividad sísmica de la zona.

La probabilidad dada por la peligrosidad dependerá de la geología, las fallas, la sismotectónica, el registro histórico de actividad sísmica...

El estudio del riesgo sísmico debe conocer la peligrosidad de la zona. El nivel de riesgo de la normativa Sismorresistente.

El riesgo anual asociado a una intensidad se define como la probabilidad de que, en un año determinado, se produzca un terremoto con intensidad igual o mayor a la estudiada. El riesgo anual es el valor inverso del período de retorno.

Los estudios de riesgo sísmico son necesarios en el análisis de los efectos de los sismos sobre una estructura aislada, un conjunto de estructuras o la construcción de una estructura vital ante un estado de emergencia. Los resultados del estudio de riesgo sísmico dependen de la funcionalidad de la construcción.

- Valores pico de la aceleración dentro de un intervalo de referencia, para construcciones aisladas.
- Espectros de respuesta en el estudio de estructuras singulares que deben funcionar de forma continua.
- Acelerogramas si se analiza la máxima destrucción potencial.

1.4 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA EN CAMPO LIBRE [10]

El terremoto induce movimientos a la estructura en los puntos de contacto de la misma con el terreno. Los movimientos que se producen en la interfaz de entre el terreno y la construcción serán diferentes que los que tendría el terreno sin la existencia de la estructura.

Los movimientos impuestos por el sismo en la cimentación se dividen según las tres componentes del espacio: una longitudinal, otra transversal y otra vertical.

Se consideran diferentes grupos de movimientos sísmicos:

- Una única onda sísmica simple. El movimiento se encuentra generalmente dentro de un plano y la energía del terremoto se concentra en un rango de frecuencias pequeño, de banda estrecha. Están asociados a la rotura puntual en una falla.
- Movimiento moderado de larga duración y muy irregular, como el terremoto de El Centro (California, 1940). Estos movimientos se asocian a distancias del epicentro moderadas y se dan en suelos firmes, y no existe plano que los contenga. Se originan por la ruptura de una superficie o zona de falla.
- Movimiento de larga duración con períodos muy acentuados de vibración. Los movimientos se amplifican cuando el sismo viaja con el período propio del terreno.
- Movimiento que genera deformaciones muy grandes y permanentes en el terreno.

Se debe predecir el terremoto con mayor poder destructivo que pueda afectar. Se define en cuanto a la magnitud, con la información procedente de la geología, tectónica, sismicidad y la historia sísmica de la zona.

Para determinar el terremoto de diseño es preciso obtener una estimación de los valores de pico de los movimientos del sismo.

Con esto, se obtiene un espectro de respuesta de diseño que resulta ser de alguna manera, la envolvente de los espectros de respuesta posibles con los supuestos valores de pico.

El espectro de respuesta representa los valores máximos de respuesta ante la acción del terremoto de una estructura de un grado de libertad en función de su período propio y el amortiguamiento viscoso.

La información que se obtiene del espectro de diseño permite deducir el valor característico de la respuesta de la estructura ante una acción sísmica con un nivel de daño especificado.

Se suelen usar en la práctica los espectros de pseudo-velocidades y de pseudo-aceleraciones como aproximación de los espectros de respuesta de la velocidad y de la aceleración debido a que reduce el esfuerzo de cálculo porque basta con obtener un espectro para deducir los restantes a partir de él.

Para la determinación de las ordenadas del espectro de respuesta de un movimiento sísmico se procede de la siguiente manera. Se obtiene para una serie de sistemas dinámicos de frecuencias diversas comprendidas en un rango y teniendo en cuenta varios coeficientes de amortiguamiento, obteniendo para cada una de las series, el valor absoluto.

Resulta preciso mencionar que el procedimiento de cálculo de estos máximos es aproximado debido a que se trata de un sistema discretizado en varios puntos, aunque los máximos reales se pueden dar en puntos intermedios.

Por lo tanto, para la determinación del espectro de respuesta se pueden presentar una serie de errores:

- Errores en el registro de las aceleraciones por el acelerómetro.
- Errores de digitalización del terremoto como discretización por intervalos de tiempo del acelerograma.
- Errores de cálculo. Por ejemplo, en la discretización del cálculo del espectro, debido a que la respuesta que se obtiene corresponde a un problema reducido a la discretización en un conjunto de puntos, aunque en la realidad el espectro es continuo.

2 INTRODUCCIÓN DEL TRABAJO

El objeto de este trabajo es el de estudiar el comportamiento frente al sismo del puente estudiado estáticamente en [5]. Este comportamiento se estudiará en la construcción debido a que la fase de construcción es muy diferente de la fase de servicio, a su vez que particular, debido a que la fase de construcción puede resultar en ciertas direcciones más desfavorable que la fase de servicio analizada estáticamente.

El alcance de este trabajo es el estudio del sismo en la fase de construcción y posteriormente realizando una serie de comparativas para medir la magnitud de los efectos que este produce sobre la estructura.

El guion del trabajo será el que sigue.

En primer lugar, se resumirá el modelo de cálculo en que se basa el trabajo [5] en cuanto a la geometría, condiciones de contorno, cargas.

Posteriormente, se describirá el modelo con la acción sísmica, o lo que es lo mismo, la manera de introducir el sismo en el programa.

Seguidamente, se mostrarán los resultados del cálculo del modelo incorporando el sismo.

Y finalmente, el apartado de análisis comparativo entre las situaciones que se han considerado relevantes para el trabajo.

Por último, un apartado que reúna todas aquellas conclusiones que se han ido obteniendo a lo largo del trabajo.

Los programas que se usarán serán:

- Midas Civil → Para el cálculo por elementos finitos del puente.
- Excel → Para la elaboración de tablas.

Para la determinación de los espectros de respuesta se usará la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07).

3 MODELO DE ANÁLISIS

3.1 INTRODUCCIÓN

En el siguiente apartado se resumirá el Modelo de Análisis en el que se basa este trabajo [5].

Se describirá la geometría del modelo, las secciones, los materiales.

Por otro lado, se comentarán las condiciones de contorno a las que se encuentra sometido el puente a lo largo de su vida.

Además, se relatarán las fases de construcción que se han considerado en [5].

Por último, se resumirán las cargas que afectan al puente.

Resulta necesario basarse en el Modelo de Análisis de [5] para el que se realizó una comprobación estática, debido a que en este trabajo se pretende realizar una comprobación de la respuesta dinámica del puente y observar el comportamiento del mismo en la etapa de construcción donde el comportamiento es muy diferente de aquel que tiene el puente cuando los voladizos se encuentran unidos.

3.2 GEOMETRÍA

Como se indica en [5], el puente que se pretende analizar, es un puente que se sitúa en la provincia de Granada. En concreto, se escoge al municipio de Padul por su alta sismicidad.

La zona se caracteriza según [2] como rural con vegetación baja y obstáculos aislados.

El puente se compone de tres vanos. Los laterales tienen una luz de 41 m y el central una luz de 82 m.

Las pilas tienen una altura de 60 m.

A continuación, se puede ver el alzado del puente:

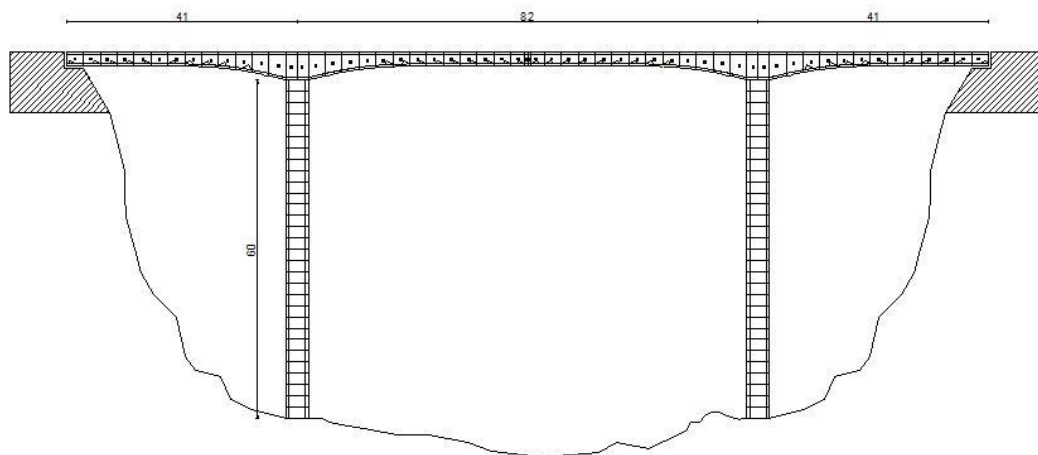


Ilustración 1. Alzado del puente [5]

La sección del tablero tiene un ancho de 17 m, con unas barandillas de 0.6 m. La capa de rodadura tiene 0.06 m de espesor formada por una mezcla bituminosa en caliente. Tanto la capa de rodadura como las barandillas actuarán como carga muerta en servicio.

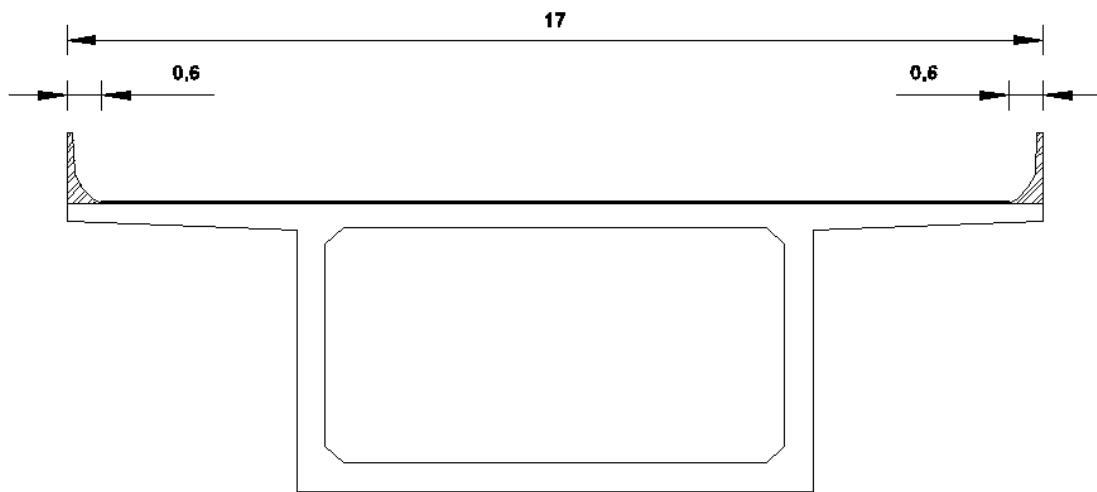


Ilustración 2. Sección del tablero [5]

A continuación, se muestran los datos técnicos del proyecto:

Sección Cajón	v	0,2
	γ (kN/m ³)	25
	f_{ck} (Mpa)	50
Armadura Activa	$f_{pm\acute{a}x}$ (Mpa)	1860
	f_{yp} (Mpa)	1674
	E_p (Mpa)	195000
Armadura Pasiva	f_y (Mpa)	500
Rodadura	γ (kN/m ³)	23
	e (m)	0,06
Barandilla	l (m)	0,6
	W (kN/m)	20

Ilustración 3. Tabla de datos técnicos [5]

Los materiales se describen a continuación:

- Tablero → El material es hormigón con resistencia C50/60, teniendo una densidad de 25 kN/m³.
- Pila → Utiliza el mismo material que el tablero.
- Tendón → En el programa el material del tendón se define por el usuario. Tiene un Módulo de Elasticidad de $2 \cdot 10^8$ kPa, un coeficiente de Poisson de 0.3, un coeficiente térmico de 10^{-5} C^{-1} y una densidad de 78.5 kN/m³.

3.2.1 SECCIONES DEL PUENTE

Las secciones obtenidas del predimensionamiento para la dovela de apoyo y la dovela del centro son las siguientes:

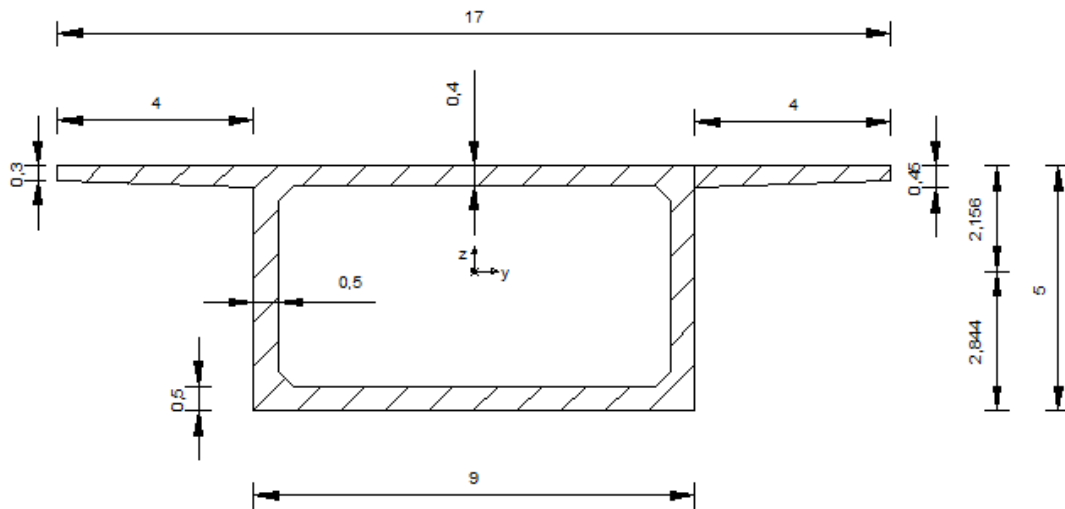


Ilustración 4. Sección de la dovela de apoyo [5]

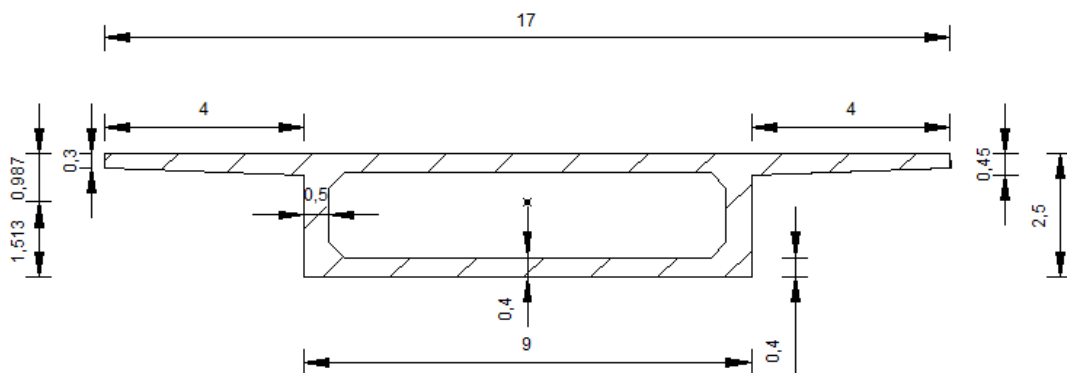


Ilustración 5. Sección de la dovela central [5]

Se puede observar que ambas conservan las mismas dimensiones de ancho, alas, alma, pero su altura varía de forma parabólica como se indicará más adelante.

La sección de la pila es la típica sección rectangular en cajón que se muestra en la siguiente figura:

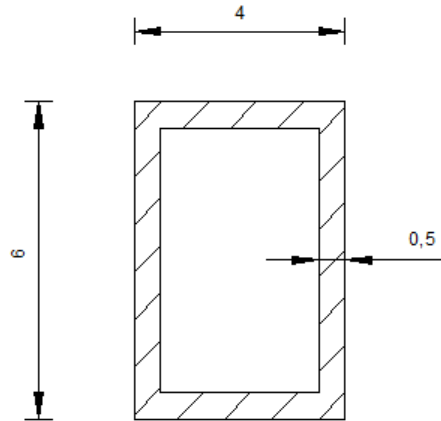


Ilustración 6. Sección de la pila [5]

En los últimos 6 m, la sección de la pila tiene una variación en su dimensión transversal, para poder pasar de los 6 m a los 9 m que tiene de ancho la base de la sección del tablero.

3.2.2 GEOMETRÍA DEL MODELO

Como se ha explicado con anterioridad, el canto de la sección del tablero varía desde el apoyo hasta el centro del vano. La razón de que la dovela de apoyo tenga un canto mayor que la dovela del centro debido a que esta última sufre momentos menores que la dovela de apoyo a lo largo de toda su vida. Por tanto, como no es necesario tanto canto para soportar momentos, se reduce el canto porque de esta manera se reduce el peso propio, disminuyéndose a su vez los momentos en el centro debido al peso propio.

El tamaño de la dovela de apoyo debe coincidir con el ancho longitudinal de la sección de la pila. Por tanto, el tamaño de la dovela de apoyo es de 4 m. A efectos del modelo, estos 4 m se dividen por la mitad para poder facilitar la definición de la condición de unión del tablero con la pila tanto en construcción como en servicio, debido a que se utiliza para el modelo elementos barra.

A continuación, se describirá la geometría de los voladizos laterales exteriores. La longitud de voladizo lateral exterior es de 39 m, debido a que se le descuentan a los 41 m de luz del vano lateral, los 2 m hasta el centro de la dovela de apoyo.

Como 39 m es divisible por 3, se obtiene que los voladizos laterales se componen por 13 dovelas de 3 m.

La evolución del canto de las secciones del tablero es una decisión que toma el proyectista. La decisión que se ha tomado en [5] es la siguiente:

Como la relación entre el canto de la dovela de apoyo y la dovela del centro se encuentra a una distancia de 20.5 m contados desde la mitad de la dovela de apoyo, el canto constante para la sección central comenzará a partir de esa distancia.

Restándole a esos 20.5 m los 2 m de la mitad de la dovela de apoyo, se queda en una longitud de 18.5 m de variación del canto. Como esta distancia no es divisible por 3, que es el tamaño de las dovelas, se decide otorgar al puente un tramo de 21 m de sección constante con el canto de la dovela central y un tramo de 18 m de canto variable hasta terminar en el canto de la dovela de apoyo. La variación del canto es de acuerdo parabólico.

El canto de la losa inferior seguirá también la misma evolución parabólica, debido a que pasa de 0.5 m en la sección de la dovela de apoyo, a 0.4 m en la sección de la dovela central.

En la siguiente imagen se pueden apreciar las dovelas que tienen canto constante de aquellas que tienen canto variable.

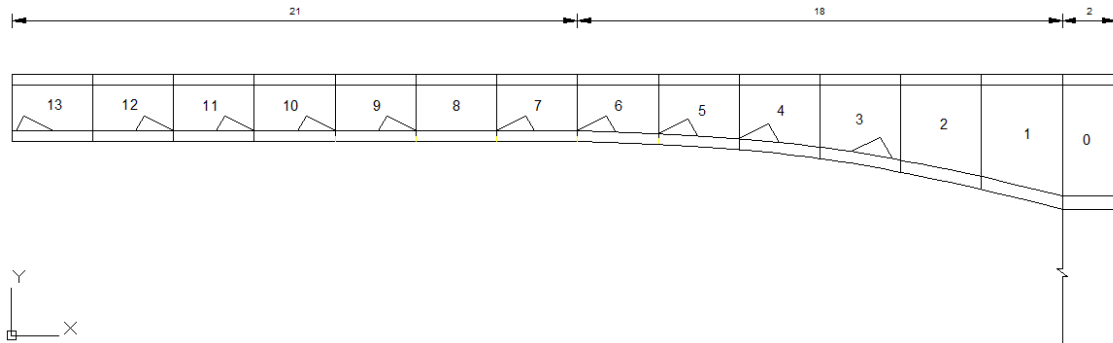


Ilustración 7. Secuencia de dovelas del voladizo lateral [5]

A modo de resumen, lo que se llama la dovela "0" es la mitad de la dovela de apoyo. Las dovelas de la "1" a la "6" son las dovelas de canto variable, mientras que las dovelas de la "7" a la "13" son las dovelas de canto constante.

A continuación, se pretende describir el esquema que sigue el voladizo interior. En este caso, se ha pretendido dejar un 1 m para el hormigonado de la clave, lo que supone la disminución de la dovela "13" en 0.5 m, pasando a tener una longitud de 2.5 m.

Por tanto, el tramo de canto variable de las dovelas se mantiene en 18 m, lo que afecta a las seis primeras dovelas. Posteriormente, se añade el tramo de canto constante de la sección central en una longitud de 20.5 m, en vez de los 21 m que se tiene para los voladizos exteriores.

La sección de la mitad del puente es la siguiente:

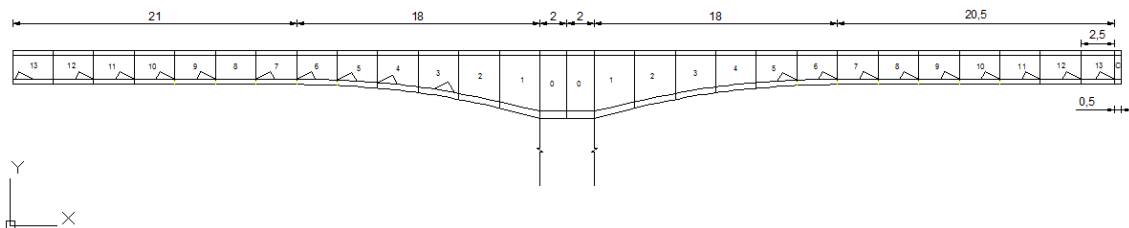


Ilustración 8. Sección de la mitad del puente [5]

3.3 CONDICIONES DE CONTORNO

3.3.1 CONDICIONES DE EMPOTRAMIENTO DE LAS PILAS

A efectos de este trabajo se considera la cimentación de las pilas como empotrada, debido a que no se realizará un estudio de su cimentación. Esto quiere decir que se impiden los desplazamientos en la base de la pila, como se muestra en la siguiente tabla:

Condiciones de Contorno Pilas	
Movimientos	Permitido
DX	No
DY	No
DZ	No
RX	No
RY	No
RZ	No

Ilustración 9. Tabla con las condiciones de contorno de las pilas [5]

Y se muestran en la siguiente imagen en el programa:

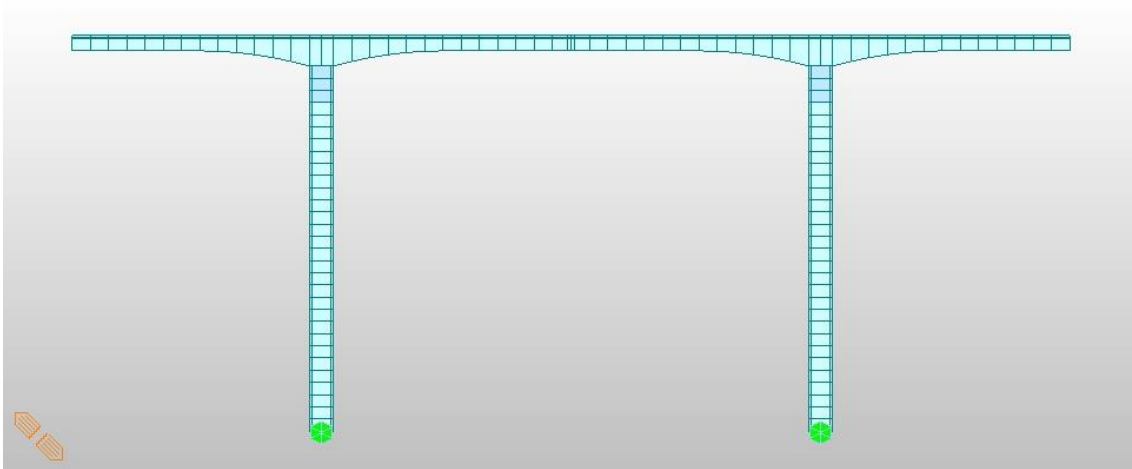


Ilustración 10. Midas Civil. Condiciones de contorno de las pilas [5]

3.3.2 CONDICIONES DE CONTORNO DEL ESTRIBO 1

Se define el estribo 1 como aquel que le corresponde al sistema de pila más voladizos 1, es decir, según todas las imágenes, el de la izquierda, que coincide con el origen del sistema de coordenadas definido.

En el estribo 1 se impiden todos los movimientos salvo la rotación longitudinal, alrededor del eje "Y".

En la siguiente tabla se aprecian las condiciones de contorno de este estribo.

Condiciones de Contorno Estribo 1	
Movimientos	Permitido
DX	No
DY	No
DZ	No
RX	No
RY	Sí
RZ	No

Ilustración 11. Tabla con las condiciones de contorno del estribo 1 [5]

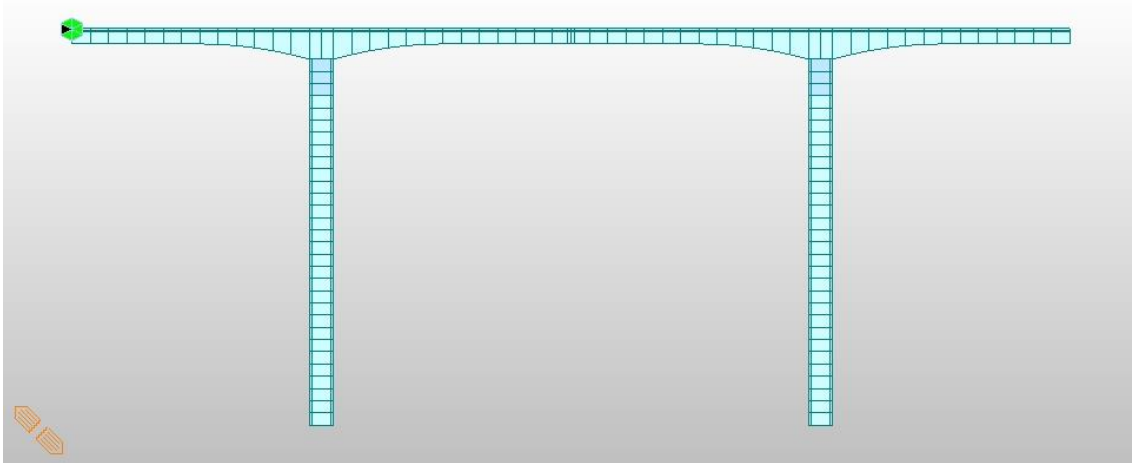


Ilustración 12. Midas Civil. Condiciones de contorno del estribo 1 [5]

3.3.3 CONDICIONES DE CONTORNO DEL ESTRIBO 2

En el caso del estribo 2, se permiten los movimientos en dirección longitudinal y la rotación alrededor del eje "Y". De esta manera, el tablero se puede desplazar en dicha dirección, aliviándose los esfuerzos inducidos por las cargas longitudinales.

Condiciones de Contorno Estribo 2	
Movimientos	Permitido
DX	Sí
DY	No
DZ	No
RX	No
RY	Sí
RZ	No

Ilustración 13. Tabla con las condiciones de contorno del estribo 2 [5]

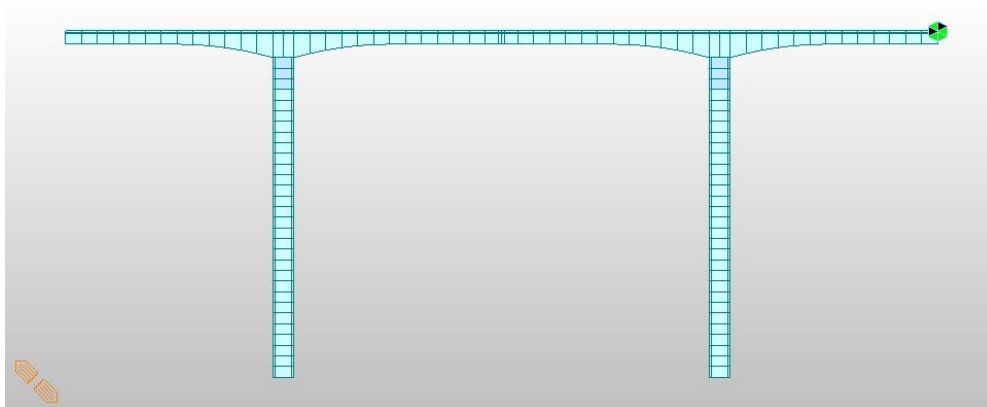


Ilustración 14. Midas Civil. Condiciones de contorno del estribo 2 [5]

3.3.4 CONDICIÓN DE UNIÓN PILA-TABLERO EN CONSTRUCCIÓN

Como se explicará posteriormente, la unión en construcción entre el tablero y la pila debe ser rígida, garantizando el comportamiento monolítico del sistema de voladizos.

La manera de definir dicha unión es mediante un enlace elástico tipo rígido entre el nodo del tablero en el centro de la dovela de apoyo y el nodo en la cabeza de la pila.

La unión se puede apreciar en la siguiente imagen:

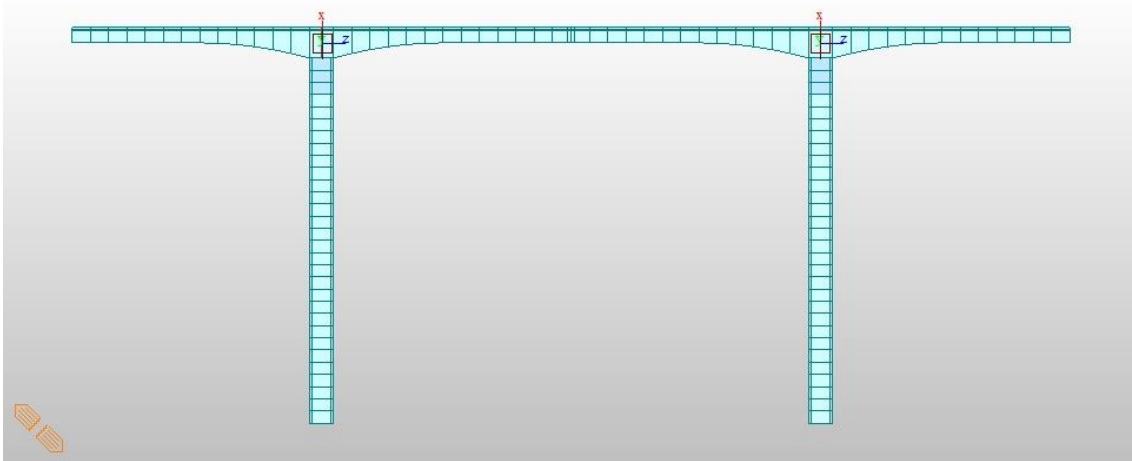


Ilustración 15. Midas Civil. Unión pila-tablero en construcción [5]

3.3.5 CONDICIÓN DE UNIÓN PILA-TABLERO EN SERVICIO

En servicio, se eliminará la unión rígida característica de la construcción, permitiendo una unión del tipo rígido, pero permitiendo ciertos movimientos entre la pila y el tablero.

En la siguiente imagen se podrán determinar aquellos movimientos que sean compatibles y aquellos que no lo sean.

Condiciones de Contorno Unión Pila-Tablero Servicio	
Movimientos	Compatible
DX	No
DY	Sí
DZ	Sí
RX	Sí
RY	No
RZ	No

Ilustración 16. Tabla con las condiciones de contorno de la unión pila-tablero en servicio [5]

Se hacen compatibles los movimientos transversales y verticales, y la rotación de torsión, mientras que se dejan libres los movimientos longitudinales y los giros transversal y alrededor del eje "Z".

De esta manera se alivian las tensiones en el servicio.

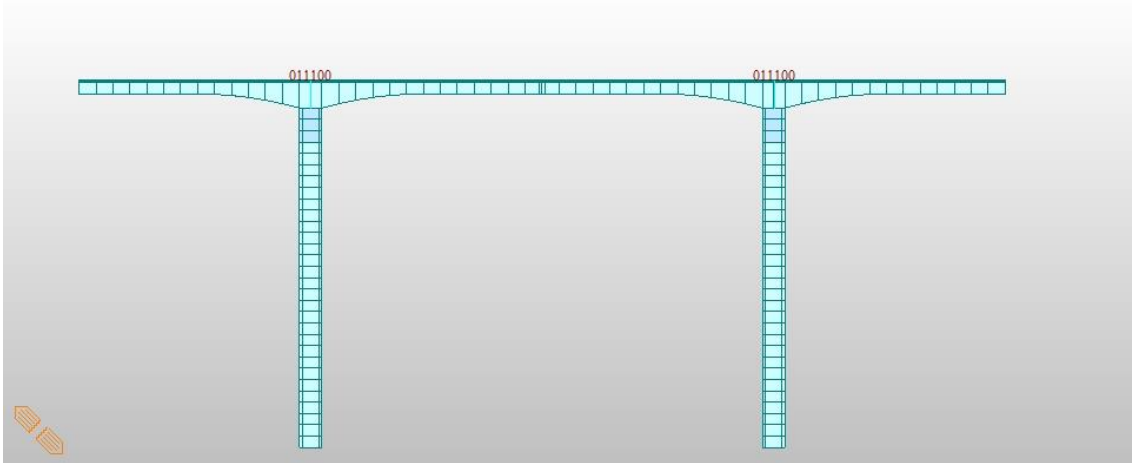


Ilustración 17. Midas Civil. Unión pila-tablero en servicio [5]

3.4 FASES DE CONSTRUCCIÓN

Se definirán 18 fases de construcción que se describirán a continuación.

Se ha establecido que la duración de las fases de colocación de las dovelas sea de 1 día cada una debido a la rapidez de la ejecución de los trabajos. La duración de la fase de hormigonado de la clave es de 5 días y la de servicio de 10000 días. Se entiende que en la realidad la duración de las fases sea mayor.

3.4.1 FASE 1

Se caracteriza por la existencia de las pilas y las dovelas de apoyo. Es la fase inicial a partir de la cual se comienzan a colocar las dovelas por la técnica de voladizos sucesivos.

La edad de las pilas es de 100 días, que se considera que la capacidad resistente de las pilas es la que se establece en el proyecto. Por otro lado, la edad de las dovelas es de 60 días, debido a que las dovelas son prefabricadas.

En esta fase participan las sobrecargas de uso de construcción, las componentes del viento (longitudinal, transversal y vertical), el peso propio de la estructura, el carretón y el pretensado superior.



Ilustración 18. Midas Civil. Fase 1 [5]

3.4.2 FASE 2- FASE 14

En estas fases se van colocando las 13 dovelas de los voladizos. Estas dovelas tendrán también una edad inicial de 60 días.

A medida que se van colocando las dovelas, se van eliminando las componentes del viento longitudinal, que en las fases de construcción actúa de forma perpendicular a la cara libre de las dovelas.

A su vez, se desactivan los carretes para activarlos en la dovela siguiente que se va a colocar.

Se mostrará la imagen de la Fase 14, debido a que será la fase en la que se aplique el sismo por ser la que presenta los mayores voladizos.

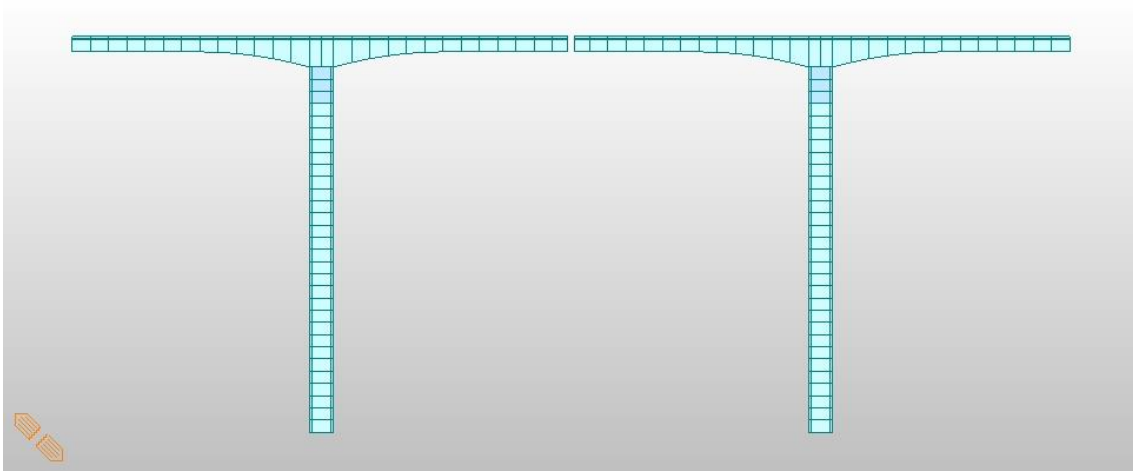


Ilustración 19. Midas Civil. Fase 14 [5]

3.4.3 FASE 15

En la fase 15 se ejecutan los estribos, pero no se hormigona aún la clave. Por tanto, los vanos exteriores se encuentran apoyados mientras que los vanos interiores siguen aún en voladizo.

En esta fase se coloca el pretensado inferior lateral, que se dispone para soportar los momentos positivos que surgen de la unión en los estribos.

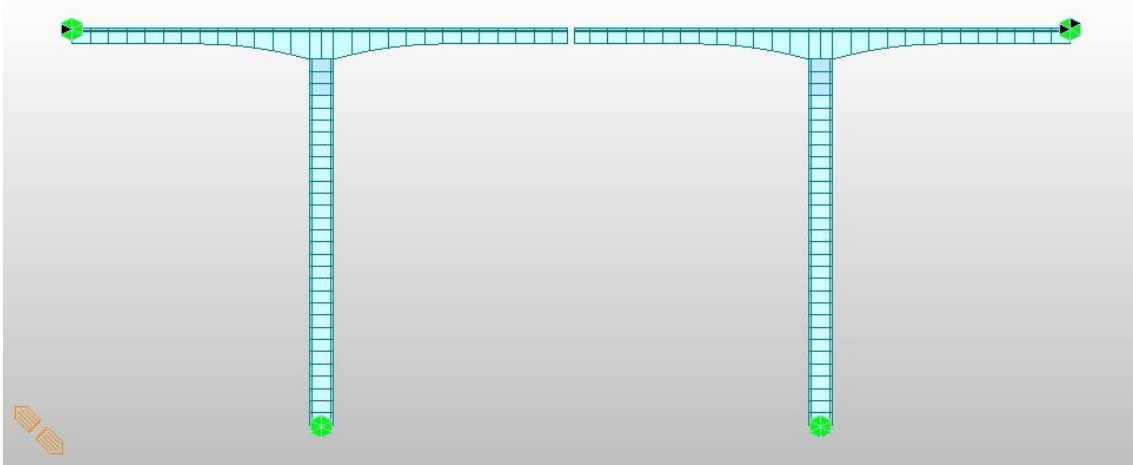


Ilustración 20. Midas Civil. Fase 15 [5]

3.4.4 FASE 16

En esta fase se hormigona la clave. En esta fase no figura como elemento estructural, sino que transmite una carga vertical y un momento equivalente al peso del hormigón fresco.

Se activa la carga del carro de avance, que es el que lleva los encofrados para el hormigonado de la dovela de clave.

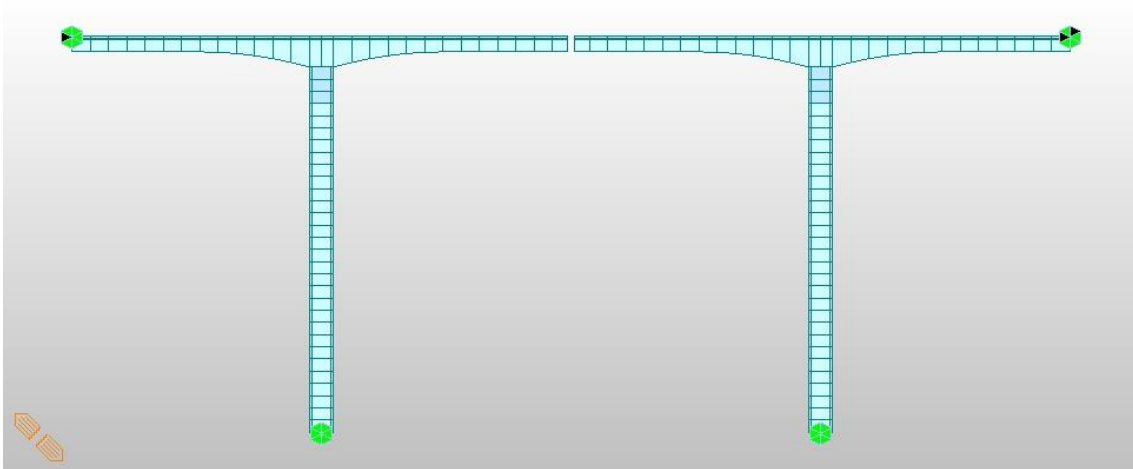


Ilustración 21. Midas Civil. Fase 16 [5]

3.4.5 FASE 17

En esta fase se activa la clave como elemento estructural y resistente, que efectúa la unión entre los voladizos interiores.

Se le aplica el pretensado inferior central para soportar los momentos positivos.

En el momento en el que la clave comienza a funcionar como elemento estructural, se debe cambiar la unión de construcción por la unión en servicio entre el tablero y la pila.

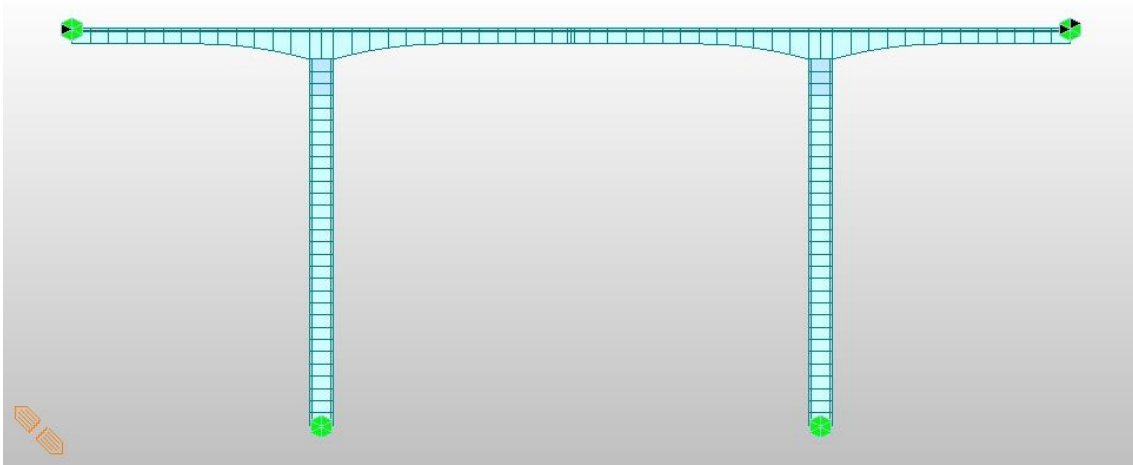


Ilustración 22. Midas Civil. Fase 17 [5]

3.4.6 FASE 18

Se trata del servicio, donde se desactivan las cargas que actuaban en construcción y se activan las cargas que actúan en servicio, como las cargas muertas.

La duración de esta fase, como se ha indicado es de 10000 días. Sobre esta fase se podrán aplicar las cargas de tráfico.

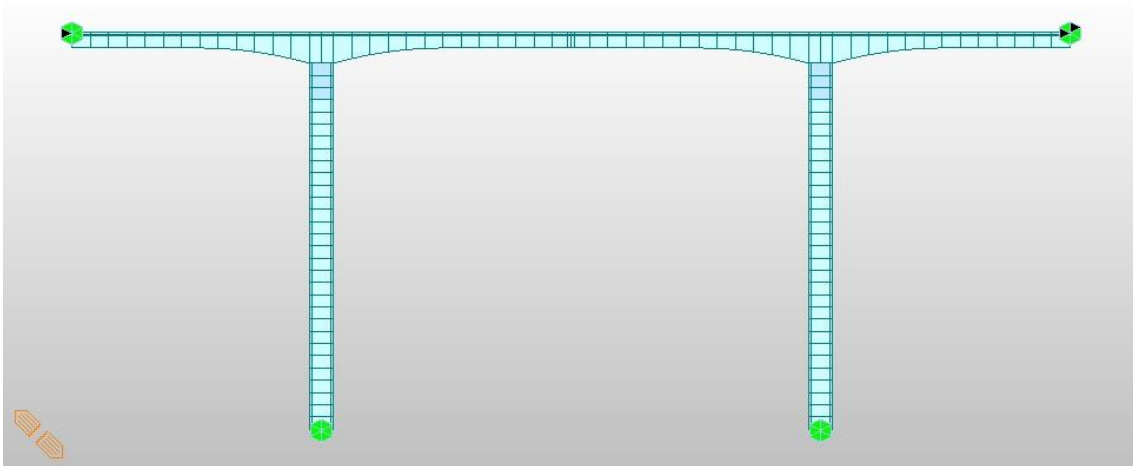


Ilustración 23. Midas Civil. Fase 18 [5]

3.5 CARGAS

A continuación, se describen las cargas actuantes en el modelo.

El peso propio se activa en el programa Midas Civil con el comando *Self Weight*.

3.5.1 CARGA DE PRETENSADO

Existen dos tipos de pretensado. El pretensado denominado pretensado superior se coloca para soportar los momentos negativos que se producen en los voladizos en las fases de construcción, debido a que las acciones como el peso propio y la sobrecarga de uso de construcción actúan en el sentido de la gravedad, generando dichos momentos.

El denominado pretensado inferior se encarga de soportar los momentos positivos que se dan tanto en el vano central como en los laterales. Estos momentos positivos surgen cuando la estructura se convierte hiperestática al ejecutarse los estribos y hormigonar la clave. Se distinguirá el pretensado inferior lateral del pretensado inferior central, debido a que se colocan en momentos diferentes de la vida del puente. El primero se coloca en los vanos laterales cuando se ejecutan los estribos y el segundo se coloca en el vano central cuando se hormigona la clave y esta tome entidad estructural.

La disposición del pretensado superior se debe concebir de tal manera que cada vez que se coloque una dovela nueva, esta debe ser "atada" a la anterior por medio de tendones que pasarán por todas las dovelas hasta llegar a la última dovela colocada en cada extremo.

Lo normal en puente construidos por voladizos sucesivos es "atar" cada dovela nueva con 4 tendones. Estos 4 tendones se incorporarán en la dovela de apoyo, debido a que por ella pasan todos los tendones del pretensado superior.

A cada nueva dovela que se coloca, la ley de momentos negativos es menor que en la dovela de apoyo. Por tanto, necesita un pretensado cada vez menor.

3.5.1.1 PRETENSADO SUPERIOR

Por predimensionamiento, el pretensado superior que se obtenía era el siguiente:

Pretensado Superior Predimensionamiento		
Dovela	Tendones	$A_p(\text{mm}^2)$
0	56T de 7 ϕ 0,6"	58800
1	52T de 7 ϕ 0,6"	54600
2	48T de 7 ϕ 0,6"	50400
3	44T de 7 ϕ 0,6"	46200
4	40T de 7 ϕ 0,6"	42000
5	36T de 7 ϕ 0,6"	37800
6	32T de 7 ϕ 0,6"	33600
7	28T de 7 ϕ 0,6"	29400
8	24T de 7 ϕ 0,6"	25200
9	20T de 7 ϕ 0,6"	21000
10	16T de 7 ϕ 0,6"	16800
11	12T de 7 ϕ 0,6"	12600
12	8T de 7 ϕ 0,6"	8400
13	4T de 7 ϕ 0,6"	4200

Ilustración 24. Pretensado superior en predimensionamiento [5]

Mientras que el pretensado definitivo debido a las sucesivas comprobaciones para que no haya tracciones en la fibra superior del tablero en la situación de Estado Límite de Servicio Frecuente, es el siguiente:

Pretensado Superior Definitivo	
Dovela	Tendones
0	56T de 19φ 0,6"
1	52T de 19φ 0,6"
2	48T de 19φ 0,6"
3	44T de 19φ 0,6"
4	40T de 19φ 0,6"
5	36T de 19φ 0,6"
6	32T de 19φ 0,6"
7	28T de 19φ 0,6"
8	24T de 19φ 0,6"
9	20T de 19φ 0,6"
10	16T de 19φ 0,6"
11	12T de 19φ 0,6"
12	8T de 19φ 0,6"
13	4T de 19φ 0,6"

Ilustración 25. Pretensado superior definitivo [5]

Las propiedades para el tendón definitivo superior son:

The screenshot shows the 'Add/Modify Tendon Property' dialog box with the following settings:

- Tendon Name: Superior
- Tendon Type: Internal(Post-Tension)
- Material: 3 (3: Tendón)
- Total Tendon Area: 0.0026353 m²
- Duct Diameter: 0.1 m
- Relaxation Coefficient: Magura 45
- Ultimate Strength: 1.86e+006 kN/m²
- Yield Strength: 1.674e+006 kN/m²
- Curvature Friction Factor: 0.2
- Wobble Friction Factor: 0.006 1/m
- External Cable Moment Magnifier: 0 kN/m²
- Anchorage Slip (Draw in): Begin: 0.006 m, End: 0.006 m
- Bond Type: Bonded, Unbonded

Ilustración 26. Midas Civil. Propiedades del tendón superior definitivo [Elaboración propia]

En la siguiente imagen se puede apreciar la disposición de los tendones en la dovela de apoyo según se van anclando las sucesivas dovelas.

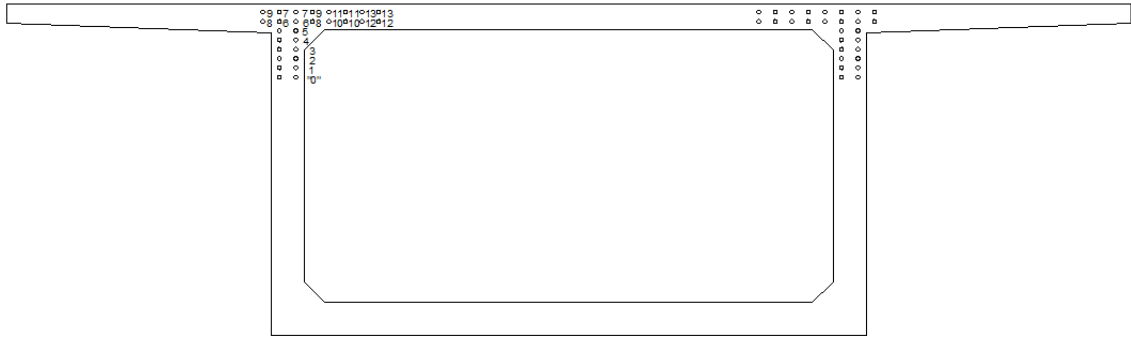


Ilustración 27. Disposición del pretensado superior en la dovela de apoyo [5]

En la siguiente imagen se puede apreciar una vista en planta de la disposición del pretensado superior.

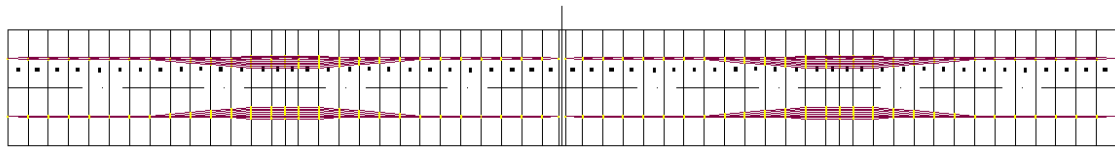


Ilustración 28. Disposición en planta del pretensado superior [5]

Y, por último, una visión en alzado.

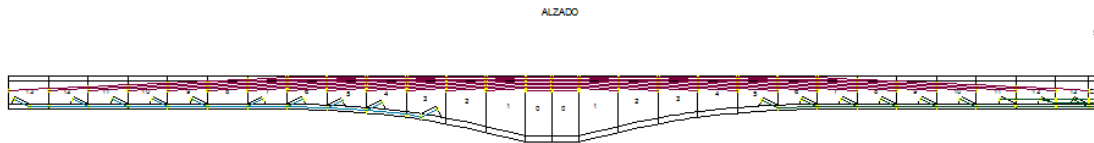


Ilustración 29. Disposición en alzado del pretensado superior [5]

En el programa Midas Civil se introduce el pretensado superior según las coordenadas de cada uno de los puntos que se han obtenido con el AutoCAD.

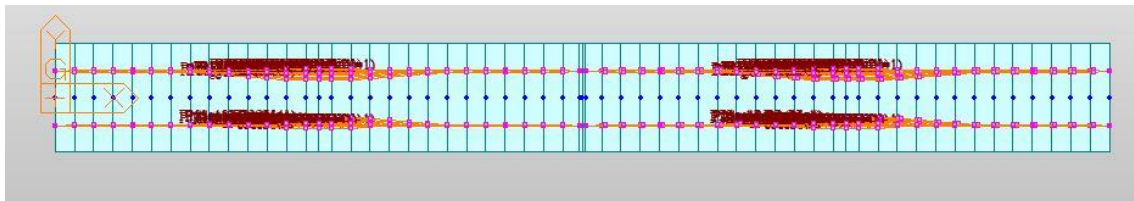


Ilustración 30. Midas Civil. Disposición en planta del pretensado superior [5]

Y una vista en alzado.

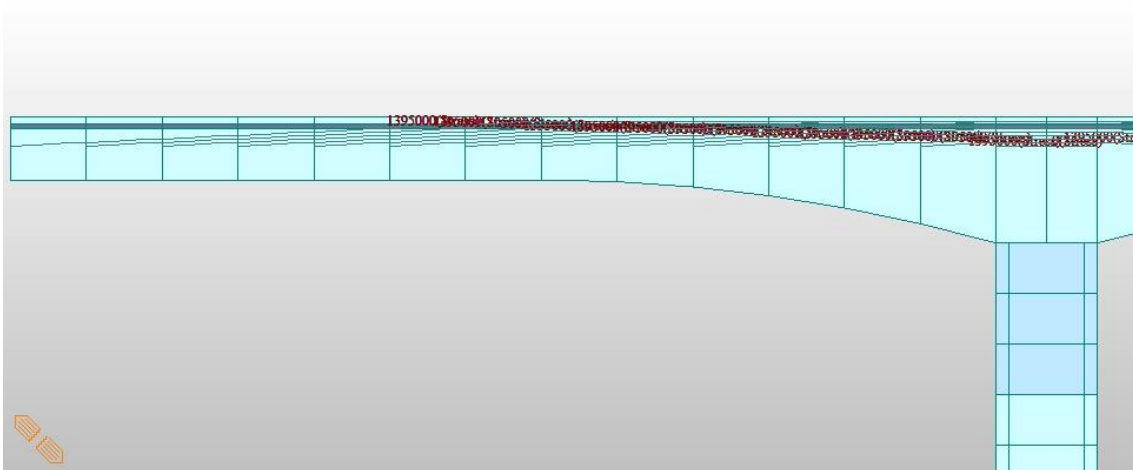


Ilustración 31. Midas Civil. Disposición en alzado del pretensado superior [5]

3.5.1.2 PRETENSADO INFERIOR LATERAL

El predimensionamiento del pretensado inferior lateral es el siguiente:

Pretensado Inferior Lateral Predimensionamiento		
Dovela	Tendones	Ap(mm ²)
8	10T de 19 ϕ 0,6"	28500
7 y 9	8T de 19 ϕ 0,6"	22800
6 y 10	6T de 19 ϕ 0,6"	17100
5 y 11	4T de 19 ϕ 0,6"	11400
3 y 13	2T de 19 ϕ 0,6"	5700

Ilustración 32. Pretensado inferior lateral en predimensionamiento [5]

El definitivo es el siguiente:

Pretensado Inferior Lateral Definitivo	
Dovela	Tendones
8	10T de 7 ϕ 0,6"
7 y 9	8T de 7 ϕ 0,6"
6 y 10	6T de 7 ϕ 0,6"
5 y 11	4T de 7 ϕ 0,6"
3 y 13	2T de 7 ϕ 0,6"

Ilustración 33. Pretensado inferior lateral definitivo [5]

Las propiedades del tendón definitivo inferior lateral son:

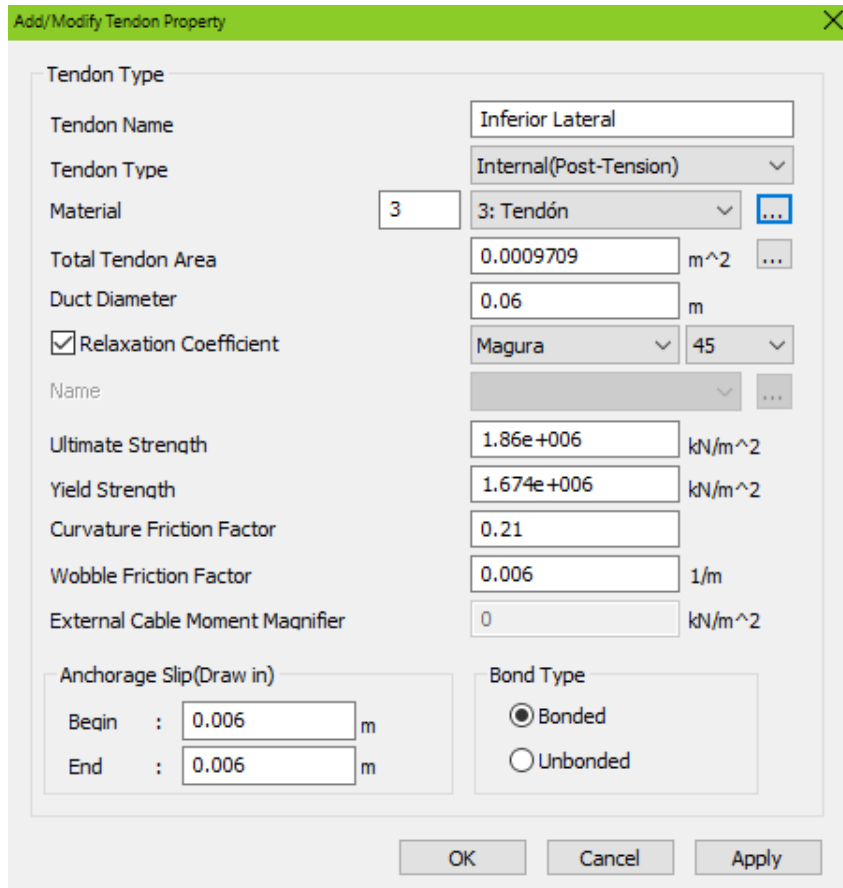


Ilustración 34. Midas Civil. Propiedades del tendón definitivo inferior lateral [Elaboración propia]

La disposición de los tendones en la dovela del pretensado inferior lateral es la siguiente:

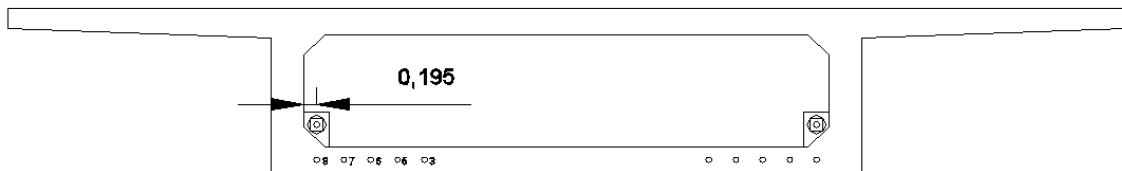


Ilustración 35. Disposición de los tendones del pretensado inferior lateral [5]

Una vista en planta en el dibujo de AutoCAD.

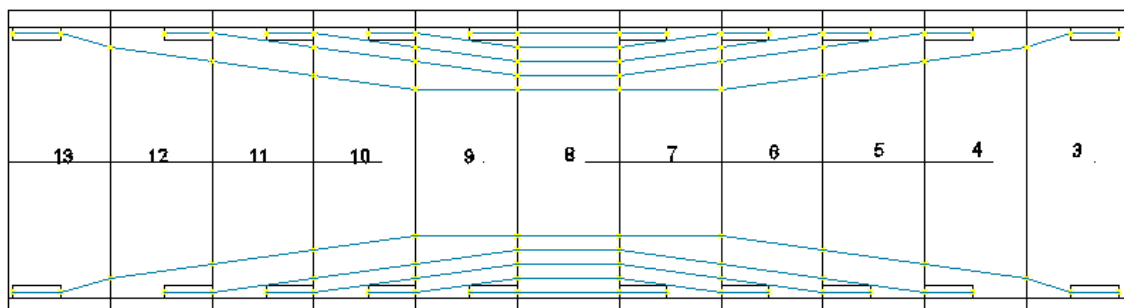


Ilustración 36. Disposición en planta de los tendones del pretensado inferior lateral [5]

En la siguiente imagen se puede observar la disposición de los tendones en alzado. Se trata del trazado azul.

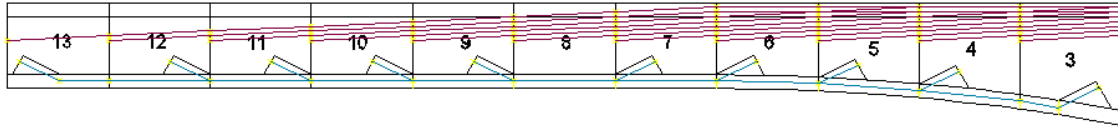


Ilustración 37. Disposición en alzado de los tendones del pretensado inferior lateral [5]

Se puede observar una vista en planta del pretensado inferior lateral de una de los voladizos

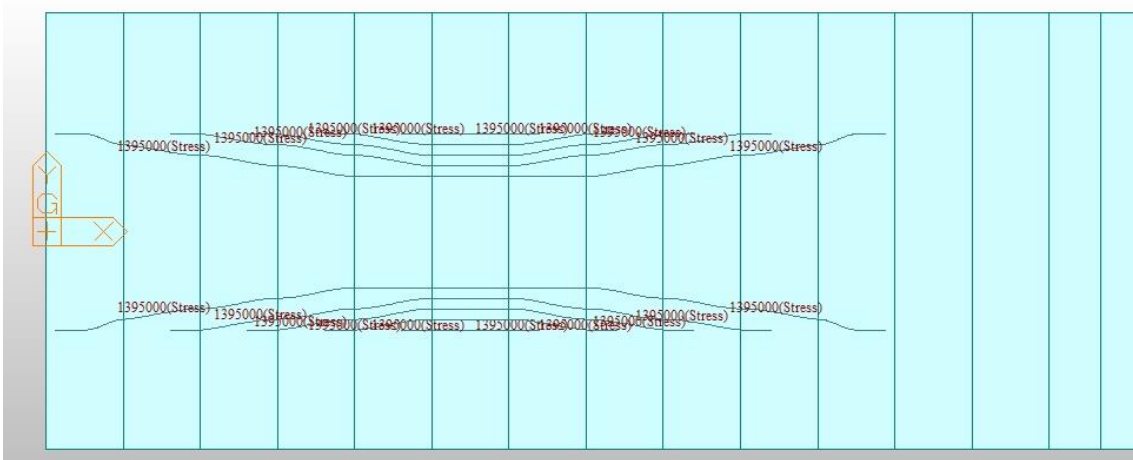


Ilustración 38. Midas Civil. Disposición en planta de los tendones del pretensado inferior lateral [5]

Y a continuación una vista en alzado del pretensado inferior lateral de uno de los voladizos.

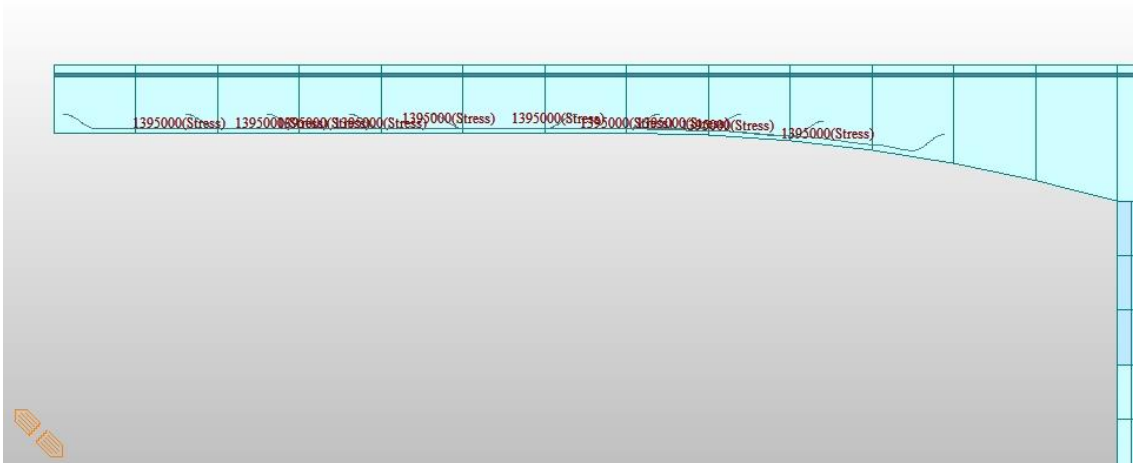


Ilustración 39. Midas Civil. Disposición en alzado de los tendones del pretensado inferior lateral [5]

3.5.1.3 PRETENSADO INFERIOR CENTRAL

Según el predimensionamiento, el pretensado inferior central que se obtiene es el siguiente:

Pretensado Inferior Central Predimensionamiento		
Dovela	Tendones	Ap(mm ²)
Clave	24T de 7 ϕ 0,6"	68400
13	22T de 7 ϕ 0,6"	62700
12	20T de 7 ϕ 0,6"	57000
11	18T de 7 ϕ 0,6"	51300
10	16T de 7 ϕ 0,6"	45600
9	14T de 7 ϕ 0,6"	39900
8	12T de 7 ϕ 0,6"	34200
7	10T de 7 ϕ 0,6"	28500
5	8T de 7 ϕ 0,6"	22800

Ilustración 40. Pretensado inferior central en el predimensionamiento [5]

Mientras que el pretensado inferior central definitivo es el siguiente:

Pretensado Inferior Central Definitivo	
Dovela	Tendones
Clave	24T de 22 ϕ 0,6"
13	22T de 22 ϕ 0,6"
12	20T de 22 ϕ 0,6"
11	18T de 22 ϕ 0,6"
10	16T de 22 ϕ 0,6"
9	14T de 22 ϕ 0,6"
8	12T de 22 ϕ 0,6"
7	10T de 22 ϕ 0,6"
5	8T de 22 ϕ 0,6"

Ilustración 41. Pretensado inferior central definitivo [5]

Las propiedades del tendón inferior central son las siguientes:

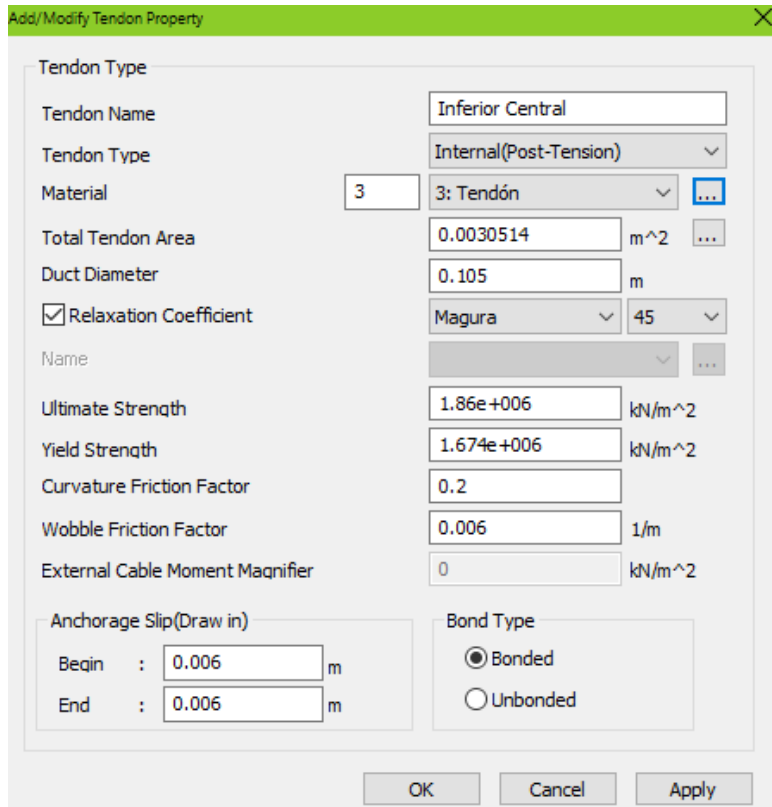


Ilustración 42. Midas Civil. Propiedades del tendón definitivo inferior central [Elaboración propia]

La disposición de los tendones del pretensado inferior central en la sección central es la siguiente:

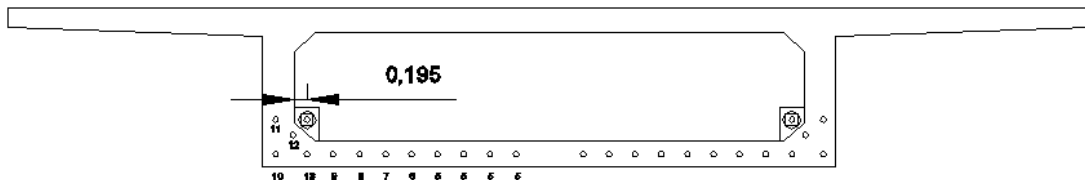


Ilustración 43. Disposición de los tendones del pretensado inferior central [5]

Se puede apreciar la planta del pretensado inferior central de la mitad del vano central.

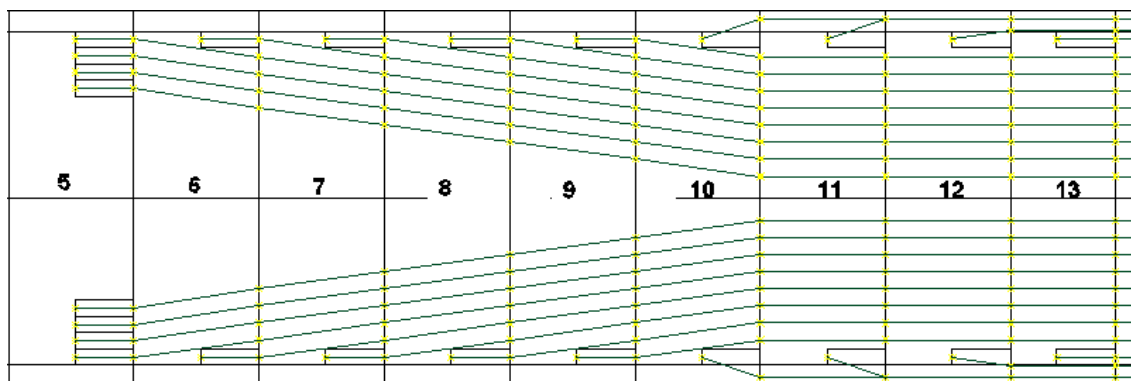


Ilustración 44. Disposición en planta de los tendones del pretensado inferior central [5]

Y un alzado de los mismos.

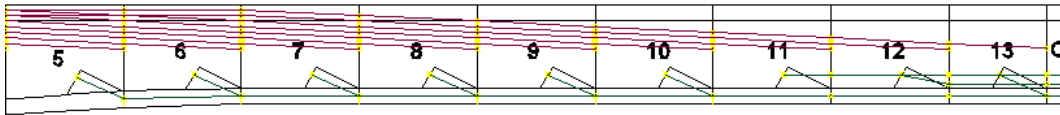


Ilustración 45. Disposición en alzado de los tendones del pretensado inferior central [5]

Finalmente, se presentan las vistas según el programa Midas Civil.

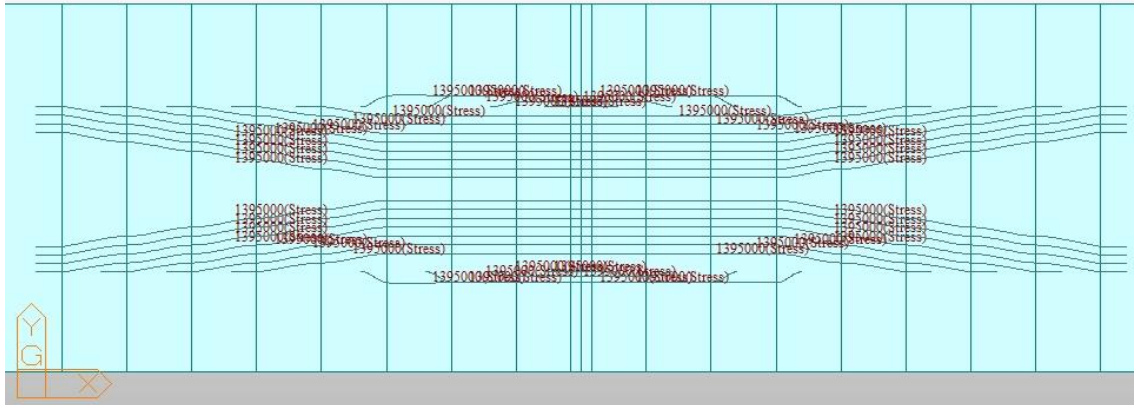


Ilustración 46. Midas Civil. Disposición en planta de los tendones del pretensado inferior central [5]

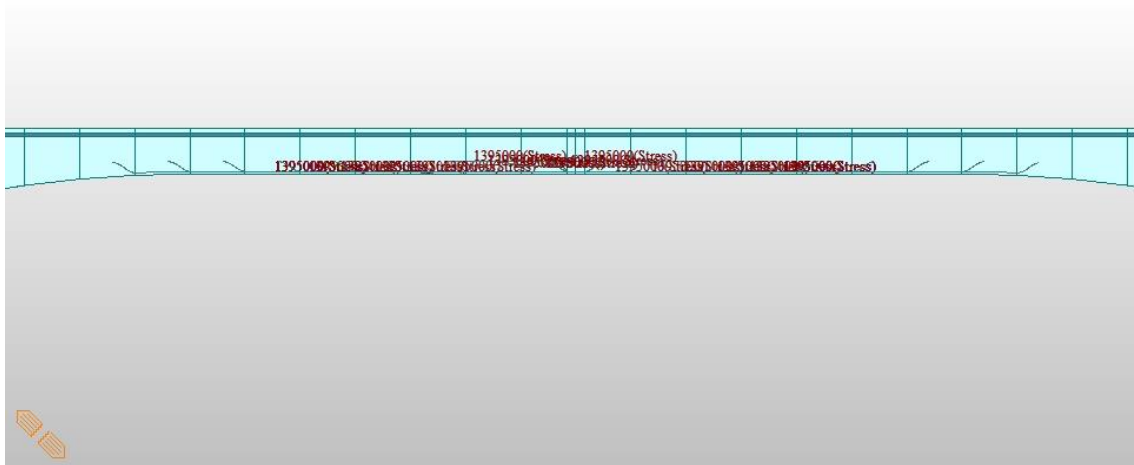


Ilustración 47. Midas Civil. Disposición en alzado de los tendones del pretensado inferior central [5]

3.5.2 CARGA DE VIENTO

La carga de viento tanto longitudinal como transversal y vertical se calculó conforme [2].

Para los cálculos de viento en las direcciones anteriormente mencionadas, es necesario el cálculo de la superficie de exposición.

Se presentarán los resultados para la Fase 14, con la que se trabajará en este proyecto. Posteriormente se indicará que para la combinación del Estado Límite Accidental no se incorpora el efecto del viento.

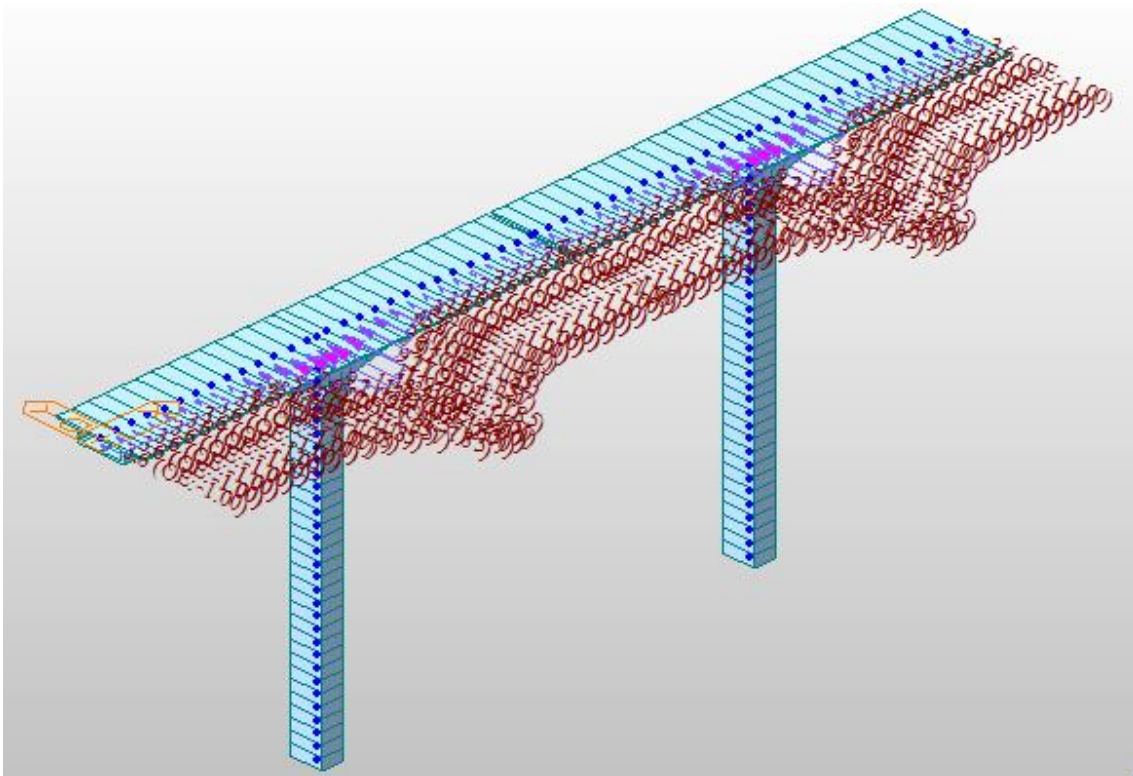


Ilustración 48. Midas Civil. Viento transversal en la Fase 14 [Elaboración propia]

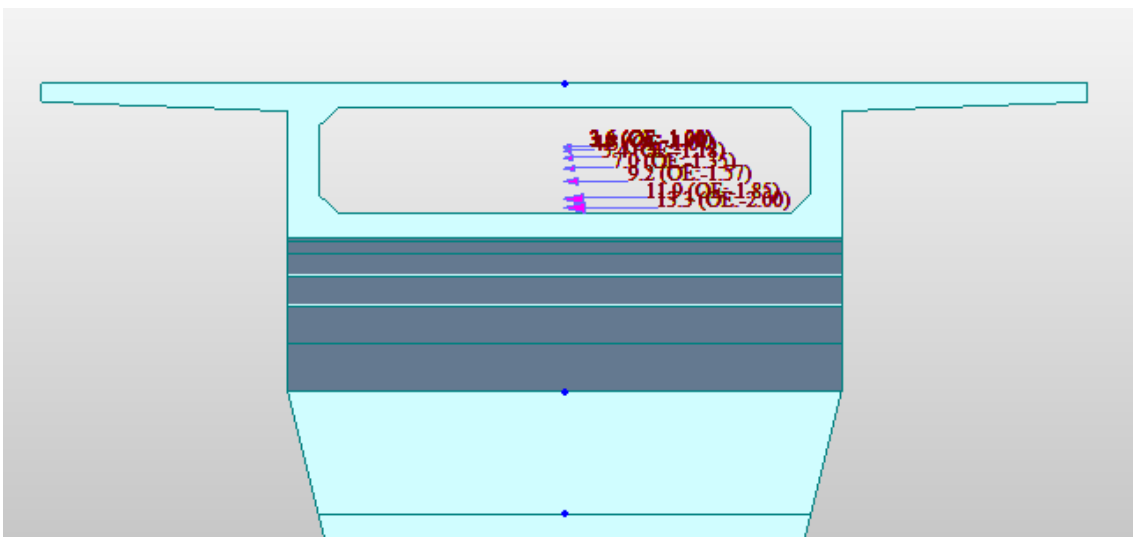


Ilustración 49. Midas Civil. Perfil del viento transversal en la Fase 14 [Elaboración propia]

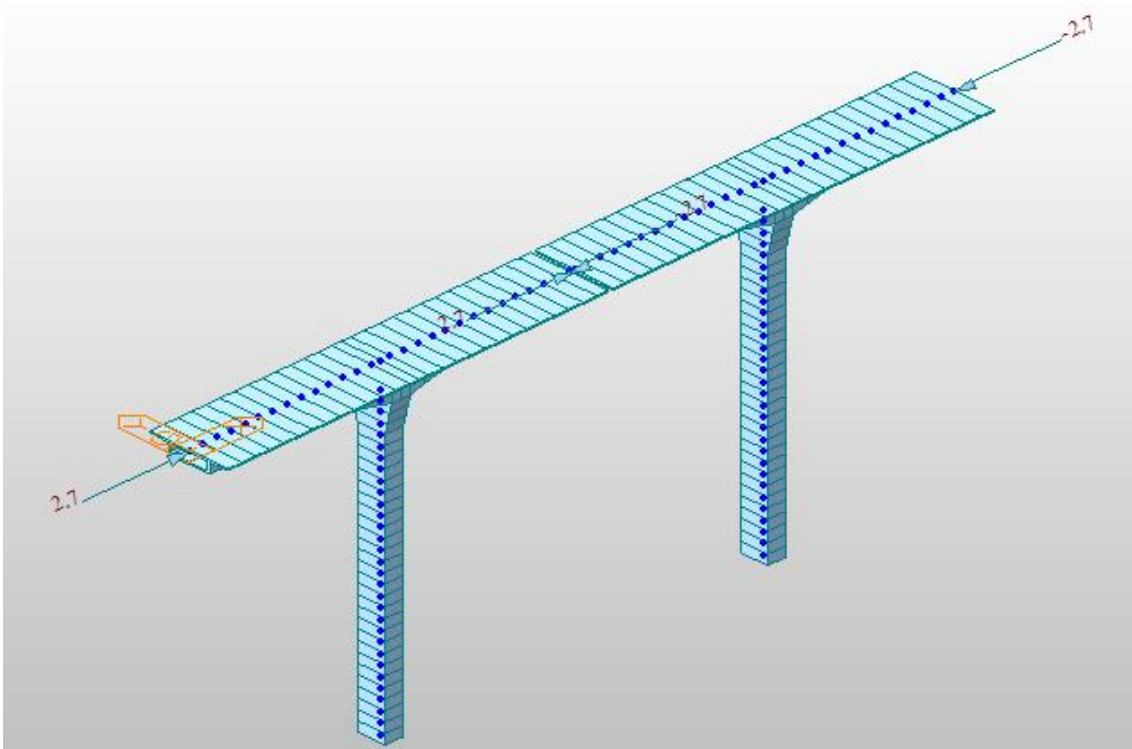


Ilustración 50. Midas Civil. Viento longitudinal en la Fase 14 [Elaboración propia]

Como se puede observar, el viento longitudinal incide de forma perpendicular en cada una de las caras de las dovelas expuestas.

El viento longitudinal y transversal se activó en la Fase 1 y no se desactiva hasta que comienza el servicio.

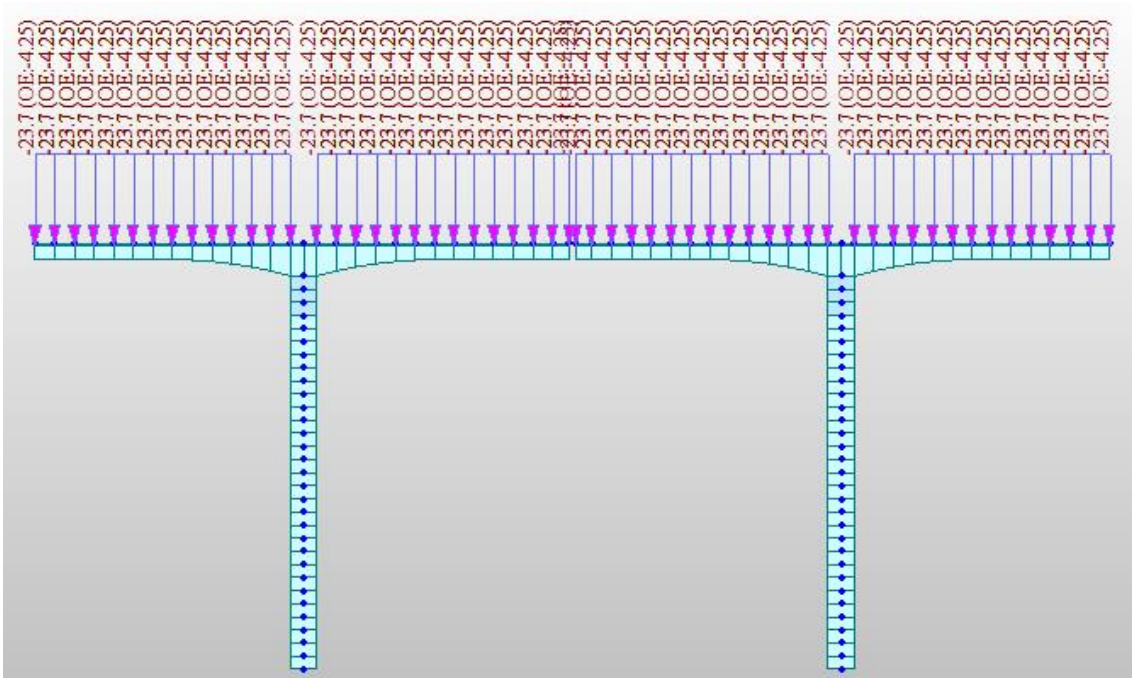


Ilustración 51. Midas Civil. Viento vertical en la Fase 14 [Elaboración propia]

3.5.3 CARGA DEL CARRETÓN

El carretón es la estructura metálica en forma de pórtico que se ancla a las dovelas que se encuentran fijas y cuya función es la de colocar las siguientes dovelas.

El carretón tiene una longitud de 18 m y genera una carga de 35 kN/m. Dentro de esta carga se incorpora la carga del peso de las dovelas que soporta el carretón. El peso de una dovela es de 400 kN.

Esta carga se aplica sobre la última dovela colocada con una excentricidad de 1.5 m, que es la mitad de la longitud de la dovela, induciendo un momento de 600 kN·m.

La carga repartida de los carretones es:

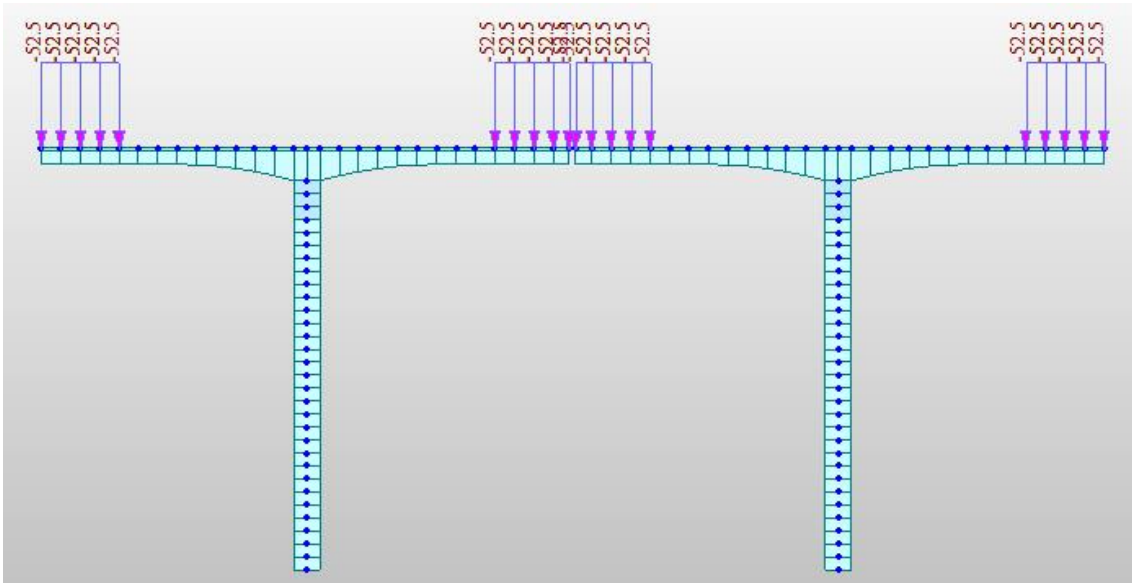


Ilustración 52. Midas Civil. Cargas carretones Fase 14 [Elaboración propia]

Y las cargas puntuales de las dovelas suspendidas.

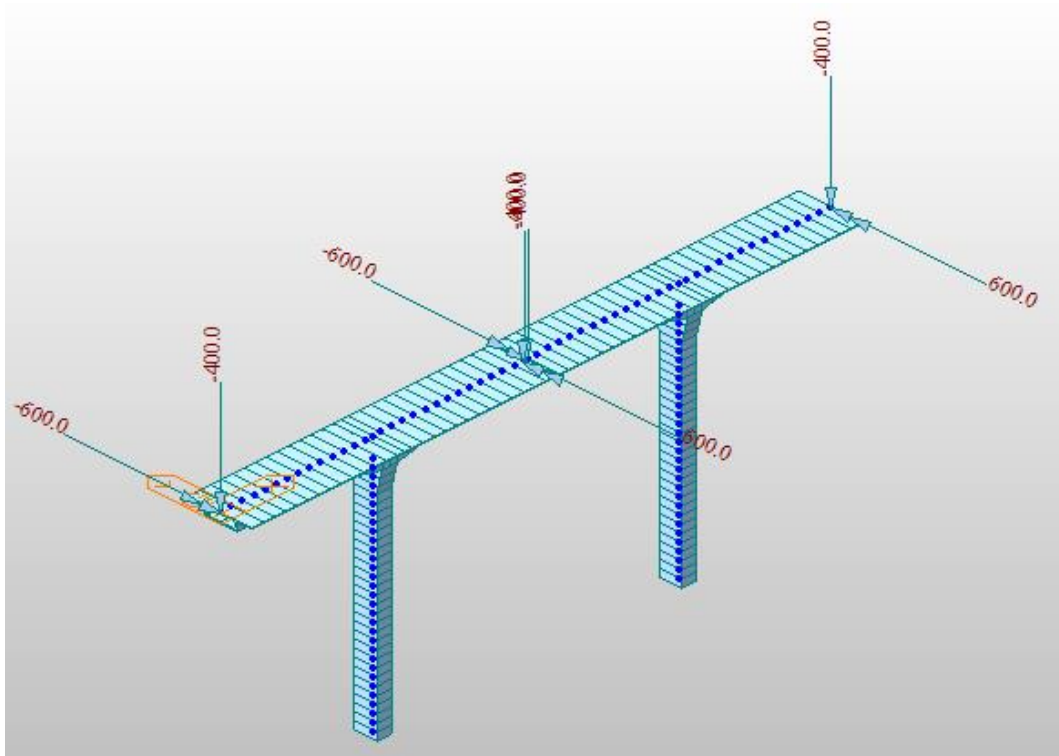


Ilustración 53. Midas Civil. Carga de las dovelas suspendidas del carretón Fase 14 [Elaboración propia]

3.5.4 CARGA DE CARRO DE AVANCE

El carro de avance es el que se encarga de hormigonar la clave. Dispone de encofrados para llevar a cabo dicha acción.

La carga del carro de avance se aplicará en el extremo del voladizo interior correspondiente a la pila 1.

El carro de avance induce una carga de 800 kN y un momento de 2000 kN ·m.

El peso del hormigón fresco se considera aparte.

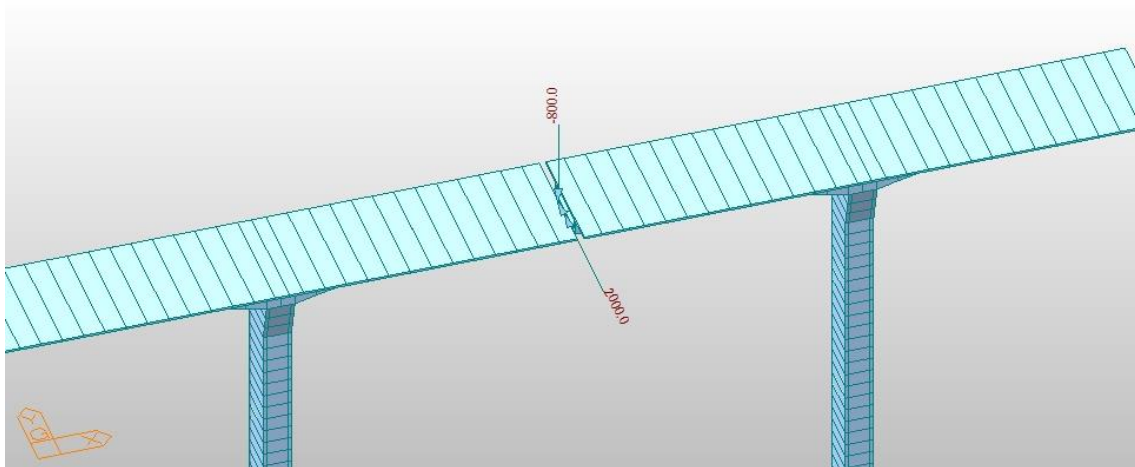


Ilustración 54. Midas Civil. Carga de carro de avance [5]

3.5.5 CARGA DEL PESO DEL HORMIGÓN FRESCO

El peso del hormigón fresco se traduce como una carga vertical de 302.26 kN y un momento de 151.13 kN·m.

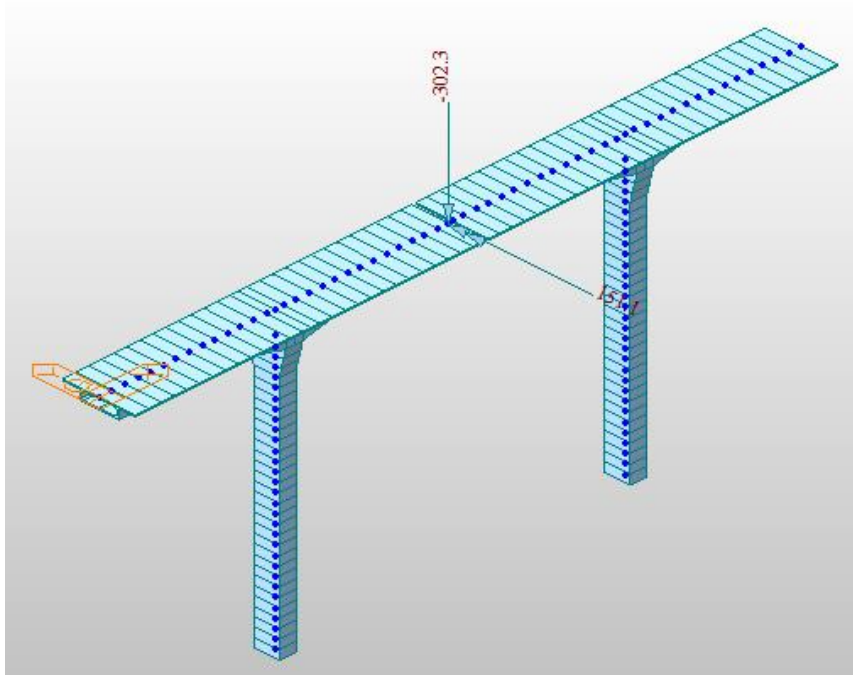


Ilustración 55. Midas Civil. Carga del peso del hormigón fresco Fase 16 [Elaboración propia]

3.5.6 SOBRECARGA DE USO EN CONSTRUCCIÓN

La sobrecarga de uso en construcción se debe a camiones que puedan estar situados en el tablero, personal, grúas...

Se considera un valor de 28 kN/m.

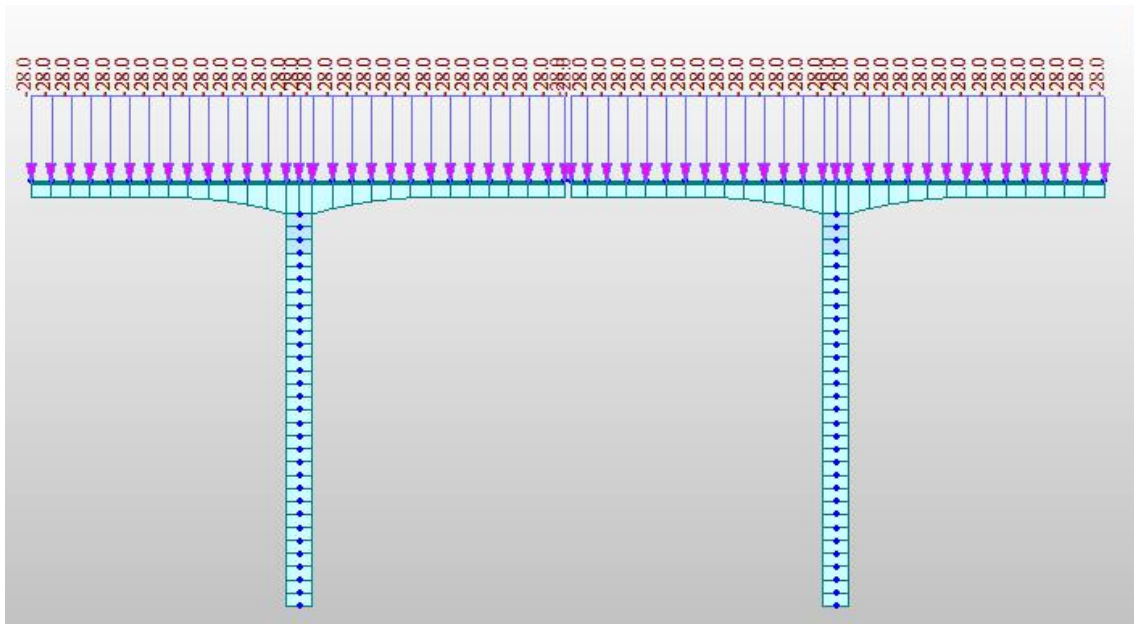


Ilustración 56. Midas Civil. Sobrecarga de uso Fase 14 [Elaboración propia]

3.5.7 CARGAS MUERTAS

Como se indicó con anterioridad, las cargas muertas se corresponden con la carga de la barandilla y la capa de rodadura. Esta carga se activa en la Fase 18, en la etapa de servicio.

El valor de la carga es de 43.46 kN/m.

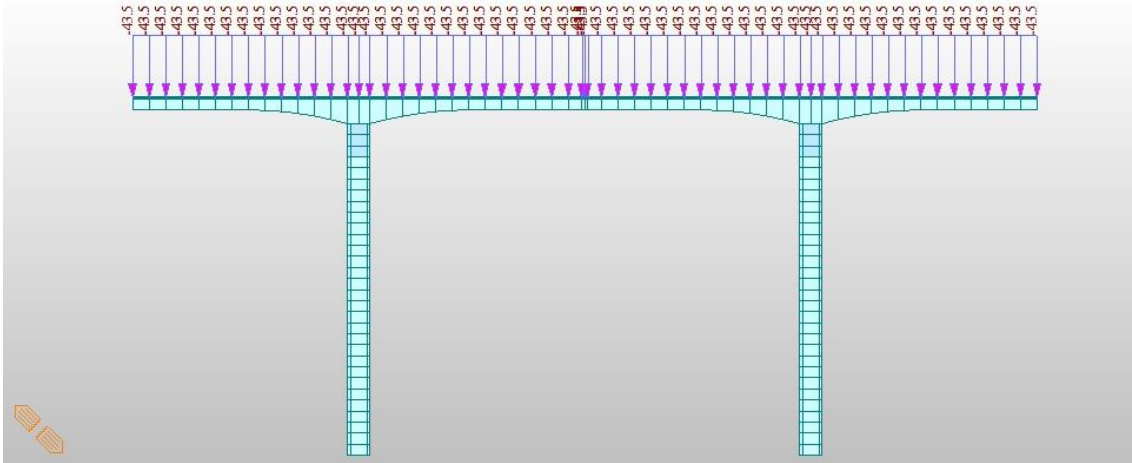


Ilustración 57. Midas Civil. Cargas muertas Fase 18 [5]

3.5.8 SOBRECARGA DE USO EN SERVICIO. MOVING LOADS

Se corresponde con las cargas de tráfico rodado cuando la estructura está en servicio.

Se definen los carriles virtuales según [2].

Se definen 5 carriles virtuales de 3 m, un área remanente de 0.8 m y las barandillas de 0.6 m cada una.

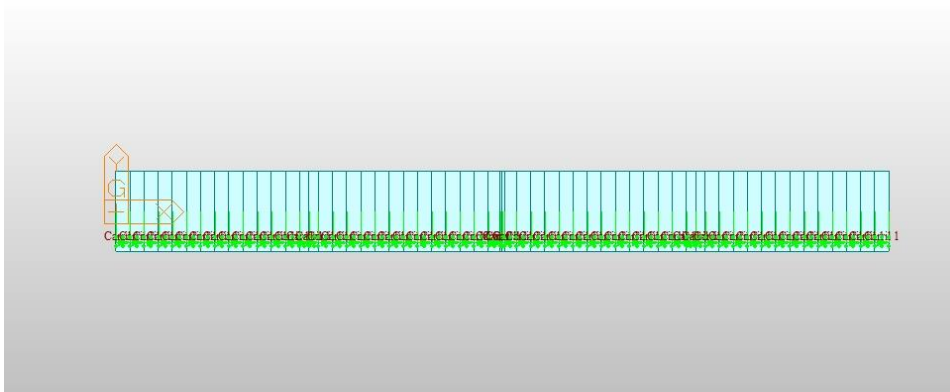


Ilustración 58. Midas Civil. Carril virtual 1 [5]

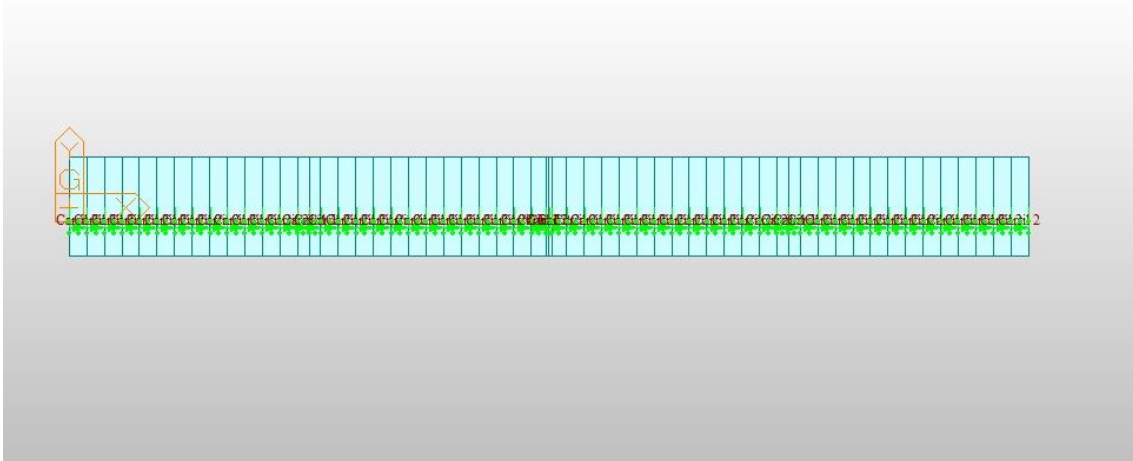


Ilustración 59. Midas Civil. Carril virtual 2 [5]

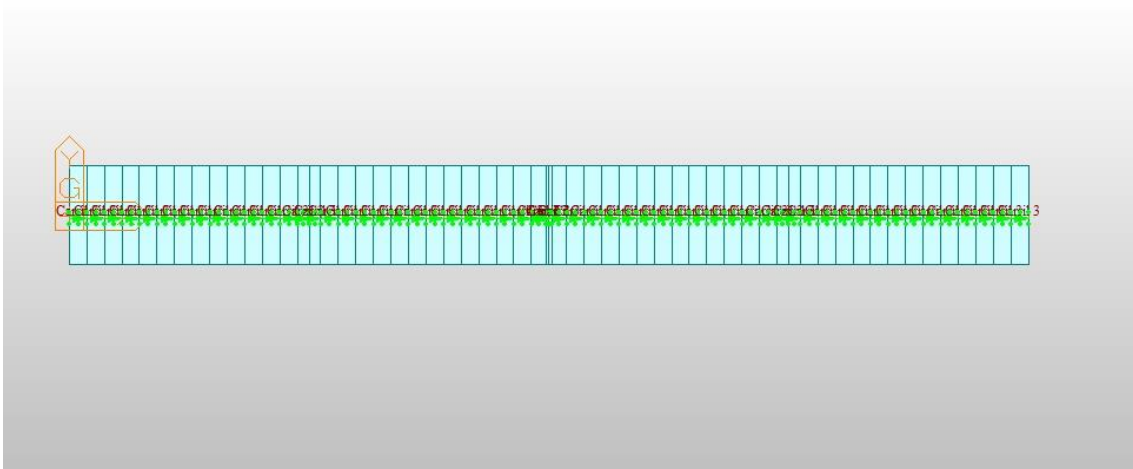


Ilustración 60. Midas Civil. Carril virtual 3 [5]

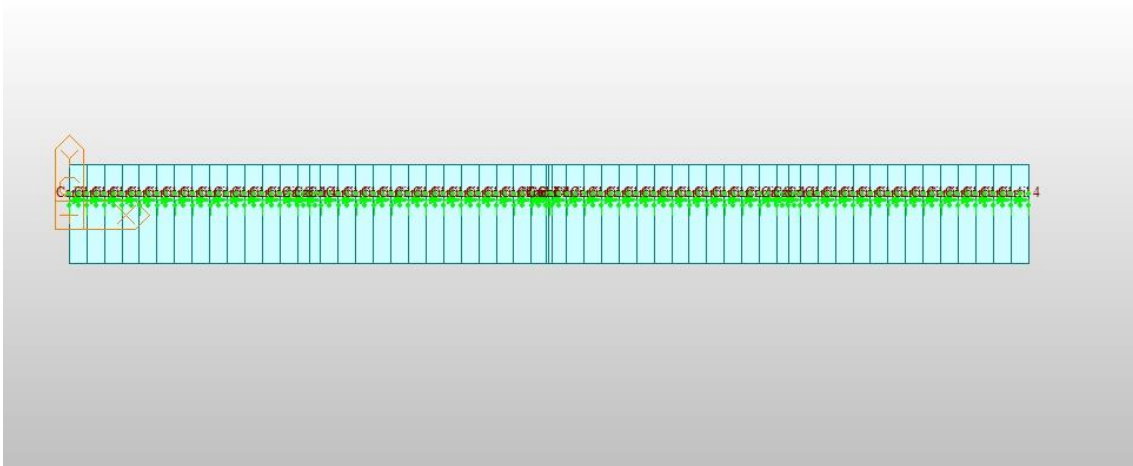


Ilustración 61. Midas Civil. Carril virtual 4 [5]

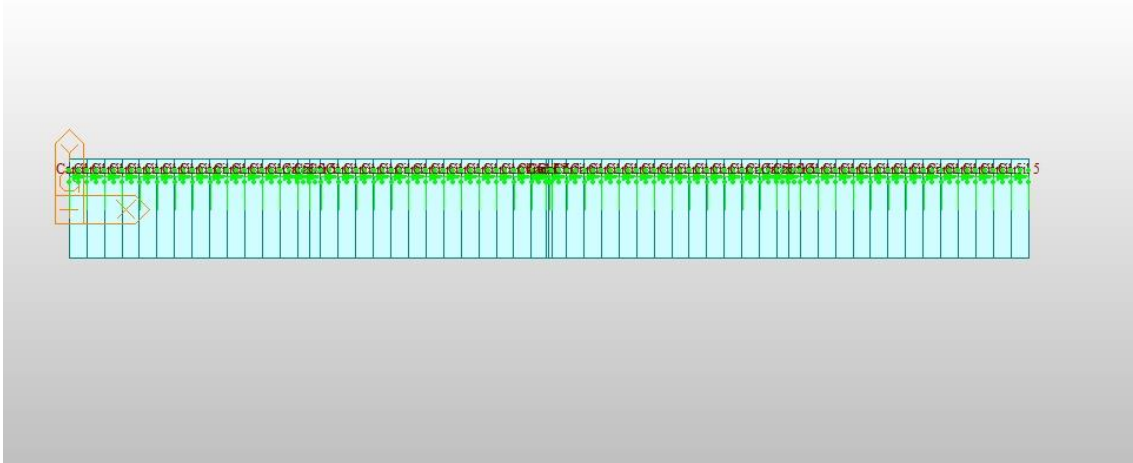


Ilustración 62. Midas Civil. Carril virtual 5 [5]

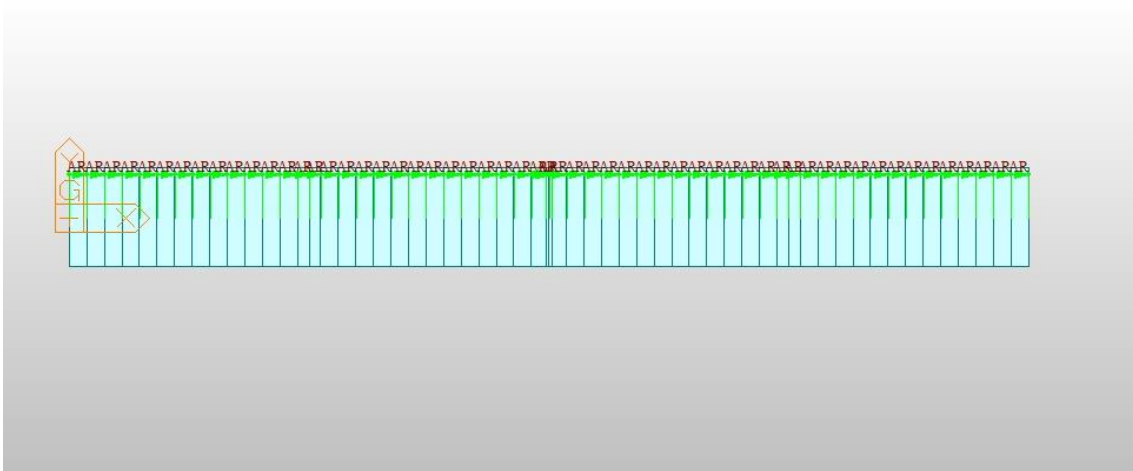


Ilustración 63. Midas Civil. Área remanente [5]

4 MODELO INCORPORANDO LA ACCIÓN SÍSMICA

4.1 INTRODUCCIÓN

Hasta el momento se ha realizado un repaso del modelo que se había realizado en el Trabajo de Fin de Grado, modelo en el que se basa este trabajo, que se verá completado, como se ha comentado anteriormente, con un análisis sísmico.

En el siguiente apartado se explicará el procedimiento seguido para incorporar la acción sísmica al modelo de cálculo.

En primer lugar, se realizará un repaso por la NCSP-07, que marcará una guía para conseguir los espectros de diseño, además de indicar particularidades del sismo para la construcción (momento de la obra en la que analizaremos el efecto del sismo).

En segundo lugar, se irán destacando los valores de los parámetros que se han ido considerando para determinar los espectros de diseño con ayuda de una Hoja Excel.

En tercer lugar, se describirá el procedimiento que se ha seguido para incorporar la acción sísmica en el programa de cálculo Midas Civil.

4.2 RESUMEN DE LA NCSP-07 [1]

La Normativa Sismorresistente de Puentes (NSCP-07) se estructura de la siguiente manera:

- Capítulo 2. Establece los requisitos fundamentales que deben cumplir los puentes bajo la acción del sismo.
- Capítulo 3. Explica la caracterización de la acción sísmica.
- Capítulo 4. Se describen los distintos métodos de cálculo para evaluar los efectos de la acción sísmica en los puentes, especificándose las condiciones de aplicación de cada uno de ellos.

Estos son los capítulos que interesan para la caracterización de la acción sísmica para el Análisis Modal-Espectral que se va a realizar en este trabajo.

De la NCSP-07 se recogerán los apartados e indicaciones que interesen.

4.2.1 NCSP-07: CAPÍTULO 2

En el apartado 2.1 de la NCSP-07 existe un párrafo muy interesante para este trabajo.

Los criterios recogidos en la NSCP-07 tienen como objetivo conseguir que los puentes situados en la zona sísmica cumplan los siguientes requisitos:

- Ausencia de colapso para el sismo último de cálculo.
- Limitación del daño para el sismo frecuente de cálculo.

En el primer requisito existe una salvedad que resultará de aplicación en este trabajo, que indica lo siguiente:

“En los puentes cuyo procedimiento constructivo suponga cambios significativos del esquema estructural respecto del correspondiente a la situación de servicio, o cuando el período de construcción sea superior a un año, el requisito de ausencia de colapso debe

cumplirse bajo la acción de un sismo de construcción, definido en el apartado 2.2.5, para las situaciones constructivas que se consideren críticas.” [1]

Este párrafo es de aplicación en el caso de la construcción de puentes por voladizos sucesivos, debido a que en fase de construcción los tramos de construcción del puente funcionan como pares de voladizos independientes, mientras que, en servicio, el puente representa un sistema estructural en el que se reparten los esfuerzos entre todos los vanos del tablero y las dos pilas.

Por tanto, para la definición de la acción sísmica se aplicarán los requisitos para la definición del Sismo de Construcción, que estará aplicado en la etapa constructiva más desfavorable, que, como se verá más adelante, será aquella en la que los tramos de voladizo sean mayores.

Se define el Sismo Básico como aquel que tiene una baja probabilidad de ocurrencia, correspondiente a un período de retorno de 500 años.

Por otro lado, para el Sismo de Construcción se debe considerar un período de retorno superior a cinco veces la duración de la etapa constructiva.

Para determinar el factor de importancia que se indica en la tabla 2.1 de la NCSP-07, se considerará un factor de importancia especial. A pesar de que en el apartado 2.3 indica que durante la etapa constructiva el factor de importancia tomará un valor de 1, se considerará un factor de importancia especial debido a las siguientes razones:

- Los puentes que salvan obstáculos como ríos, vaguadas o gargantas pronunciadas suelen ser estructuras de importancia especial debido a que suele coincidir, por la topografía del terreno, que son puntos de conexión o acceso a núcleos de población que no tienen mucha comunicación por las condiciones topográficas. En el caso de ocurrir el fallo del puente debido al sismo, dichos núcleos de población quedarían incomunicados con respecto a los servicios primarios, como pueden ser los servicios sanitarios.
- Por otro lado, se considera un factor de importancia especial debido a que la etapa de construcción dura muy poco en el modelo de cálculo, se pretende aumentar la magnitud del Sismo de Construcción.

TABLA 2.1.
Factor de importancia

Importancia del puente	γ_i
Normal	1,0
Especial	1,3

Ilustración 64. NCSP-07. Tabla de factor de importancia [1]

La situación de sismo es accidental. Por tanto, las situaciones de cálculo en las que aparece involucrada esta acción son situaciones accidentales. La acción sísmica no se

combinará ni con la acción del viento ni con la acción de la nieve. Por tanto, se realizarán dos modelos:

- Modelo con sismo. En el que se eliminará el efecto del viento y para el que se aplicará la combinación de Estado Límite Accidental.
- Modelo sin sismo. Este es el modelo base del que se parte. Se realizarán las comparativas entre el Modelo con sismo y el Modelo sin sismo que se explicarán en el apartado de comparativas.

Para la definición de la combinación de acciones en situación sísmica se hará de acuerdo a la Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP-11), en el apartado 6.3.1.3:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + A_{Ed} \quad [2]$$

Siendo:

$G_{k,j} \rightarrow$ Valor representativo de cada acción permanente.

$G_{k,m}^* \rightarrow$ Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \rightarrow$ Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso.

$A_{Ed} \rightarrow$ Valor de cálculo de la acción sísmica.

- **Acción permanente** \rightarrow La acción del Peso Propio.
- **Acción permanente de valor no constante** \rightarrow Acción del pretensado y las acciones reológicas.
- **Valor casi-permanente** \rightarrow Sobrecarga de uso de construcción.

Los coeficientes que parciales que multiplican a las acciones en situación accidental son igual a la unidad.

Se puede observar que para la comprobación del Estado Límite Accidental no se combina con el viento.

Por tanto, la combinación de sismo para la construcción es la siguiente, denominada EL Accidental:

$$DL + Tendon\ 1^o + Tendon\ 2^o + Sismo + Creep\ 1^o + Shrinkage\ 1^o + Sobrecarga$$

Donde:

- **DL** \rightarrow Peso Propio.
- **Tendon 1º** \rightarrow Efectos primarios del pretensado.
- **Tendon 2º** \rightarrow Efectos secundarios del pretensado.
- **Sismo** \rightarrow Efectos del sismo.
- **Creep 1º** \rightarrow Efectos primarios de la fluencia.
- **Shrinkage 1º** \rightarrow Efectos primarios de la retracción.
- **Sobrecarga** \rightarrow Se corresponde a la sobrecarga de construcción.

En el apartado 2.5 de la NCSP-07 se indica que, bajo el Sismo de Construcción, el comportamiento podrá ser dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico.

En este trabajo, se desea un comportamiento esencialmente elástico del puente, debido a que se pretende que los elementos se encuentren en plena disposición para su uso en servicio.

4.2.2 NCSP-07: CAPÍTULO 3

En la caracterización del terreno en el apartado 3.2. se definen distintos de terreno:

- **Terreno tipo I** → Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750 \text{ m/s}$.
- **Terreno tipo II** → Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$.
- **Terreno tipo III** → Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.
- **Terreno tipo IV** → Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200 \text{ m/s}$.

A cada uno de estos terrenos se le asigna un valor de coeficiente del terreno (C):

TABLA 3.1.
Coeficientes del terreno

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Ilustración 65. NCSP-07. Tabla de coeficiente del terreno [1]

Este coeficiente participa en la definición del espectro elástico de respuesta.

La caracterización del movimiento sísmico será en general mediante su espectro sísmico de respuesta elástica. La máxima aceleración sísmica del terreno se utilizará como referencia para formar el espectro.

Como se verá, se debe definir la aceleración sísmica horizontal de cálculo, con la que se podrá establecer el espectro de respuesta para los siguientes casos: Sismo Último de Cálculo, Sismo Frecuente de Cálculo y el Sismo de Construcción. Como se ha indicado con anterioridad, el interesante para este trabajo es el Sismo de Cálculo.

La acción sísmica horizontal se describe mediante dos componentes:

- **Componente longitudinal.**
- **Componente transversal.**

Estas componentes se consideran independientes y se representan mediante el mismo espectro de respuesta.

Existe una tercera componente, la **componente vertical**, cuyo espectro se puede obtener simplificadamente del espectro horizontal.

Con posterioridad se establecerán los criterios para considerar la actuación conjunta de las componentes del sismo en las distintas direcciones.

Se define la aceleración sísmica horizontal de cálculo de la siguiente manera:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

a_b → Es la aceleración sísmica básica, que representa el valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno correspondiente a un período de retorno de 500 años. En la NCSE-02 se puede encontrar un mapa sísmico en la figura 3.1 o un listado por términos municipales en el Anejo 1, para poder determinar dicha aceleración.

ρ → Es el coeficiente adimensional de riesgo, obtenido como el producto de:

$$\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$$

γ_I → Factor de importancia, en función de la importancia del puente.

γ_{II} → Factor modificador para poder considerar un período de retorno diferente a 500 años, como es el caso del Sismo de Construcción.

$$\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500} \right)^{0,4}$$

P_R → Período de retorno diferente al de 500 años.

S → Coeficiente de amplificación del terreno. Puede tomar algunos de los siguientes valores dependiendo de la aceleración sísmica horizontal correspondiente a un período de retorno diferente a 500 años.

<p>— Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1 g$</p> $S = \frac{C}{1,25}$
<p>— Para $0,1 g < \rho \cdot a_b < 0,4 g$</p> $S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$
<p>— Para $0,4 g \leq \rho \cdot a_b$</p> $S = 1,0$

Ilustración 66. NCSP-07. Coeficiente de amplificación del terreno [1]

Una vez determinados todos los parámetros necesarios para definir los espectros, se procede a explicar la definición del espectro de respuesta de aceleraciones $S_a(T)$.

El espectro de respuesta elástica representa la respuesta de una estructura de un grado de libertad cuando en su base se aplica un movimiento sísmico definido por una

aceleración determinada. La respuesta dependerá del movimiento sísmico, del período propio y del amortiguamiento de la estructura.

El espectro de respuesta elástica para las componentes horizontales de la acción sísmica se define de la siguiente forma:

$0 \leq T \leq T_A:$	$S_a(T) = \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5 \nu - 1) \right] a_c$
$T_A \leq T \leq T_B:$	$S_a(T) = 2,5 \nu a_c$
$T_B \leq T \leq T_C:$	$S_a(T) = 2,5 \nu \frac{T_B}{T} a_c$
$T_C \leq T:$	$S_a(T) = 2,5 \nu \frac{T_B T_C}{T^2} a_c$

Ilustración 67. NCSP-07. Espectro de respuesta elástica horizontal [1]

Siendo:

$a_c \rightarrow$ Es la aceleración sísmica de cálculo.

$\nu \rightarrow$ Es el factor corrector que depende del amortiguamiento equivalente de la estructura.

$$\nu = \left(\frac{5}{\zeta} \right)^{0.4} \geq 0.55$$

$\zeta \rightarrow$ Es el índice de amortiguamiento (%).

TABLA 4.2.

Valores recomendados para el índice de amortiguamiento ζ (en porcentaje)

Tipo de estructura	Bajo la acción del sismo frecuente de cálculo	Bajo la acción del sismo último de cálculo
Puentes de acero Puentes de hormigón pretensado Puentes mixtos	2	4
Puentes de hormigón armado	3	5

Ilustración 68. NCSP-07. Tabla de valores de amortiguamiento [1]

$T_A, T_B, T_C \rightarrow$ Son los valores del período que delimitan el espectro. Estos valores dependerán del tipo de sismo de cálculo y el tipo de terreno de cimentación del puente.

TABLA 3.2.
Valores del periodo que delimitan el espectro (en segundos)

Sismo último de cálculo	Sismo frecuente de cálculo Sismo de construcción
$T_A = K C / 10$ $T_B = K C / 2,5$ $T_C = K (2 + C)$	$T_A = K C / 20$ $T_B = K C / 5$ $T_C = K (1 + 0,5 C)$

Ilustración 69. NCSP-07. Tabla de los valores que delimitan el espectro [1]

K → Coeficiente de contribución. Se puede obtener de la figura 3.1 o del Anejo 1.

C → Coeficiente del terreno.

En cuanto a la componente vertical, a falta de estudios con más detalle, el espectro que corresponde a la componente vertical se podrá obtener de forma simplificada a partir del espectro horizontal multiplicado por un factor igual a 0.7.

Se puede decir que los movimientos verticales máximos durante la vibración sísmica suelen ser menores que los horizontales. La proporción entre los movimientos verticales máximos y los horizontales máximos depende del tipo de movimiento que se da en la falla que produce el terremoto, la distancia entre la fuente sísmica y el punto de observación. Por ello, se acepta un valor de 70%, a falta de estudios más detallados.

4.2.3 NCSP-07: CAPÍTULO 4

En el presente trabajo sólo se aplicará el **cálculo modal espectral** para la obtención de los efectos del sismo sobre el puente.

El **cálculo modal espectral** es un método de cálculo para la evaluación de dichos efectos. El método consiste en un cálculo elástico de las respuestas dinámicas máximas para todos los modos significativos de la estructura, usando las ordenadas del espectro de respuesta como y combinando estadísticamente las contribuciones modales. Este cálculo se debe hacer para todos los casos.

Para poder aplicar el método de **cálculo modal espectral**, la acción sísmica se representará mediante los espectros de respuesta elástica.

El cálculo del puede se puede efectuar considerando separadamente las componentes longitudinales, transversales y verticales de la acción sísmica.

Los efectos correspondientes a cada componente se combinarán como se verá posteriormente.

Resulta menester indicar un comentario acerca del factor de comportamiento. El factor de comportamiento es un índice de la ductilidad de la estructura. Como en este trabajo se evaluarán los efectos del Sismo de Construcción y este viene definido por espectros elásticos, no cabe de hablar de ductilidad, puesto que se desea que el puente en

construcción tenga un comportamiento elástico y no se vea afectado por el sismo. Por tanto, el factor de comportamiento “q” toma el valor de la unidad.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

Mediante un cálculo elástico se determinará la respuesta dinámica máxima de la estructura para todos los modos de vibración significativos.

La respuesta global de la estructura se obtendrá mediante una combinación estadística de las contribuciones modales máximas.

Se deberán considerar en el cálculo todos aquellos modos cuya contribución a la respuesta estructural sea significativa. Esto se cumple si la suma de las masas modales movilizadas correspondientes a los modos considerados, alcanza al menos el 90% de la masa total M.

Una vez realizados los cálculos modales se procede a la combinación de las respuestas modales. El valor máximo “E” del efecto de la acción sísmica (esfuerzos, desplazamientos...), se obtendrá de forma general mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales “E_i”.

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

Este valor “E” se considerará actuando en ambos sentidos.

En cuanto a la combinación de las componentes de la acción sísmica, el valor máximo del efecto de las acciones “E” debido a la actuación simultánea de la acción sísmica en las direcciones horizontales (longitudinal y transversal) y en la dirección vertical, puede estimarse a partir de los efectos máximos “E_x”, “E_y” y “E_z”, debidos a las componentes independientes de la acción sísmica según cada eje de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

De forma alternativa, se puede usar como acción sísmica de proyecto A_{Ed} la peor de las siguientes combinaciones:

$A_{Ex} \cup 0,30 A_{Ey} \cup 0,30 A_{Ez}$
$0,30 A_{Ex} \cup A_{Ey} \cup 0,30 A_{Ez}$
$0,30 A_{Ex} \cup 0,30 A_{Ey} \cup A_{Ez}$

Ilustración 70. NCSP-07. Combinación de las componentes de la acción sísmica [1]

Donde A_x, A_y, A_z son las acciones en las tres direcciones.

4.3 DATOS DEL SISMO DE APLICACIÓN

En este apartado se presentarán los datos y los valores de los parámetros que son necesarios para definir el sismo que se aplicará al modelo. Como se indicó con anterioridad, será el Sismo de Construcción.

Como el modelo del puente es un modelo ficticio, se puede escoger el emplazamiento que se desee. En este caso, interesa situar el puente en una zona sísmica importante para que se puedan apreciar de forma notable las diferencias entre la situación con sismo en la construcción y la situación sin sismo.

En este trabajo se ha escogido el municipio de **Padul (Granada)**, debido a que se encuentra en un punto de alta sismicidad, en concreto, según el Anejo 1 de la NCSP-07, con un valor de la aceleración sísmica básica horizontal del emplazamiento de valor:

$$a_b = 0.24 g$$

Siendo “g” la aceleración de la gravedad.

Municipio	a_b/g	K
Padul	0,24	(1,0)

Ilustración 71. NCSP-07. Anejo 1 [1]

Se puede apreciar en la siguiente imagen una vista satélite del municipio:

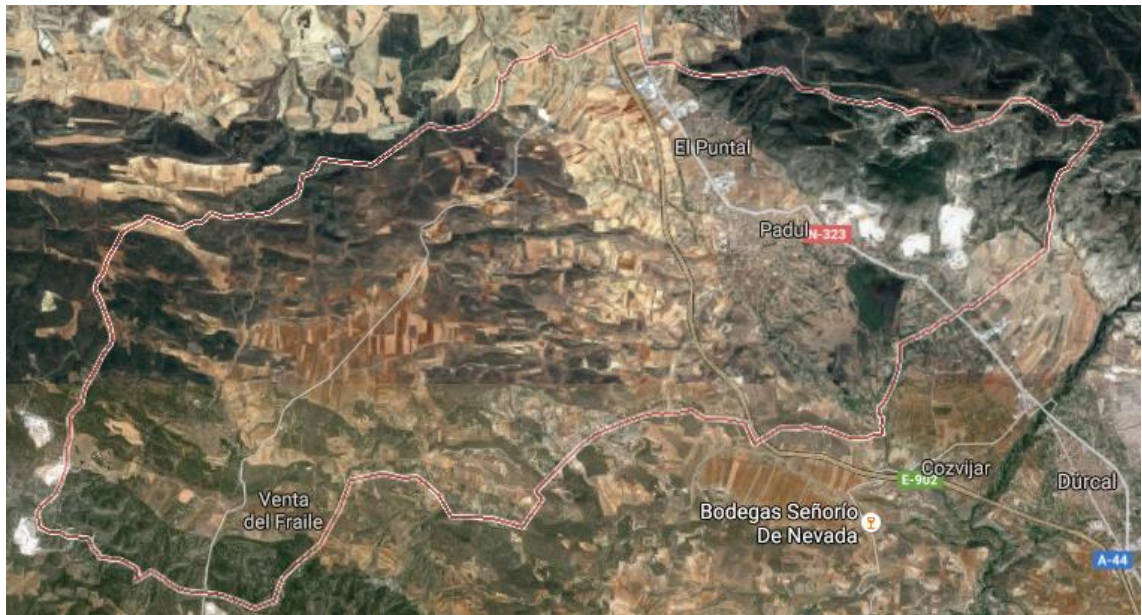


Ilustración 72. Google Maps. Imagen satélite del municipio de Padul [3]

A continuación, se presentarán los valores de los parámetros que caracterizan el sismo:

- **Caracterización del terreno.** Se escoge un terreno tipo III, que se corresponde con un suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de

consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.

CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO											
Terreno tipo III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$										
<p>TABLA 3.1. Coeficientes del terreno</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>C</td> <td>1.6</td> </tr> </table>		C	1.6								
C	1.6										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de terreno</th> <th>Coeficiente C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>1,3</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>1,6</td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td>2,0</td> </tr> </tbody> </table>		Tipo de terreno	Coeficiente C	I	1,0	II	1,3	III	1,6	IV	2,0
Tipo de terreno	Coeficiente C										
I	1,0										
II	1,3										
III	1,6										
IV	2,0										

Ilustración 73. Coeficiente del terreno *[Elaboración propia]*

- Coeficiente adimensional de riesgo.** Es el resultado del producto del factor de importancia por el factor modificador para considerar un período de retorno diferente a 500 años. Anteriormente se justificó el hecho de que el puente se considerara de importancia especial. En cuanto al factor modificador, se decide ver la equivalencia en años de la duración de la fase de construcción y multiplicarlo por 100. La justificación es porque se entiende que la etapa constructiva real puede durar más tiempo. Con ello, se decide finalmente adoptar un período de 10 años. Con este período de retorno, se puede calcular el factor modificador:

ACELERACIÓN SÍSMICA HORIZONTAL DE CÁLCULO														
$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$														
a_b	2.3544	m/s ²												
ρ	0.27186628													
S	1.28													
a_c	0.81930493	m/s ²												
a_b	Aceleración sísmica básica (NCSE-02). Valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un Tr=500 años. Valores en la figura 3.1 y en el Anejo 1.													
ρ	Coeficiente adimensional de riesgo: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$													
γ_I	Factor de importancia. Ap 2.3 (NCSP-07)													
	<p>TABLA 2.1. Factor de importancia</p> <table border="1"> <tr> <td>Importancia del puente</td> <td>γ_I</td> </tr> <tr> <td>Normal</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Especial</td> <td>1,3</td> </tr> </table>		Importancia del puente	γ_I	Normal	1,0	Especial	1,3						
Importancia del puente	γ_I													
Normal	1,0													
Especial	1,3													
γ_{II}	Factor modificador para considerar un Tr distinto a 500 años.													
	$\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500} \right)^{0.4}$ <table border="1"> <tr> <td>Duración aprox fases constructivas</td> <td>29</td> <td>días totales</td> </tr> <tr> <td></td> <td>21</td> <td>días laborables</td> </tr> </table> $P_R = 100 \cdot 29 \text{ días} \cdot \frac{1 \text{ año}}{365 \text{ días}} = 7,945 \text{ años}$ <table border="1"> <tr> <td>P_R</td> <td>10</td> <td>años</td> </tr> <tr> <td>γ_{II}</td> <td>0.20912791</td> <td></td> </tr> </table>		Duración aprox fases constructivas	29	días totales		21	días laborables	P_R	10	años	γ_{II}	0.20912791	
Duración aprox fases constructivas	29	días totales												
	21	días laborables												
P_R	10	años												
γ_{II}	0.20912791													
S	Coeficiente de amplificación del terreno. Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$													
	$S = \frac{C}{1,25}$													

Ilustración 74. Cálculo de la aceleración sísmica horizontal de cálculo [Elaboración propia]

- **Coeficiente de amplificación del terreno.** Como el producto de la aceleración básica por el coeficiente adimensional de riesgo es inferior a **0.1g**, se utiliza la expresión que se encuentra en la figura anterior.
- **Aceleración sísmica horizontal de cálculo.** Esta aceleración es la utilizada para establecer el espectro de respuesta para el Sismo de Construcción.

A continuación, se pueden determinar los espectros en aceleraciones horizontales y vertical, haciendo uso de los valores del período que delimitan el espectro para el Sismo de Construcción.

$0 \leq T \leq T_A:$	$S_a(T) = \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5 v - 1) \right] a_c$	a_c aceleración sísmica de cálculo definida en el apartado 3.4. v factor corrector dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura, que puede obtenerse mediante la expresión: $v = (5 / \zeta)^{0.5} \geq 0,55 \quad \text{válida para } \zeta > 1\% \quad (3.6)$ ζ es el índice de amortiguamiento, en porcentaje, cuyo valor figura en el apartado 4.2.3.3 para cada tipo de sismo y de estructura. T_A, T_B, T_C valores del período que delimitan el espectro. Estos valores, que dependen del tipo de sismo de cálculo y del tipo de terreno de cimentación del puente, se obtienen de las expresiones indicadas en la tabla 3.2. K coeficiente de contribución, que se indica en la figura 3.1 y en el Anejo 1. C coeficiente de terreno que se define en el apartado 3.2.
$T_A \leq T \leq T_B:$	$S_a(T) = 2,5 v a_c$	
$T_B \leq T \leq T_C:$	$S_a(T) = 2,5 v \frac{T_B}{T} a_c$	
$T_C \leq T:$	$S_a(T) = 2,5 v \frac{T_B T_C}{T^2} a_c$	

TABLA 3.2.

Valores del periodo que delimitan el espectro (en segundos)

Sismo último de cálculo	Sismo frecuente de cálculo Sismo de construcción
$T_A = K C / 10$	$T_A = K C / 20$
$T_B = K C / 2,5$	$T_B = K C / 5$
$T_C = K (2 + C)$	$T_C = K (1 + 0,5 C)$

Ilustración 75. NCSP-07. Resumen recopilatorio de parámetros que delimitan el espectro [1]

- **Índice de amortiguamiento.** Se ha escogido un índice de amortiguamiento del 2%.

- **Coefficiente de contribución.** Se obtiene del Anejo 1. Para el municipio de Padul, toma el valor unitario.

Los parámetros necesarios para determinar el espectro quedan de la siguiente forma:

TA (s)	0.08
TB (s)	0.32
TC (s)	1.8
ζ (%)	2
ν	1.4426999
K	1
C	1.6

Ilustración 76. Tabla resumen de los parámetros del espectro [Elaboración propia]

Los espectros quedan de la siguiente forma:

Espectro Horizontal

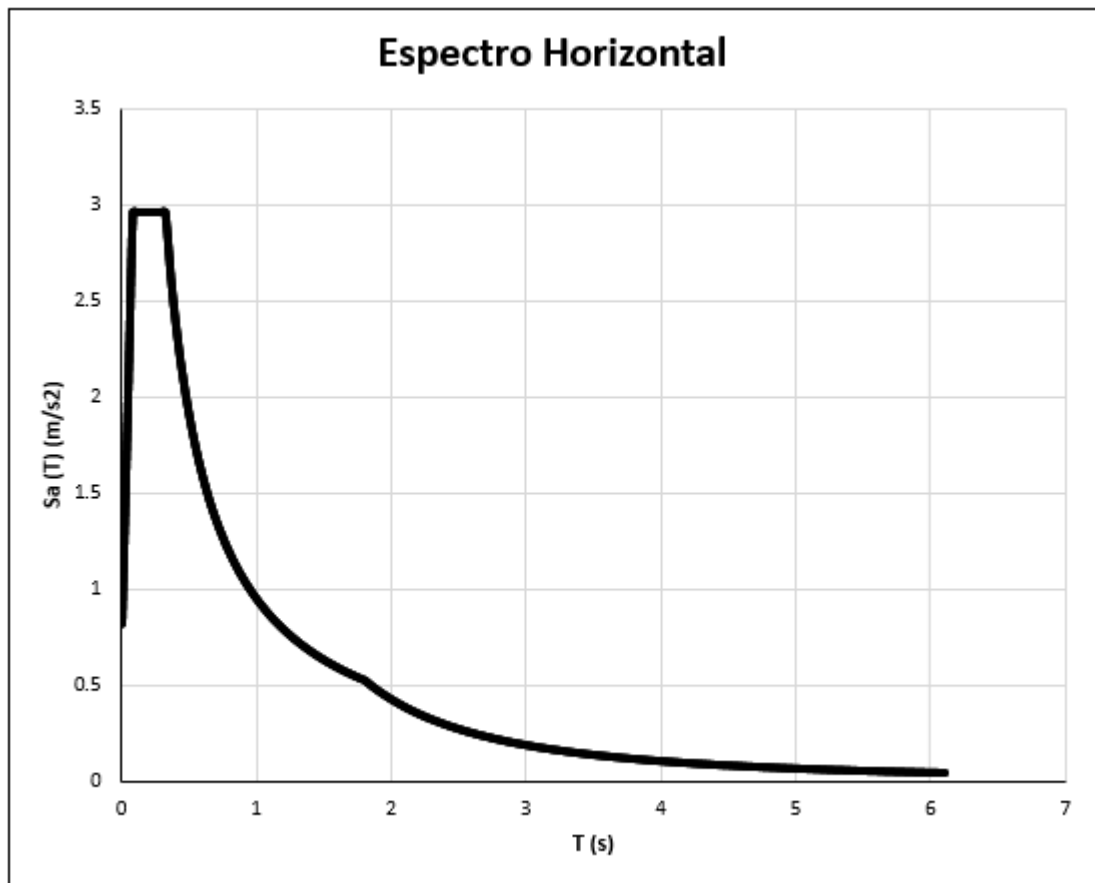


Ilustración 77. Espectro Horizontal [Elaboración propia]

El espectro horizontal es válido tanto para el sismo en la dirección longitudinal como el sismo en la dirección transversal.

Espectro Vertical

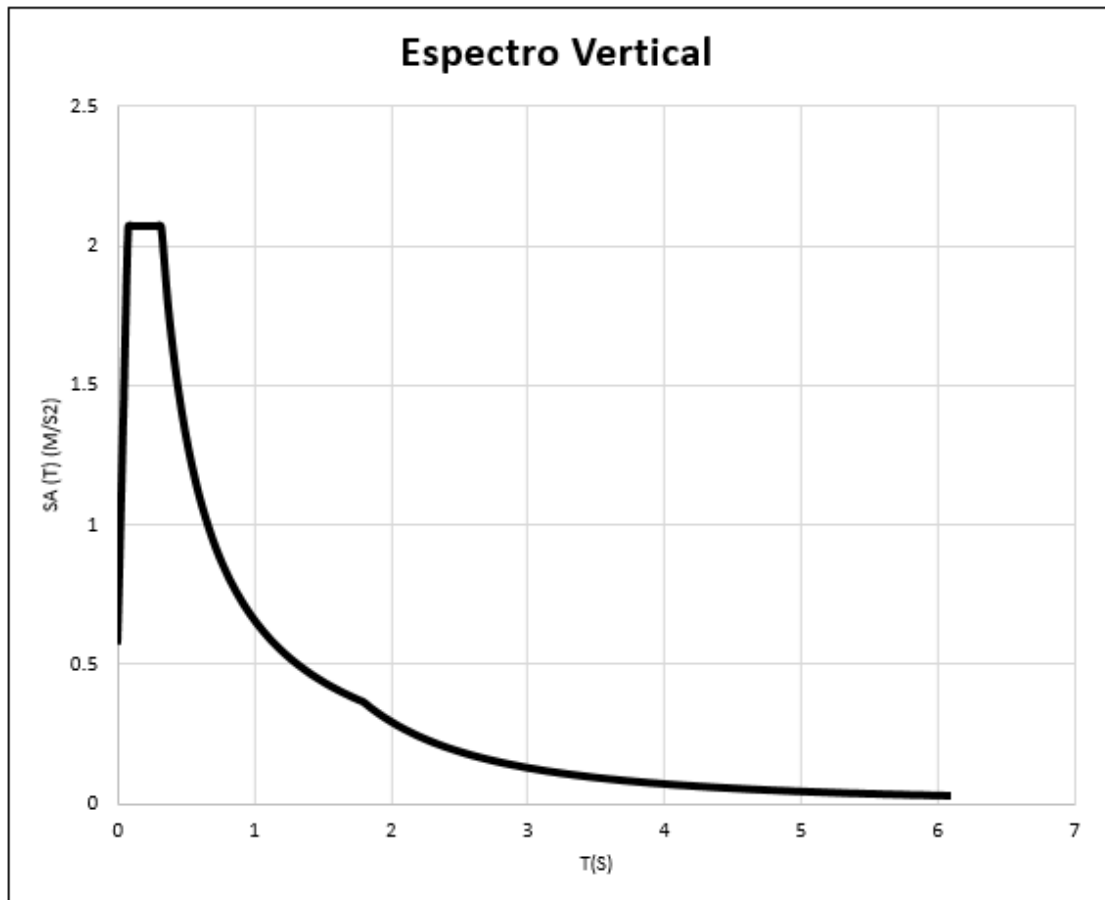


Ilustración 78. Espectro Vertical [Elaboración Propia]

4.4 PROCEDIMIENTO PARA INCLUIR LA ACCIÓN SÍSMICA EN MIDAS CIVIL

Para añadir la acción del sismo hay que incluirla en la pestaña de carga (*Load*), en concreto en cargas dinámicas (*Dynamics Loads*).

Se procede a añadir los espectros: horizontal y vertical. (*RS Functions*).

Copiando las tablas de los espectros del Anejo en el programa, se dibuja el espectro, quedando los espectros de la siguiente manera:

Espectro Horizontal

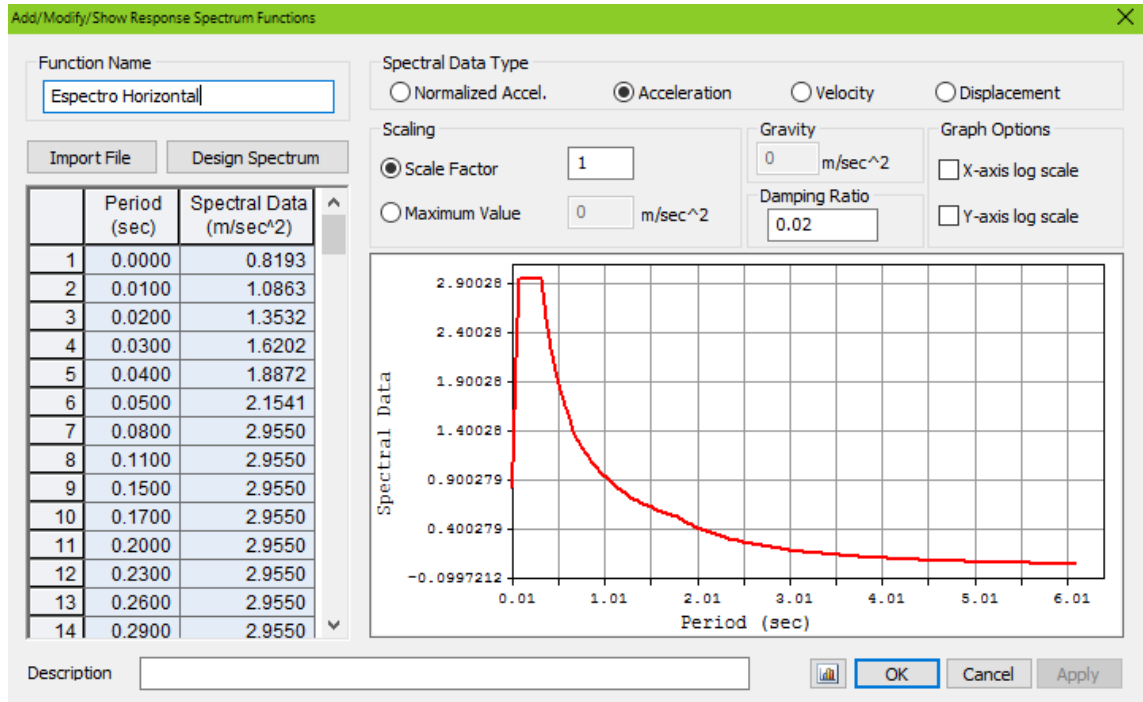


Ilustración 79. Midas Civil. Espectro Horizontal [Elaboración propia]

Se puede observar que el espectro lógicamente es el mismo que el obtenido en la Hoja de Excel.

Espectro Vertical

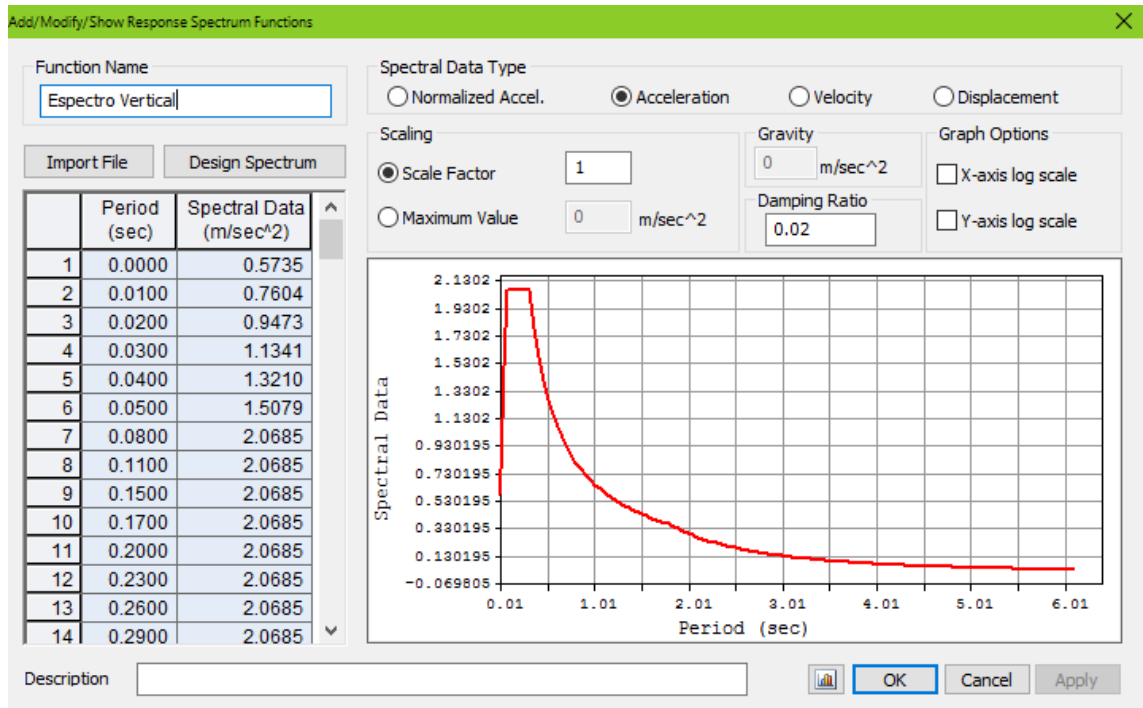


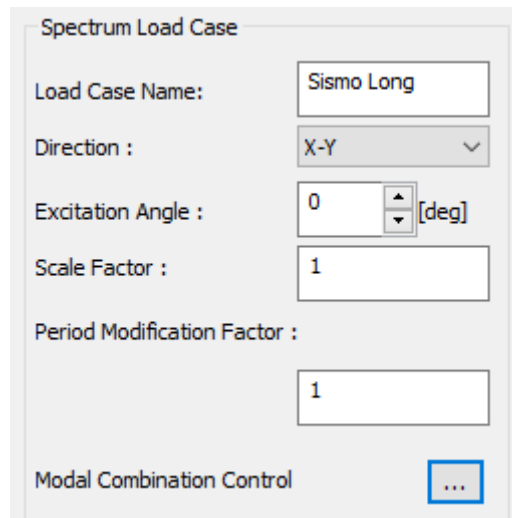
Ilustración 80. Midas Civil. Espectro Vertical [Elaboración propia]

Tras haber determinado los espectros, es preciso determinar el sentido para cada sismo y el espectro al que va asociado. Este proceso se realiza en el apartado de casos de carga relacionados con los espectros (*RS Load Cases*).

Se definirán los siguientes casos de carga:

- **Sismo Longitudinal.** Aplicado en la dirección longitudinal, siguiendo el eje global X del modelo.
- **Sismo Transversal.** Aplicado en la dirección transversal, siguiendo el eje global Y del modelo.
- **Sismo Vertical.** Aplicado en la dirección vertical, siguiendo el eje global Z del modelo.

Sismo Longitudinal



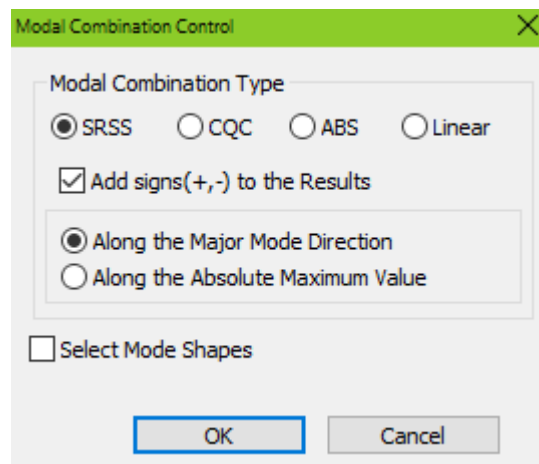
The screenshot shows the 'Spectrum Load Case' dialog box. It contains the following fields and controls:

- Load Case Name:** Text box containing 'Sismo Long'.
- Direction:** Dropdown menu set to 'X-Y'.
- Excitation Angle:** Spin box set to '0' with '[deg]' label.
- Scale Factor:** Text box containing '1'.
- Period Modification Factor:** Text box containing '1'.
- Modal Combination Control:** A button with an ellipsis icon '...'.

Ilustración 81. Midas Civil. Sismo Longitudinal [Elaboración propia]

Como se puede observar, el Sismo Longitudinal se encuentra en el Plano X-Y, en concreto, con un ángulo de 0° , es decir, en el sentido del eje global X del modelo.

El comando de *Modal Combination Control* es un punto importante, puesto que determina la combinación modal.



The screenshot shows the 'Modal Combination Control' dialog box with the following settings:

- Modal Combination Type:** Radio buttons for SRSS (selected), CQC, ABS, and Linear.
- Add signs(+,-) to the Results:** Checked checkbox.
- Direction:** Radio buttons for 'Along the Major Mode Direction' (selected) and 'Along the Absolute Maximum Value'.
- Select Mode Shapes:** Unchecked checkbox.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons.

Ilustración 82. Midas Civil. Modal Combination Control [Elaboración propia]

El Método SRSS (*Square Root of Sum of the Squares*) es el más común. Consiste en garantizar aproximaciones muy cercanas del espectro de diseño mostrando frecuencias naturales bien distribuidas.

$$R_{max} = [R_1^2 + R_2^2 + \dots + R_n^2]^{1/2}$$

La respuesta máxima de la estructura es la suma ponderada de las respuestas máximas de cada una de las estructuras de 1 grado de libertad que luego se juntan por superposición modal.

Se añaden los resultados positivos y negativos en los resultados.

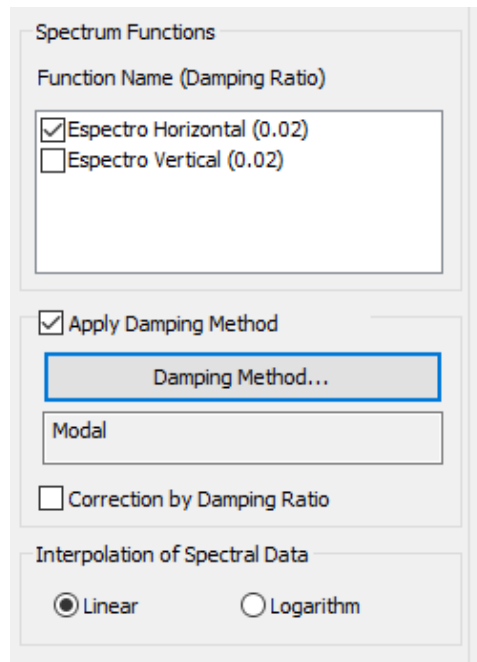


Ilustración 83. Midas Civil. Continuación Sismo Longitudinal [Elaboración propia]

El Sismo Longitudinal utiliza el espectro horizontal.

Sismo Transversal

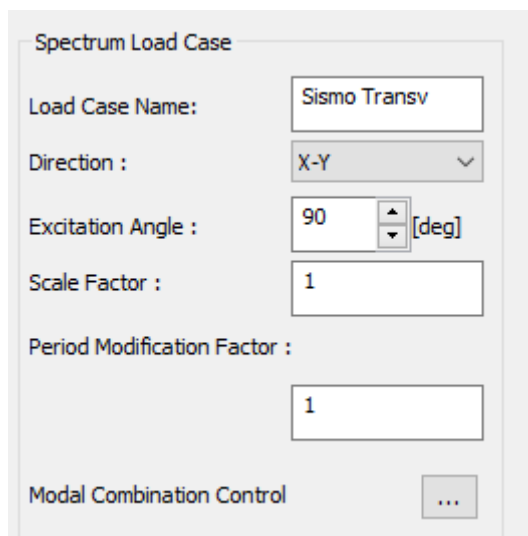


Ilustración 84. Midas Civil. Sismo Transversal [Elaboración propia]

La diferencia con el Sismo Longitudinal es que la excitación está a 90° , perpendicular al Sismo Longitudinal. Utiliza, como el Sismo Longitudinal, el espectro horizontal.

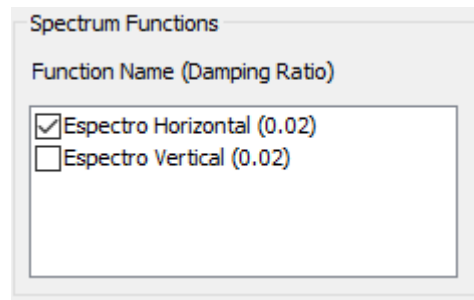


Ilustración 85. Midas Civil. Continuación Sismo Transversal [Elaboración propia]

Sismo Vertical

El sismo vertical está aplicado en la dirección Z global, utilizando el espectro vertical.

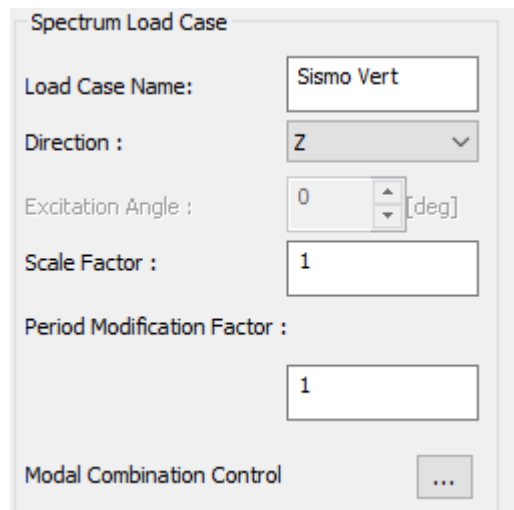


Ilustración 86. Midas Civil. Sismo Vertical [Elaboración propia]

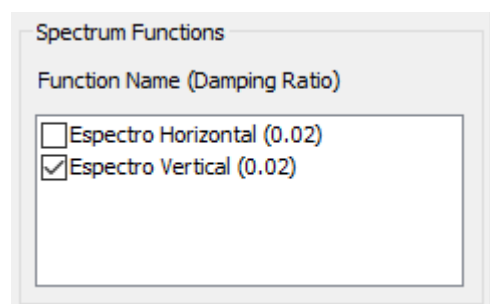


Ilustración 87. Midas Civil. Continuación Sismo Vertical [Elaboración propia]

5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 INTRODUCCIÓN

Después de haber definido la acción sísmica en el programa, llega el momento de calcular y observar los resultados que se obtienen de aplicar el sismo en la etapa constructiva del puente.

El análisis dinámico que se realizará es el denominado **modal espectral**, como se indicaba en el punto anterior. Para ello resulta necesario en primer lugar realizar el cálculo modal de la estructura, o lo que es lo mismo, determinación de los modos de vibración del puente.

Cuando el puente se pone en movimiento debido a una excitación dinámica, se generan unas fuerzas de inercia que son el producto de la masa por la aceleración. Estas intervienen junto a las de amortiguamiento en la siguiente ecuación:

$$\underline{M} \cdot \underline{v}''(t) + \underline{C} \cdot \underline{v}'(t) + \underline{K} \cdot \underline{v}(t) = \underline{p}(t)$$

Donde los datos del sistema de ecuaciones son:

\underline{M} → Matriz de masas del puente.

\underline{C} → Matriz de amortiguamiento del puente.

\underline{K} → Matriz de rigidez del puente.

$\underline{p}(t)$ → Cargas variables en el tiempo.

Y las incógnitas son:

$\underline{v}''(t)$ → Aceleraciones.

$\underline{v}'(t)$ → Velocidades.

$\underline{v}(t)$ → Desplazamientos.

Resulta necesario transformar las cargas que conllevan masas, a un apartado de masa añadida, que lo añade a la matriz de masas.

Para transformar el Peso Propio en masa, hay que dirigirse a la pestaña *Structure* → *Type* → *Structure Type*. Se debe indicar que se convierte el Peso Propio en Masa. De esta manera, el peso propio al igual que el resto de sobrecargas que tenga la estructura se transformarán en masas.

En el caso de este trabajo, se ha transformado:

- Peso propio.
- Carretón.
- Sobrecarga de uso en construcción.

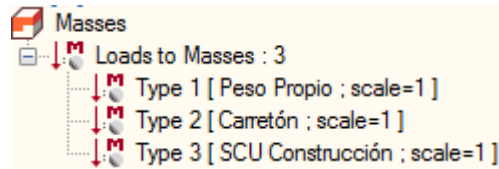


Ilustración 88. Midas Civil. Masas añadidas [Elaboración propia]

Se transforman en masas añadidas estas cargas porque el Sismo de Construcción se aplicará en la fase más desfavorable de la construcción, que es la Fase 14.

La Fase 14 es aquella en la que se dan los mayores voladizos de la estructura, en la que se coloca la última tanda de tendones de pretensado superior, antes de unirse en los estribos y, por tanto, dejar de funcionar como voladizos libres.

La Fase 14 es la más desfavorable de cara al sismo debido a que la estructura de voladizos debe soportar por sí misma los efectos del sismo, contando sólo con el empotramiento de las pilas en su base.

La forma que tiene el programa para añadir las cargas a masas añadidas es:

En la pestaña de cargas (*Load*), en la parte de cargas de la estructura y masas (*Structure Loads/Mases*).

Volviendo al cálculo modal que resulta necesario realizar previo al cálculo espectral, se realiza sin amortiguamiento y para vibraciones libres.

$$\underline{M} \cdot \underline{v}''(t) + \underline{K} \cdot \underline{v}(t) = \underline{0}$$

Como el movimiento libre es simplemente armónico, se puede suponer una solución del tipo:

$$\underline{v}(t) = \underline{v} \cdot \sin(\omega t + \theta)$$

Llegando a un problema de autovalores y autovectores:

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) \underline{v} = \underline{0}$$

Donde:

- **Autovalores** → Son las **frecuencias propias de vibración** del puente, o las frecuencias naturales. La frecuencia más pequeña en cada dirección se denomina **frecuencia propia principal**. Se da frecuencia propia principal de vibración en la dirección: longitudinal, transversal o vertical.
- **Autovectores** → Son los **modos de vibración**, es decir, la forma que adoptaría la deformada vibrando a la frecuencia que le corresponde.

Si el puente tiene las pilas altas, los primeros modos pueden ser los de vibración de las pilas, sin apenas efecto del dintel.

Tras el cálculo de los modos de vibración del puente, se procede al cálculo sísmico, que consiste en el estudio del comportamiento del puente frente a una aceleración impuesta en la cimentación producida por un terremoto que responde a la siguiente ecuación diferencial:

$$\underline{M} \cdot \underline{v}''(t) + \underline{C} \cdot \underline{v}'(t) + \underline{K} \cdot \underline{v}(t) = \underline{0}$$

Donde $v''^t(t)$ es la aceleración total, suma de la aceleración del terreno más la aceleración de las distintas partes del puente.

La norma sísmica NCSP-07 [1] permite sustituir el estudio dinámico del efecto del sismo por un análisis estático del puente unas cargas "sísmicas". Lo que quiere decir, es que se obtienen unas cargas equivalentes al efecto del sismo que se aplican al puente como una hipótesis más de cálculo, que luego se combina según lo establecido en la NCSP-07.

La obtención de las cargas equivalentes viene en función de un espectro de respuesta, que proporciona la aceleración sísmica en función de los períodos de vibración de la estructura.

Para cada modo se obtiene su período, su dirección (longitudinal, transversal o vertical) y su coeficiente de participación en la masa global del puente.

Con el espectro de respuesta se obtiene para cada período su aceleración sísmica y, por tanto, multiplicando y sumando los modos significativos se obtienen las cargas en cada nudo del modelo en las 3 direcciones, es decir, se obtienen 3 hipótesis de carga, una por cada dirección.

En este punto se explicarán las combinaciones para el sismo en el apartado 5.2.

En el apartado 5.3 se mostrarán los modos de vibración que se obtienen del puente.

En el apartado 5.4 se mostrarán los resultados de los desplazamientos para el sismo.

En el apartado 5.5 se mostrarán los resultados de los esfuerzos debido al sismo.

Todos los resultados se mostrarán para la Fase 14, debido a que es la fase más desfavorable para el puente en construcción frente al sismo.

5.2 COMBINACIONES PARA EL SISMO

En el siguiente apartado se explicarán las diversas combinaciones que se han definido para la definición del sismo y posteriormente la combinación de Estado Límite Accidental.

Debido a que la acción del sismo es dinámica, la acción del sismo se da tanto en una dirección como en otra, provocando esfuerzos de la misma magnitud en un sentido y en otro, como se verá.

Para ello resulta necesario definir las combinaciones de los diversos sismos (longitudinal, transversal y vertical) en las distintas direcciones, debido a que la situación pésima no tendría por qué darse para la actuación de los tres sismos en el sentido positivo.

En cuanto a los sismos, los sismos longitudinal y vertical se encuentran acoplados, mientras que el transversal se encuentra desacoplado de los dos anteriores.

Por ello, para la definición de Sismo X y Sismo Z, se combinan los sismos longitudinal y vertical con los respectivos coeficientes.

COMBINACIONES DE SISMO			
		Caso de Carga	Factor
Sismo X	Sismo Long ++	Sismo Long	1
		Sismo Vert	0.3
	Sismo Long +	Sismo Long	1
		Sismo Vert	-0.3
	Sismo Long -	Sismo Long	-1
		Sismo Vert	0.3
Sismo Long --	Sismo Long	-1	
	Sismo Vert	-0.3	
Sismo Y	Sismo Transv +	Sismo Transv	1
	Sismo Transv -	Sismo Transv	-1
Sismo Z	Sismo Vert ++	Sismo Long	0.3
		Sismo Vert	1
	Sismo Vert +	Sismo Long	-0.3
		Sismo Vert	1
	Sismo Vert -	Sismo Long	0.3
		Sismo Vert	-1
Sismo Vert --	Sismo Long	-0.3	
	Sismo Vert	-1	
SISMO	Envelope	Sismo X	1
		Sismo Y	1
		Sismo Z	1

Ilustración 89. Combinaciones del sismo [Elaboración propia]

Por otro lado, la combinación de Estado Límite Accidental:

ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL	
Caso de carga	Factor
Peso Propio	1
Tendon 1º	1
Tendon 2º	1
Fluencia 1º	1
Retracción 1º	1
Sobrecarga	1
SISMO	1

Ilustración 90. Estado Límite Accidental [Elaboración propia]

En el caso de Sobrecarga, se incorpora tanto la sobrecarga de uso de construcción como la acción del carretón.

5.3 MODOS DE VIBRACIÓN

En el siguiente apartado se mostrarán los resultados de los modos de vibración del puente, para la Fase 14, que es la fase más desfavorable para la actuación del sismo.

El número de frecuencias que se han escogido son 20, que abarcan todo el espectro en su rango de frecuencias.

Cada modo se mostrará con un contorno de colores que muestran dónde se encuentran los mayores desplazamientos.

Modo 1

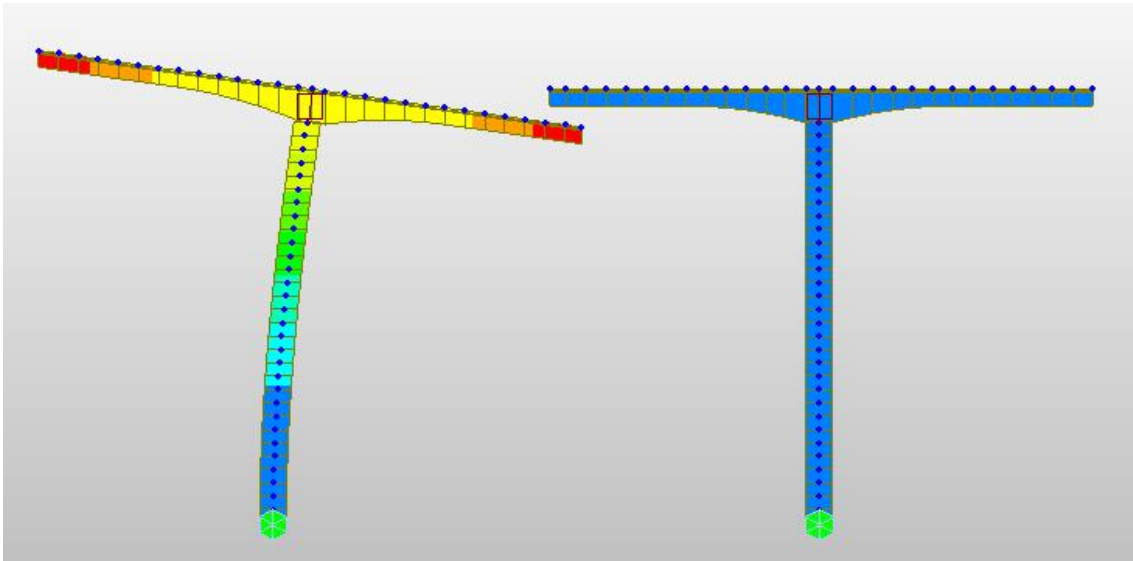


Ilustración 91. Midas Civil. Modo 1 [Elaboración propia]

Como se puede apreciar, el Modo 1 consiste en la flexión de la pila 1, originando tanto desplazamientos longitudinales como verticales del tablero, aunque este permanece rígido. Se puede apreciar que los movimientos máximos se dan en los extremos de los voladizos.

La otra pila permanece inalterada.

El primer modo, tanto para una pila como para la otra, se corresponde con la frecuencia más baja.

Le corresponde un período de **T= 5.9693 s.**

Se puede observar que por la representación podría haber problemas entre las caras de las dovelas extremas del interior, que parece que se podrían dar interferencias entre ambas dovelas en el caso de que sólo actuase el sismo con la frecuencia de excitación del primer modo. Aun así, esto se debería comprobar observando los desplazamientos.

Modo 2

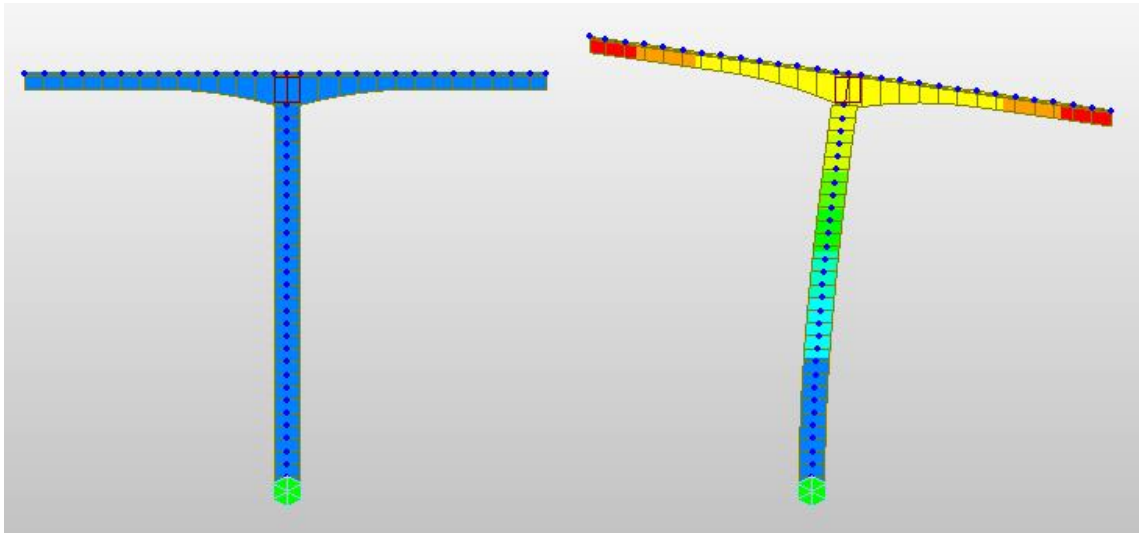


Ilustración 92. Midas Civil. Modo 2 [Elaboración propia]

Se puede observar que es la misma situación que ocurría en el Modo 1 pero para la pila 2.

Es menester decir que el Modo 1 y el Modo 2 representan el primer modo para cada pila, respectivamente. Como primer modo, indica que es el que menos energía le supone a la estructura adoptar para deformarse de dicha manera.

El primer modo de la pila 2, se corresponde con el Modo 2 (primer modo longitudinal de la pila 2). Le corresponde un período **T=5.9693 s.**

Como se puede observar, el período igual al período del Modo 1. Esto es debido a que ambas pilas tienen las mismas características.

Modo 3

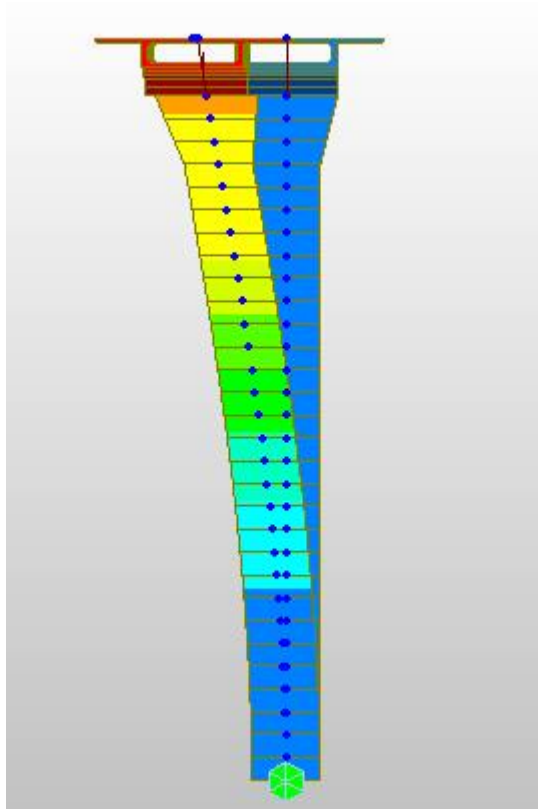


Ilustración 93. Midas Civil. Modo 3 [Elaboración propia]

Se trata del primer modo transversal del tablero y pila 1, con un período de **T=3.788183 s.**

Se puede observar cómo la pila 1 se desplaza transversalmente en el sentido positivo del eje Y. La situación sísmica puede darse tanto en un sentido como en otro, pero la representación gráfica sólo lo dibuja en un sentido. A pesar de ello, no resulta preocupante debido a que se le ha indicado al programa que en los cálculos considere en ambos sentidos de los modos.

La siguiente imagen es una vista tridimensional del Modo 3.

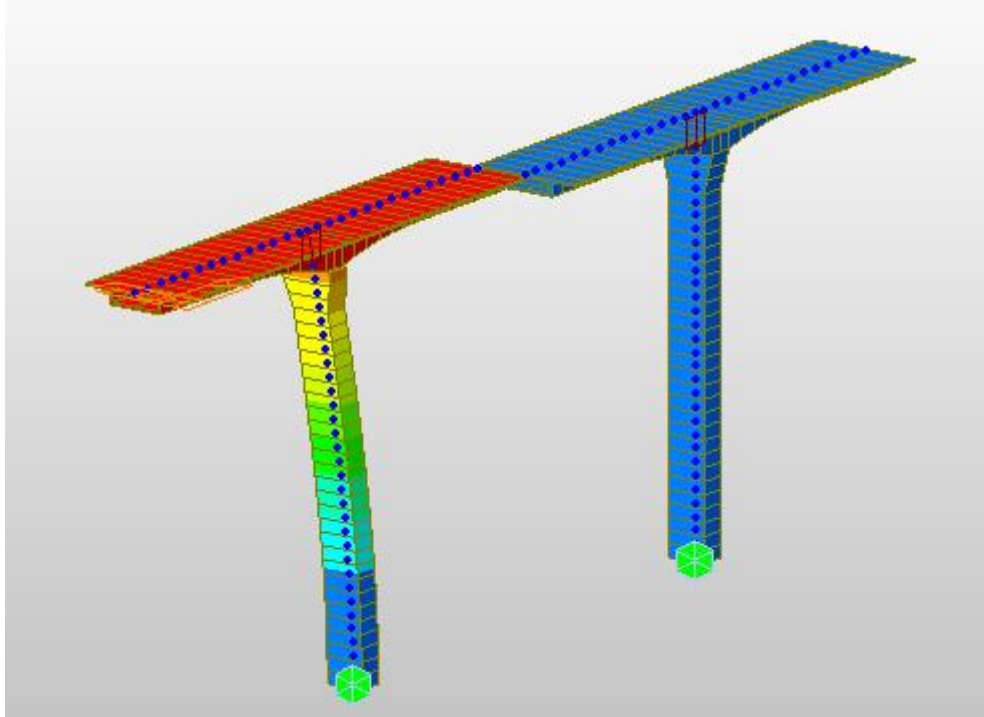


Ilustración 94. Midas Civil. Vista tridimensional Modo 3 [Elaboración propia]

A la misma vez se puede observar en la figura tridimensional que sólo se producen desplazamientos en dirección transversal.

Modo 4

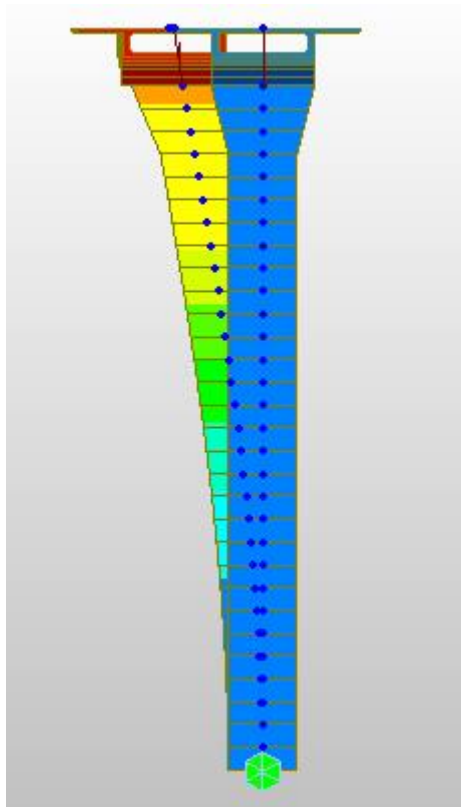


Ilustración 95. Midas Civil. Modo 4 [Elaboración propia]

Se puede observar que el Modo 4 se corresponde con el primer modo transversal del tablero y la pila 2, con un período de $T= 3.788181$ s. Un período igual, a efectos de este trabajo, que el que excita a la pila 1.

Se puede ver una vista tridimensional en la siguiente figura.

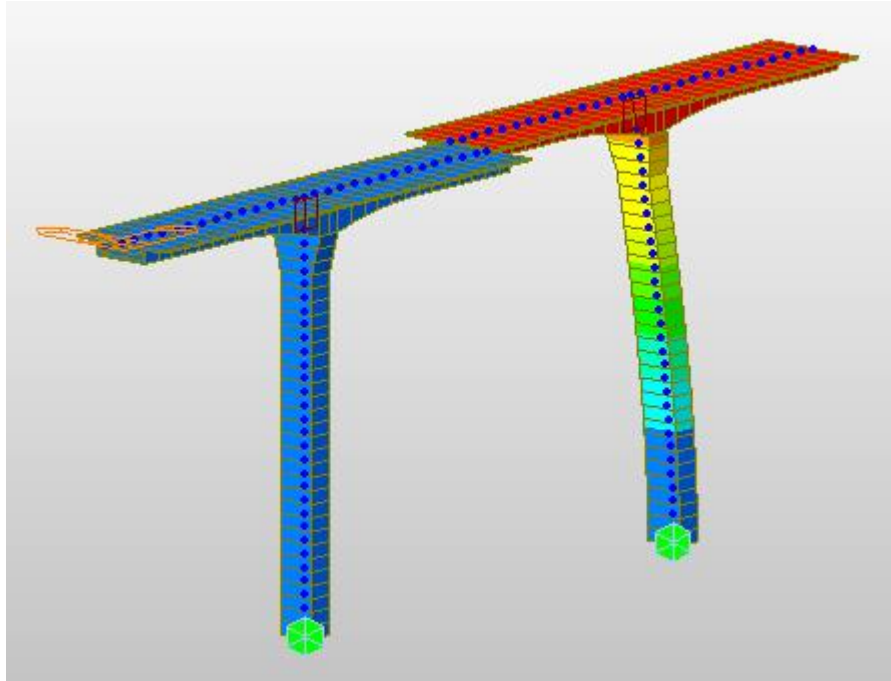


Ilustración 96. Midas Civil. Vista tridimensional Modo 4 [Elaboración propia]

Modo 5

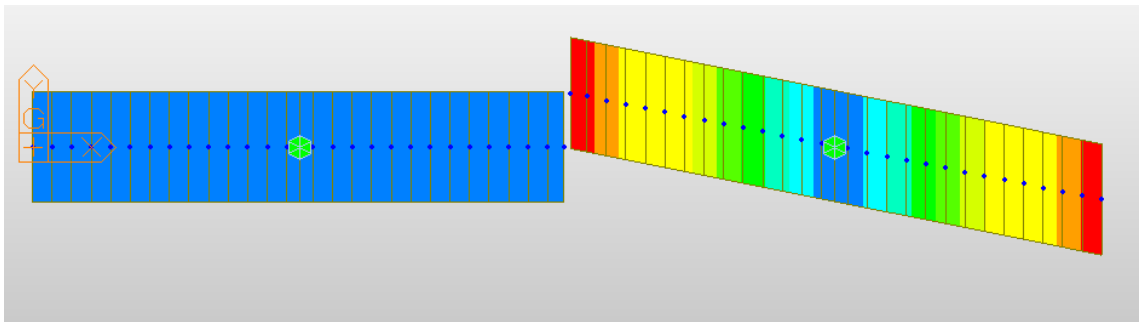


Ilustración 97. Midas Civil. Modo 5 [Elaboración propia]

Se trata del primer modo de torsión del tablero 2. Como se puede apreciar en la figura, los mayores desplazamientos se dan en los extremos del tablero.

El Modo 5 se da para un período $T= 3.263962$ s.

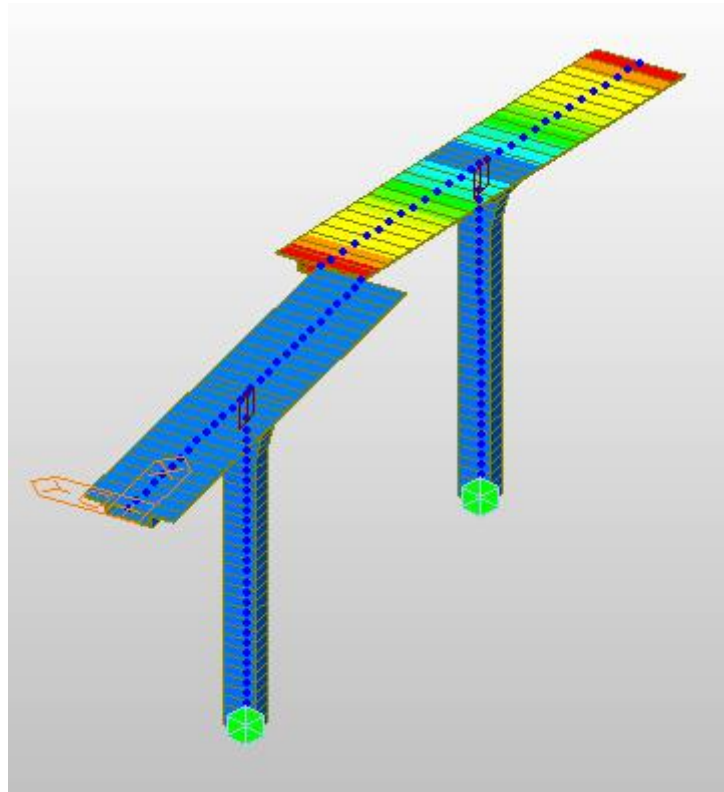


Ilustración 98. Midas Civil. Vista tridimensional Modo 5 [Elaboración propia]

Se puede apreciar en la figura que el tablero es el único que se torsiona, según el contorno de colores. Esto es debido a la gran rigidez torsional de la pila frente a la del tablero con respecto al eje vertical del sistema global de coordenadas.

Modo 6

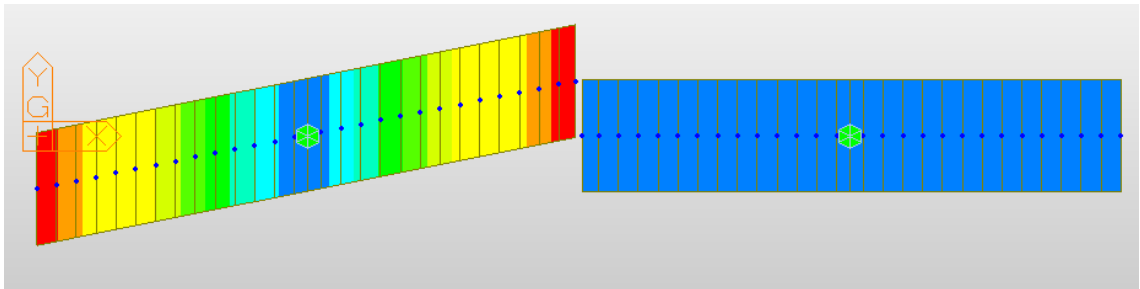


Ilustración 99. Midas Civil. Modo 6 [Elaboración propia]

De la misma forma que el Modo 5, el Modo 6 se caracteriza con ser el primer modo de torsión del tablero 1, con un período de **$T= 3.63962$ s.**

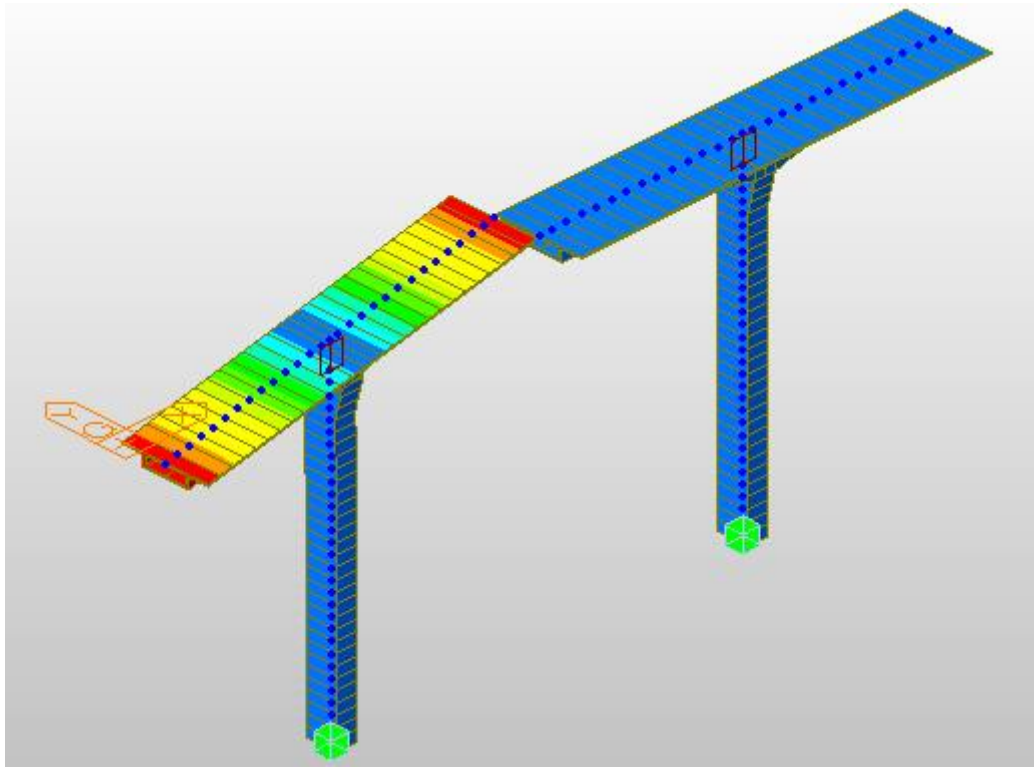


Ilustración 100. Midas Civil. Vista tridimensional Modo 6 [Elaboración propia]

Modo 7

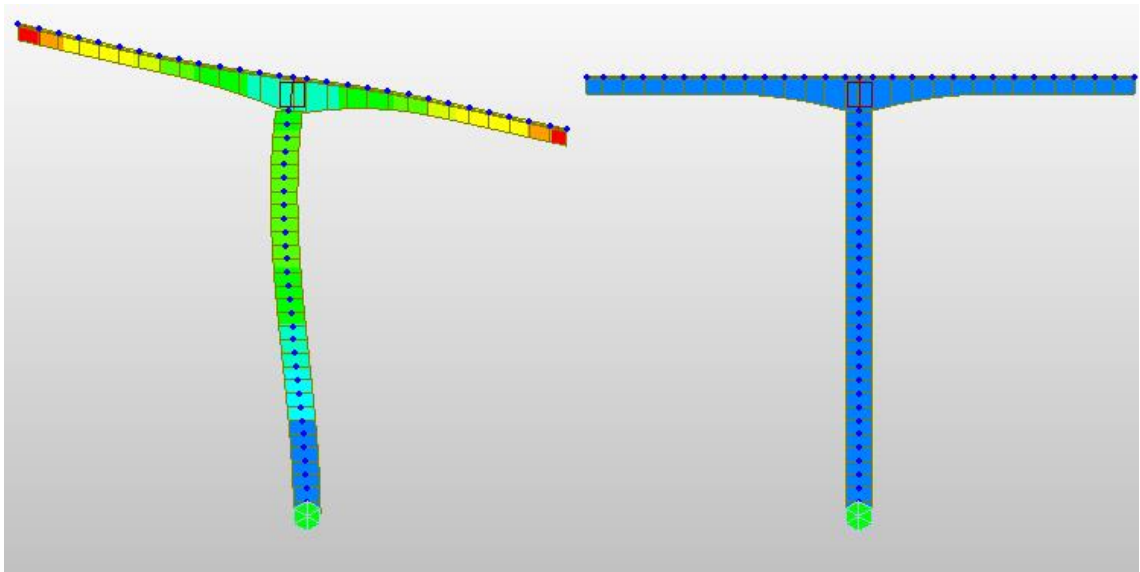


Ilustración 101. Midas Civil. Modo 7 [Elaboración propia]

Este modo consiste en el segundo modo de flexión de la pila 1 en el sentido longitudinal. Esta flexión obliga al tablero 1 a flectar. Se da para un período $T= 1.37818$ s.

Se puede apreciar cómo la pila 1 forma dos senos desde la base de la pila hasta la unión con el tablero, mientras que en su primer modo de flexión sólo formaba uno.

En cuanto al tablero 1, se puede apreciar que cada voladizo se flexiona en otro sentido, obligado por la flexión de la pila 1.

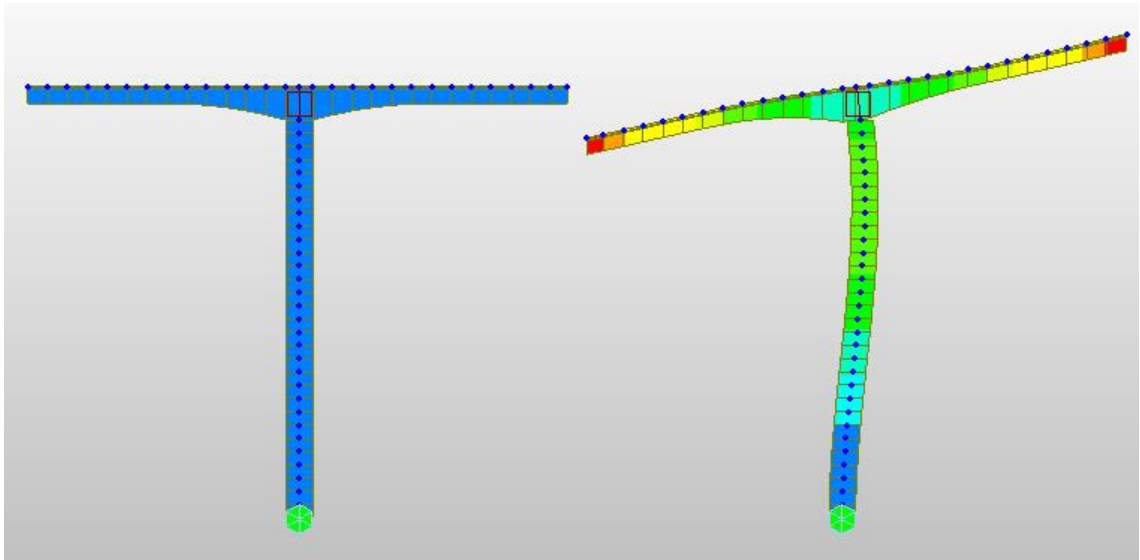
Modo 8

Ilustración 102. Midas Civil. Modo 8 [Elaboración propia]

Igual que el Modo 7, se trata del segundo modo de flexión para la pila 2. El tablero 2 se flexiona un poco debido a la flexión de la pila 2. Se da para un período de $T= 1.378167$ s.

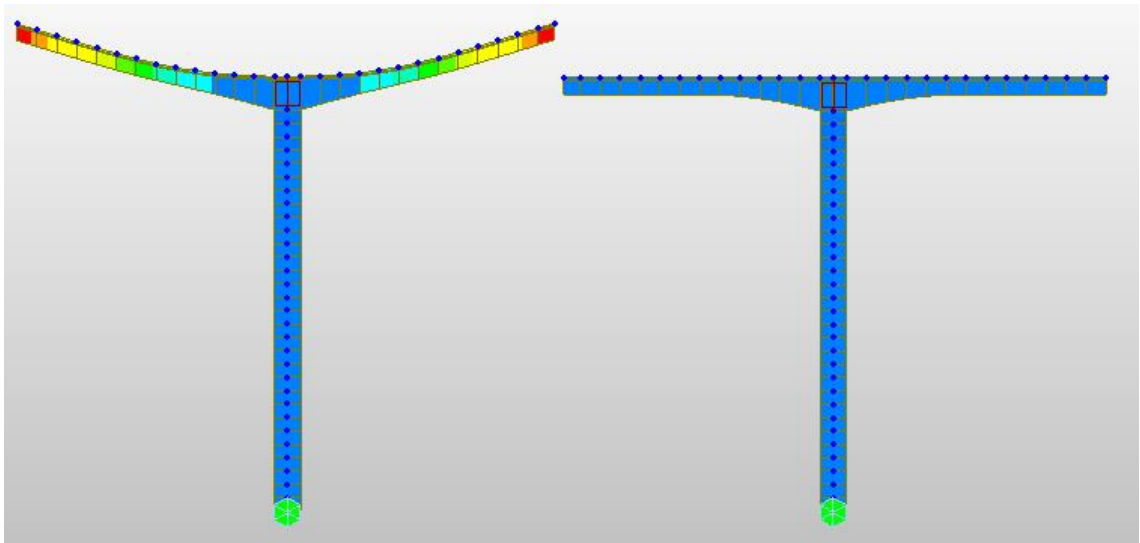
Modo 9

Ilustración 103. Midas Civil. Modo 9 [Elaboración propia]

Se trata del primer modo de flexión en el plano XZ, sólo del tablero, no como ocurría en el Modo 7, que la flexión venía dada por la flexión de la pila.

Se puede apreciar que la deformada para cada voladizo es la mitad de un seno.

Se da para un período $T= 0.81219$ s.

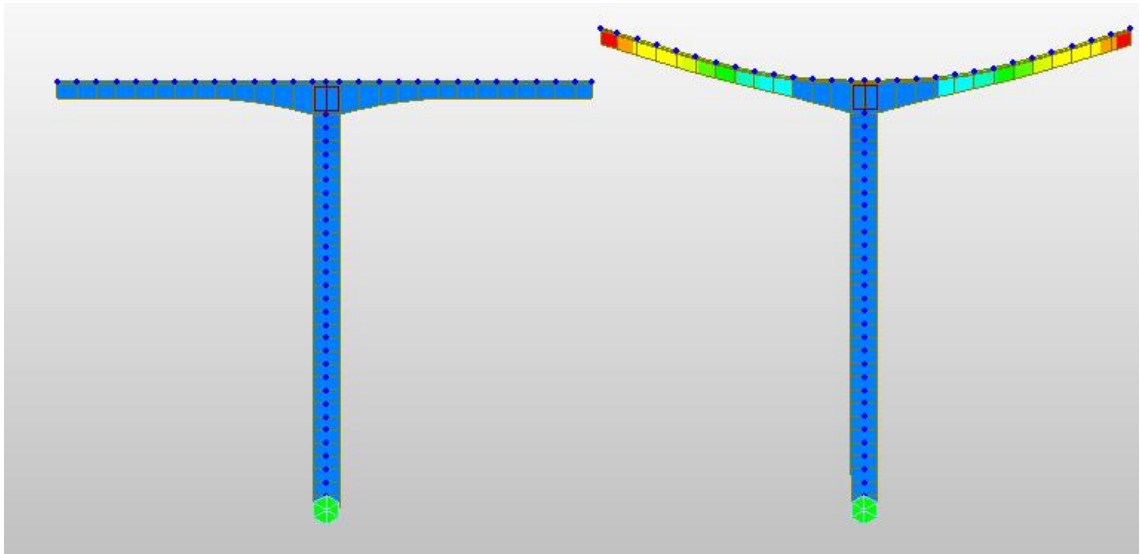
Modo 10

Ilustración 104. Midas Civil. Modo 10 [Elaboración propia]

Se trata del primer modo de flexión del tablero 2, para un período $T= 0.812157$ s.

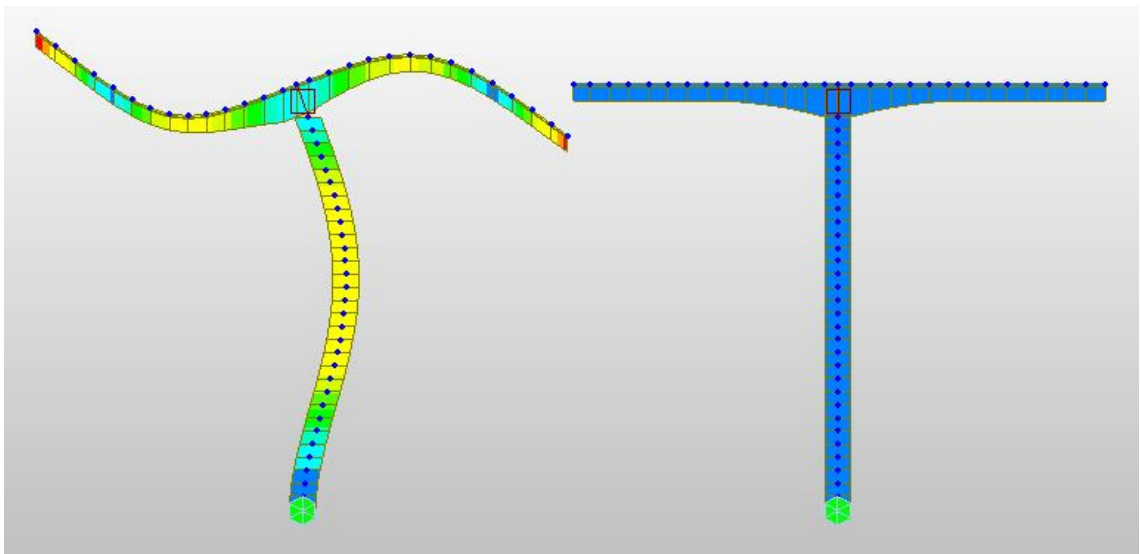
Modo 11

Ilustración 105. Midas Civil. Modo 11 [Elaboración propia]

El Modo 11 es un modo de flexión para la pila 1 y un modo de flexión impuesto por la flexión de la pila. Se da para un período de $T= 0.270047$ s.

Se puede apreciar que cada voladizo parece formar un seno en cada sentido, aunque este no es completo debido a la condición de unión con la pila y la flexión de la misma.

También se puede apreciar que los desplazamientos verticales son mayores en el extremo del voladizo exterior o izquierdo, según la imagen, que los desplazamientos verticales en el extremo del voladizo interior o derecho, según la imagen. Esto es debido a que la dovela del extremo del voladizo exterior es 0.5 m más larga que la dovela del extremo del voladizo interior, y, por tanto, el movimiento vertical en el extremo libre es mayor.

Modo 12

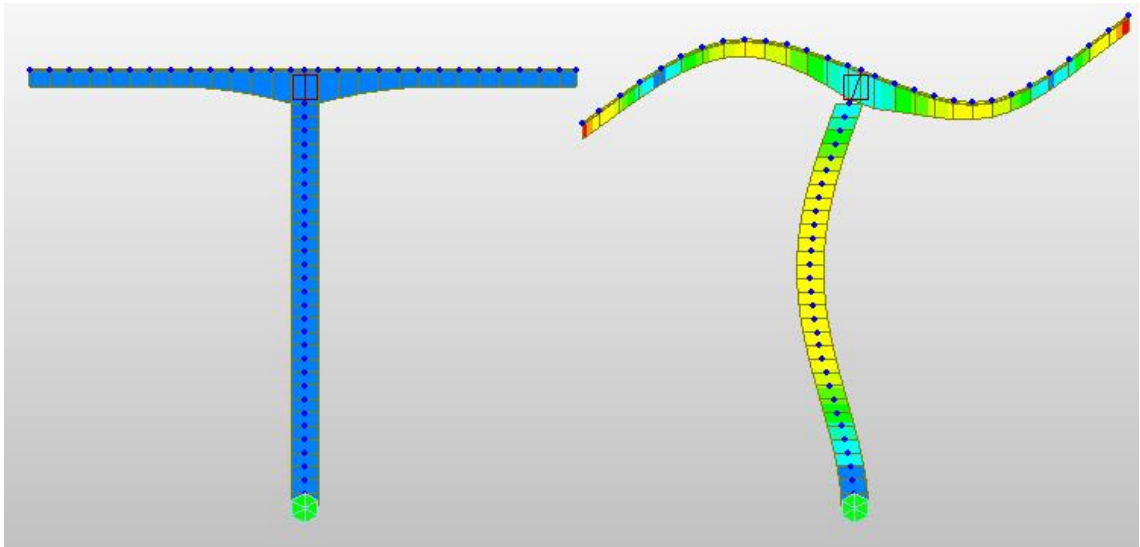


Ilustración 106. Midas Civil. Modo 12 [Elaboración propia]

Como el Modo 11, el Modo 12 es un modo de flexión para la pila 2 y un modo de flexión en el plano XZ impuesto por la flexión de la pila.

Se da para un período de **T= 0.27004 s**.

En este caso, el voladizo interior es el izquierdo mientras que el voladizo exterior es el derecho, según la imagen.

Modo 13

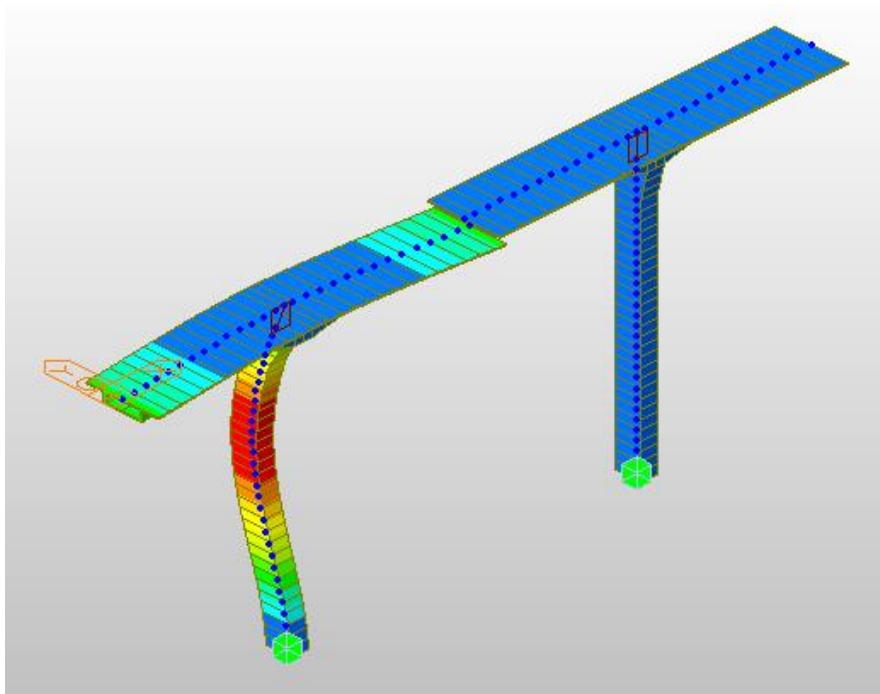


Ilustración 107. Midas Civil. Modo 13 [Elaboración propia]

Se trata de un modo de flexión exclusiva de la pila en dirección transversal, forzando al apoyo del tablero a moverse monolíticamente debido a la unión en construcción, pero originando flexiones en los extremos del voladizo.

Se da para un período de $T= 0.224341$ s.

Modo 14

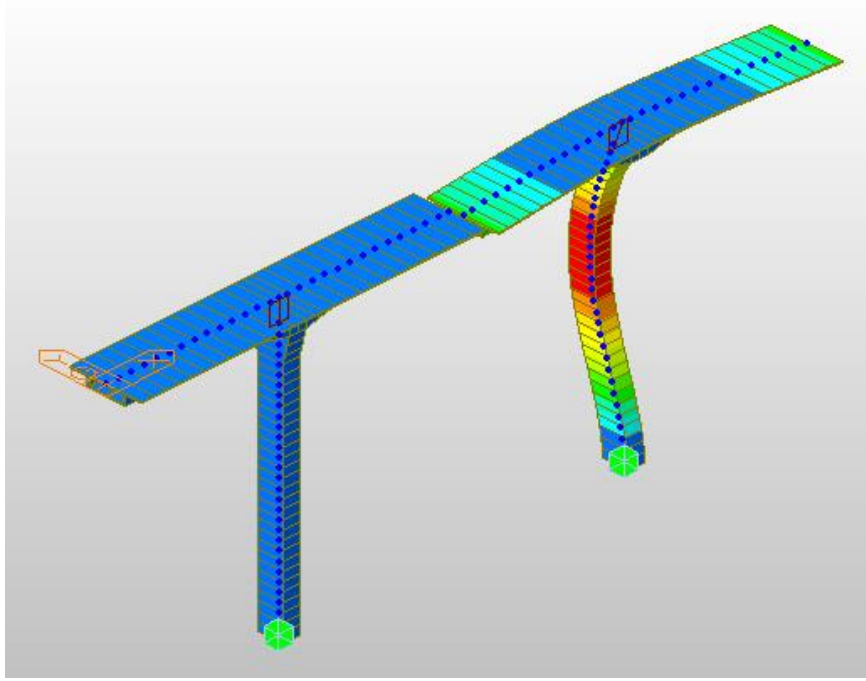


Ilustración 108. Midas Civil. Modo 14 [Elaboración propia]

Se trata del mismo modo que para la estructura 1, pero para la estructura de voladizos 2, con un período de $T= 0.224341$ s.

Modo 15

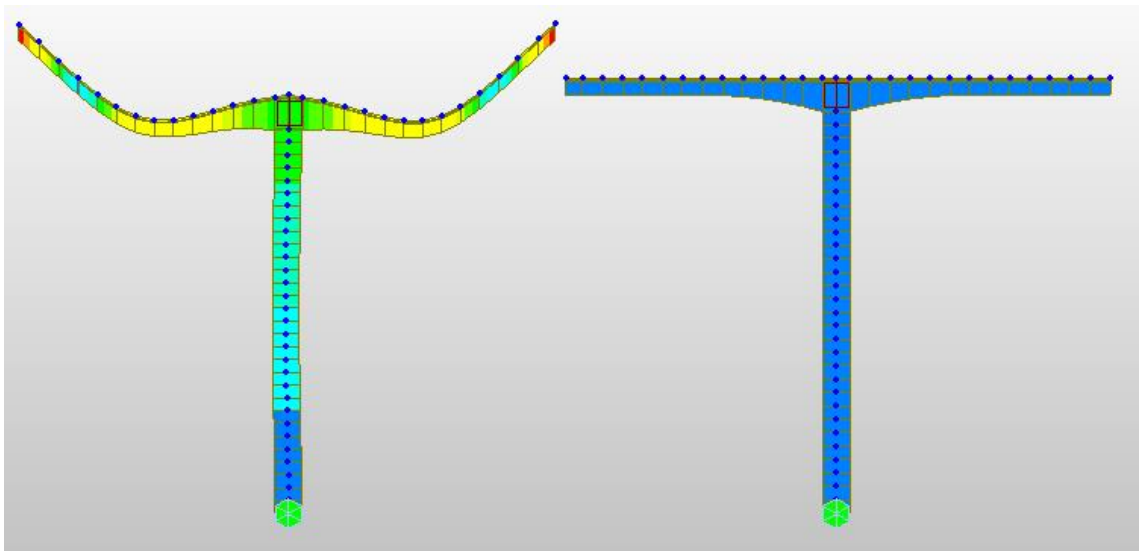


Ilustración 109. Midas Civil. Modo 15 [Elaboración propia]

Se trata del primer modo de flexión de los voladizos en el plano longitudinal. A la misma vez que ambos voladizos flectan en el mismo sentido, la pila 1 se desplaza verticalmente.

El Modo 15 se da para un período de $T= 0.212421$ s.

Modo 16

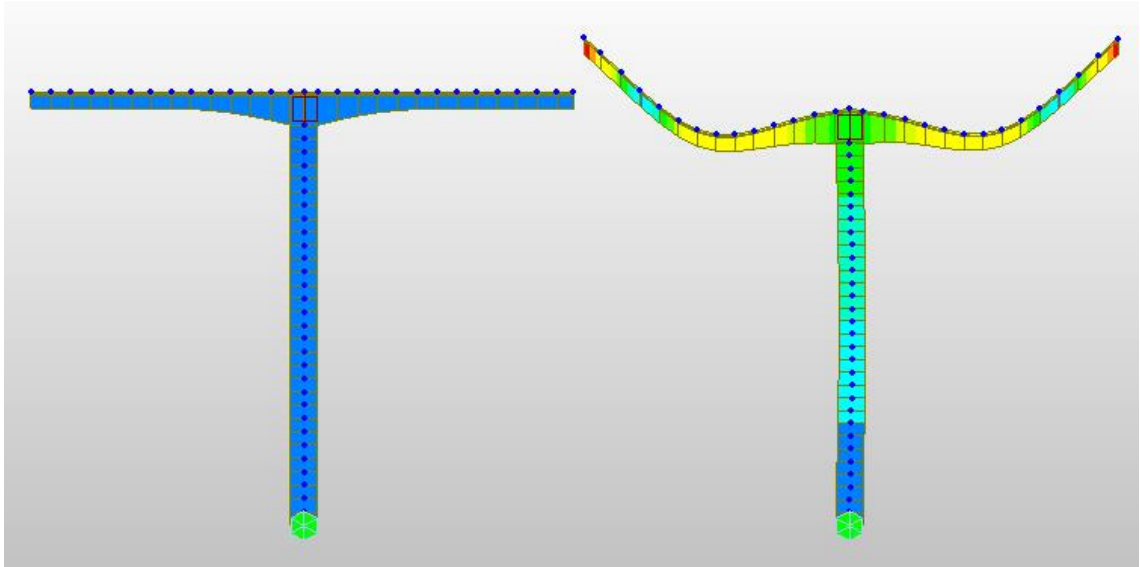


Ilustración 110. Midas Civil. Modo 16 [Elaboración propia]

Es igual que el Modo 15, pero para la estructura de voladizos 2. Se da para un período de $T= 0.212421$ s.

Modo 17

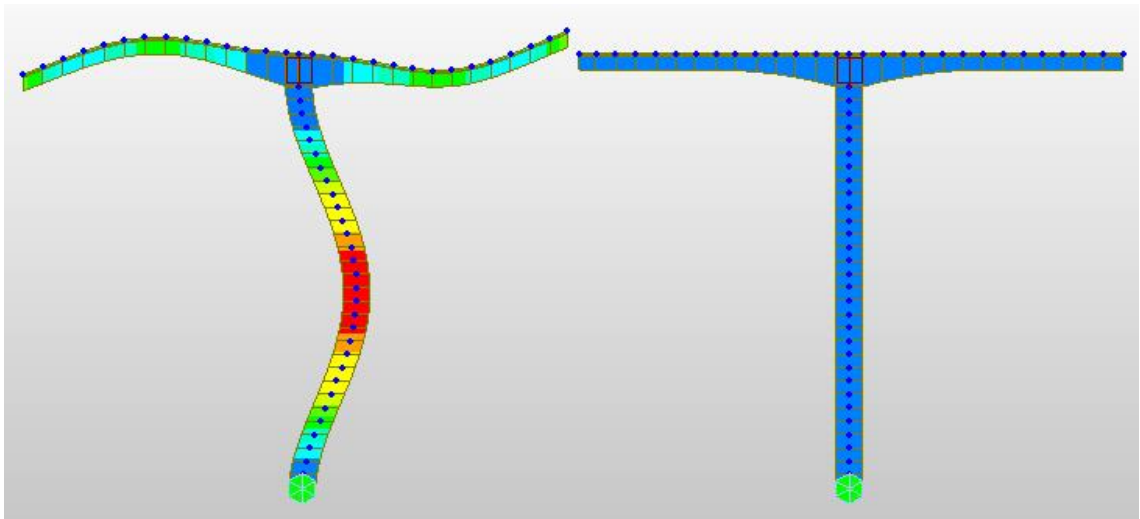
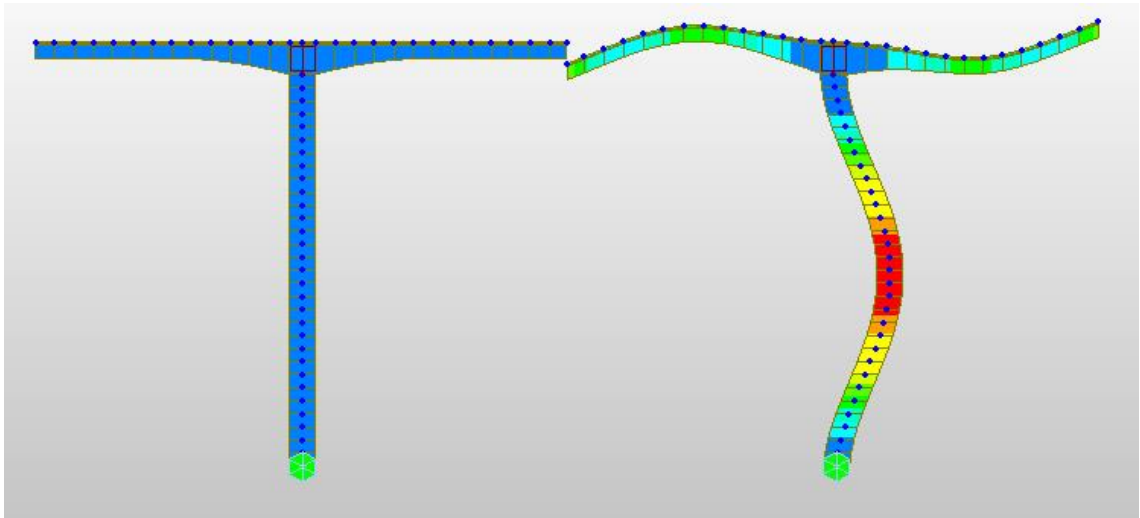
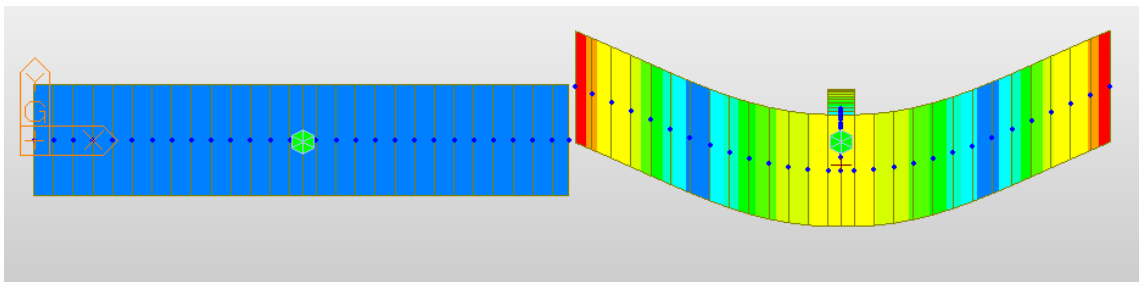


Ilustración 111. Midas Civil. Modo 17 [Elaboración propia]

Se trata de un modo de flexión de la pila, para un período de $T= 0.180797$ s.

Modo 18*Ilustración 112. Midas Civil. Modo 18 [Elaboración propia]*

Se da para un período de **T= 0.180797 s.**

Modo 19*Ilustración 113. Midas Civil. Modo 19 [Elaboración propia]*

Se trata de un modo de flexión de los voladizos y un modo de flexión de la pila en el plano transversal.

Se da para un período de **T= 0.17374 s.**

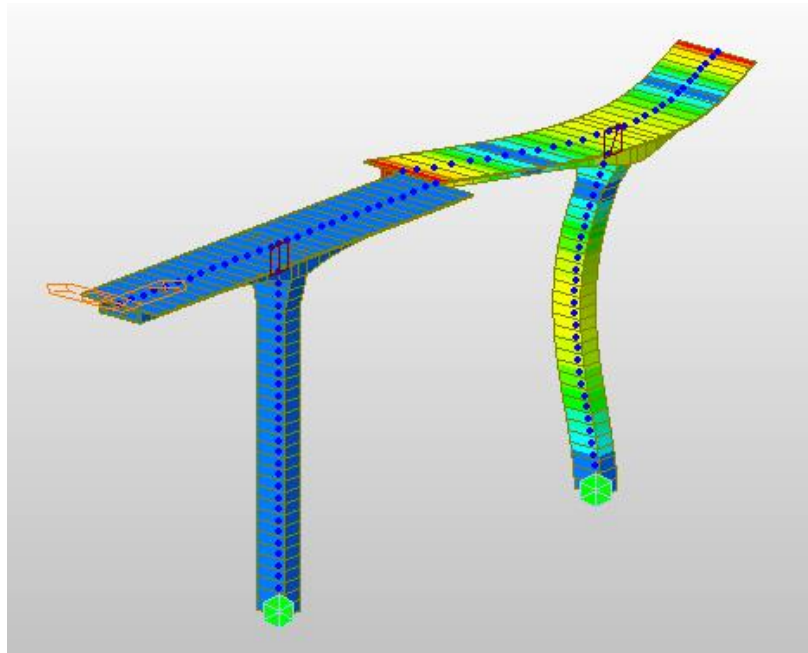


Ilustración 114. Midas Civil. Vista tridimensional Modo 19 [Elaboración propia]

Modo 20

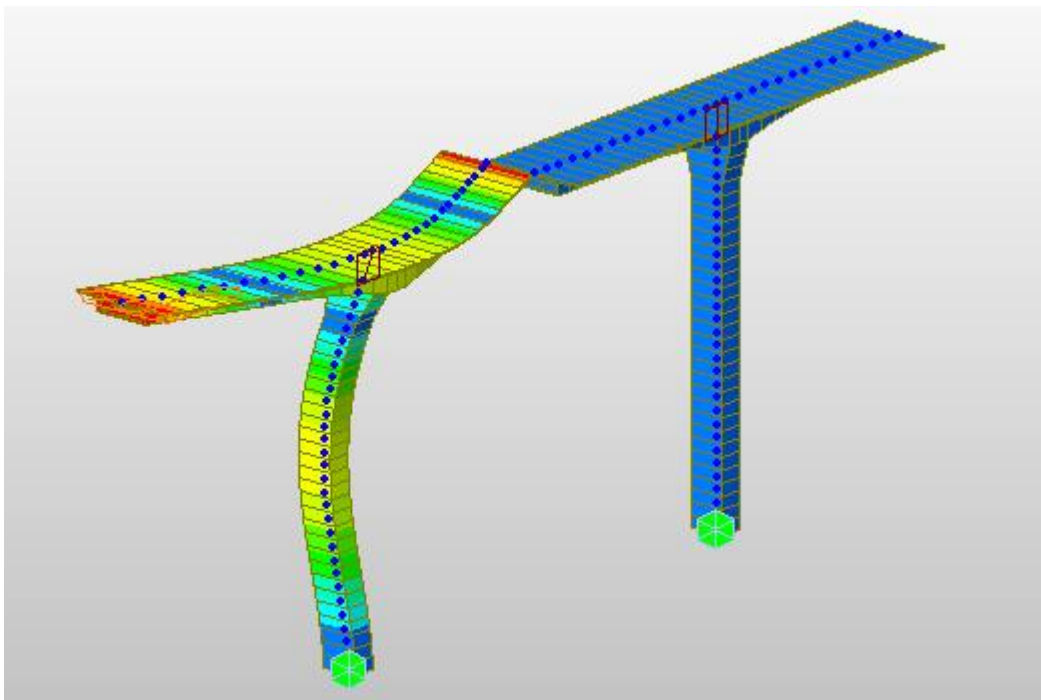


Ilustración 115. Midas Civil. Vista tridimensional Modo 20 [Elaboración propia]

Se da para un período de $T= 0.17374$ s.

A modo de resumen, se puede apreciar que en los 20 modos que se han escogido para que los saque el programa, se recorre el espectro entero.

Se presenta una tabla con los períodos y las frecuencias de los distintos modos:

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	(cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	1.052582	0.167524	5.969308	0.00E+00		
	2	1.052583	0.167524	5.969304	0.00E+00		
	3	1.658628	0.263979	3.788183	0.00E+00		
	4	1.658628	0.263979	3.788181	0.00E+00		
	5	1.925018	0.306376	3.263962	0.00E+00		
	6	1.925018	0.306376	3.263962	0.00E+00		
	7	4.559045	0.725595	1.37818	0.00E+00		
	8	4.55909	0.725602	1.378167	0.00E+00		
	9	7.736103	1.231239	0.81219	0.00E+00		
	10	7.736413	1.231288	0.812157	0.00E+00		
	11	23.267026	3.703062	0.270047	0.00E+00		
	12	23.267593	3.703152	0.27004	0.00E+00		
	13	28.007286	4.457498	0.224341	0.00E+00		
	14	28.007358	4.45751	0.224341	0.00E+00		
	15	29.578904	4.707629	0.212421	0.00E+00		
	16	29.578969	4.707639	0.212421	0.00E+00		
	17	34.752618	5.531051	0.180797	0.00E+00		
	18	34.752641	5.531055	0.180797	0.00E+00		
	19	36.164307	5.755728	0.17374	0.00E+00		
	20	36.164346	5.755734	0.17374	0.00E+00		

Ilustración 116. Midas Civil. Períodos propios de los modos [Elaboración propia]

5.4 DESPLAZAMIENTOS

En este apartado se mostrará los desplazamientos máximos de cada uno de los modos.

Los desplazamientos se expresan en metros.

Modo 1

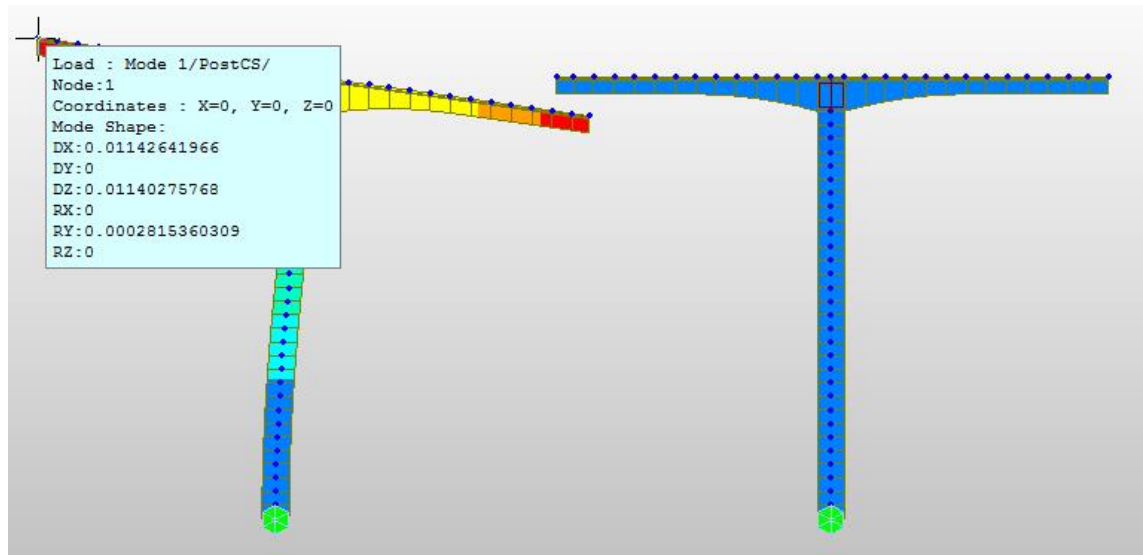


Ilustración 117. Midas Civil. Movimientos Modo 1 [Elaboración propia]

Se puede apreciar que la dovela exterior tiene un movimiento vertical y longitudinal de valor:

$$Dx = Dz = 0.0114 \text{ m} = 1.14 \text{ cm}$$

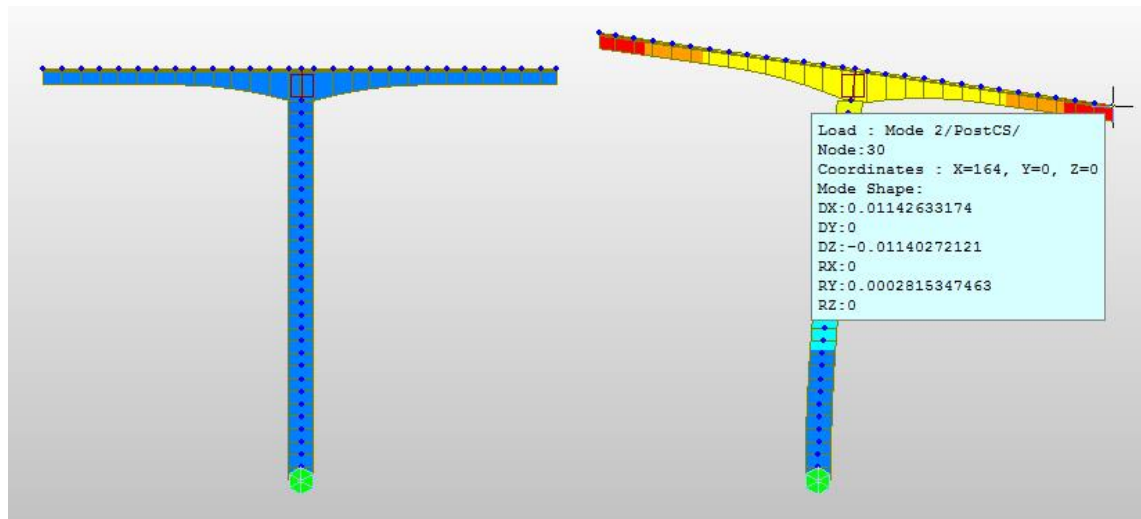
Modo 2

Ilustración 118. Midas Civil. Movimientos Modo 2 [Elaboración propia]

Se puede observar que los movimientos son los mismo que para el Modo 1, pero en sentido contrario.

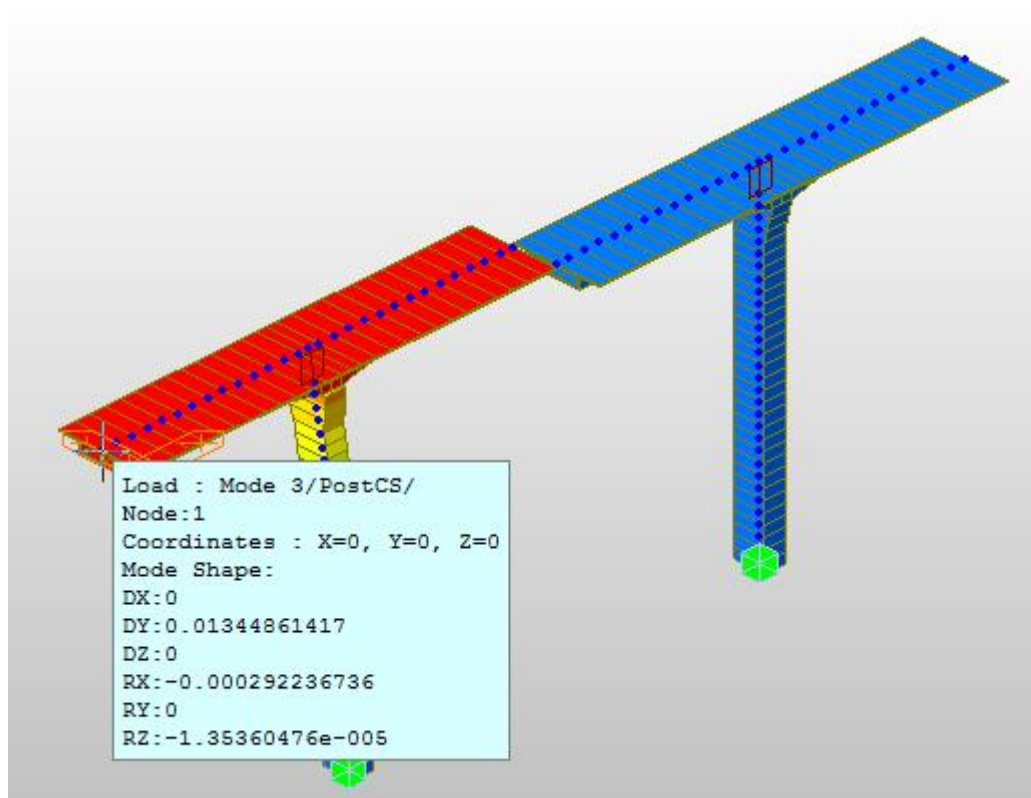
Modo 3

Ilustración 119. Midas Civil. Movimientos Modo 3 [Elaboración propia]

El desplazamiento es transversal, de valor:

$$Dy = 0.0134 \text{ m} = 1.34 \text{ cm}$$

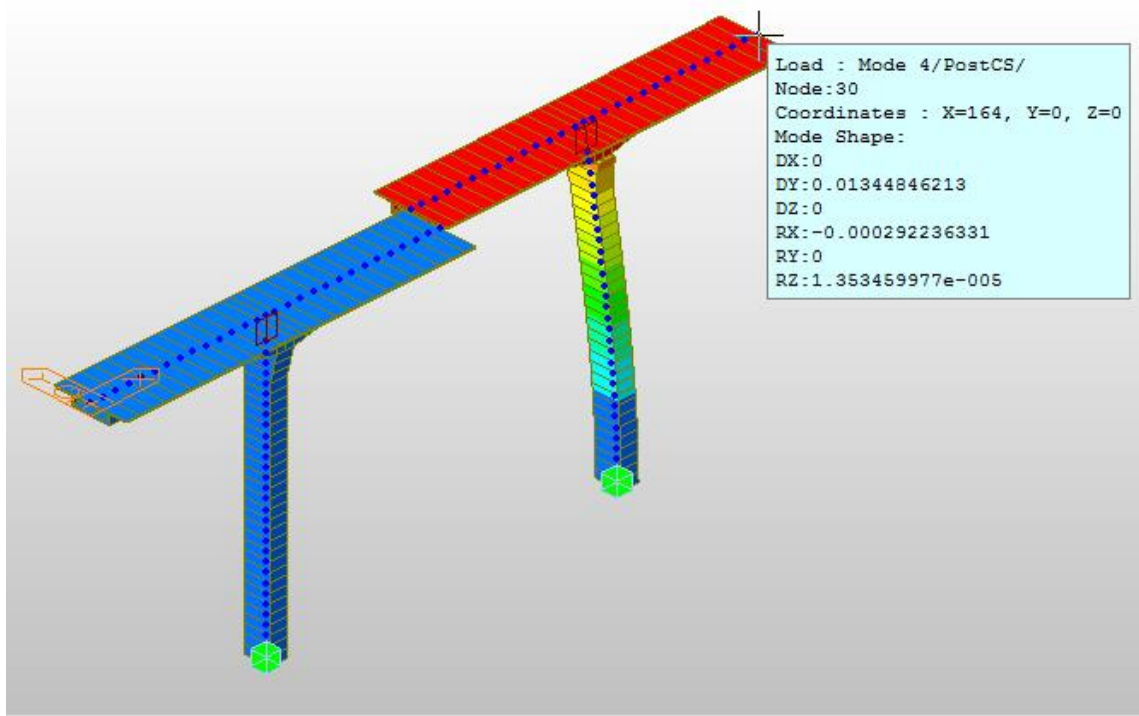
Modo 4

Ilustración 120. Midas Civil. Movimientos Modo 4 [Elaboración propia]

El desplazamiento transversal es:

$$Dy = 0.0134 \text{ m} = 1.34 \text{ cm}$$

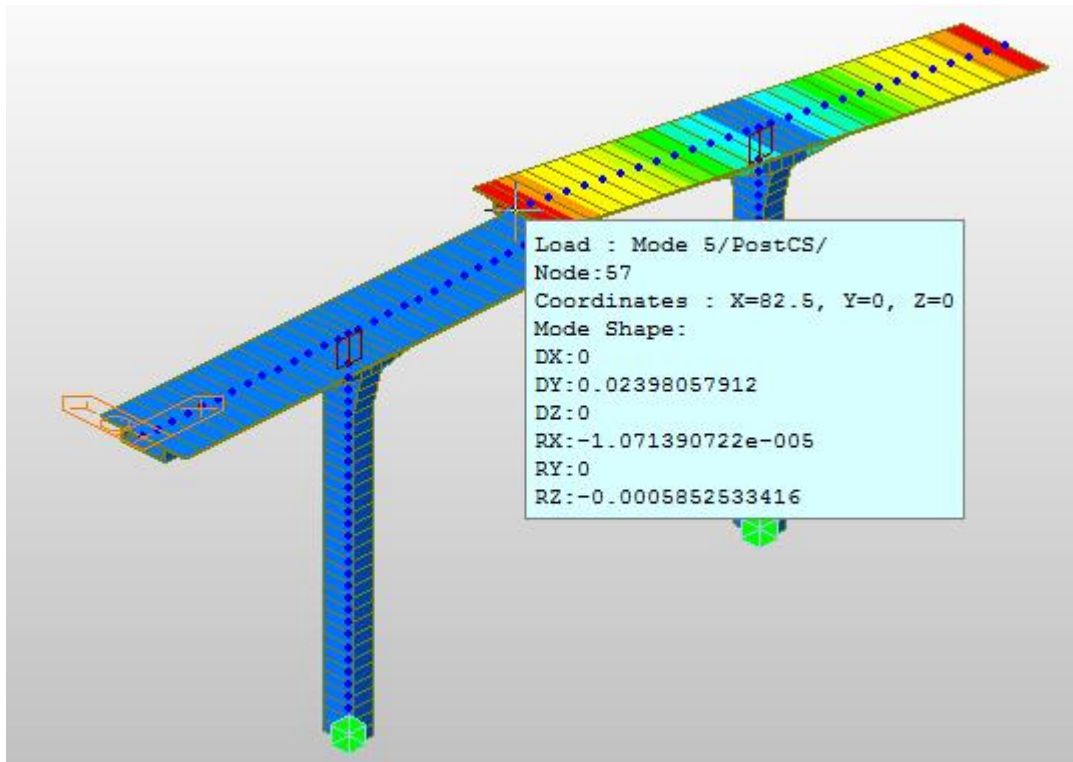
Modo 5

Ilustración 121. Midas Civil. Movimientos Modo 5 [Elaboración propia]

El giro como sólido rígido con respecto al eje vertical, ocasiona un desplazamiento transversal máximo de valor:

$$Dy = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}$$

Modo 6

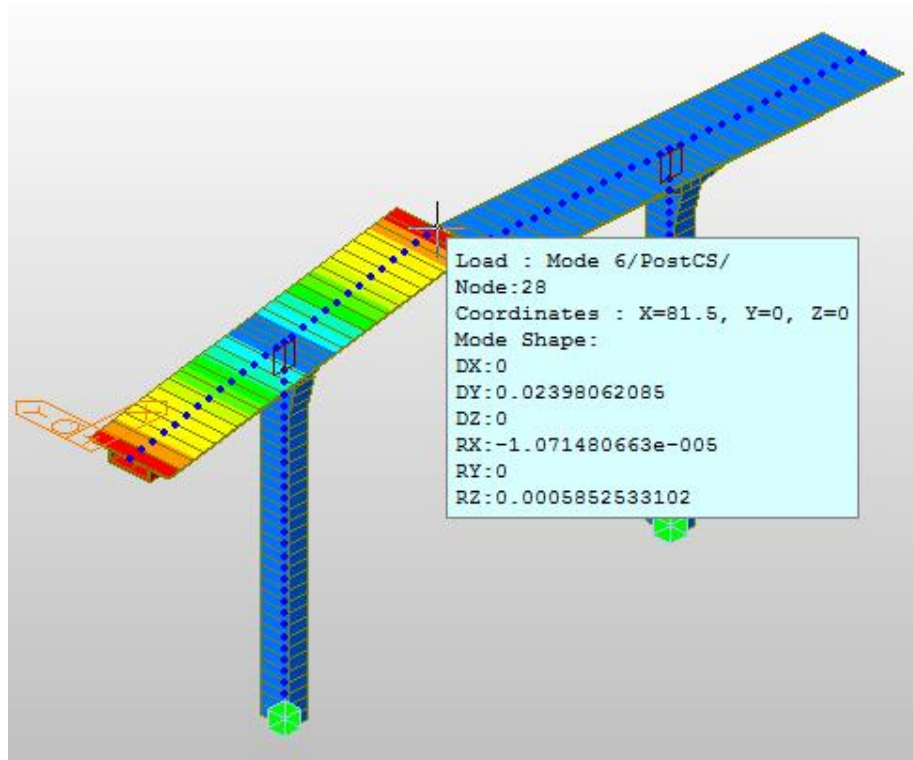


Ilustración 122. Midas Civil. Movimientos Modo 6 [Elaboración propia]

El desplazamiento transversal máximo es:

$$Dy = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}$$

Modo 7

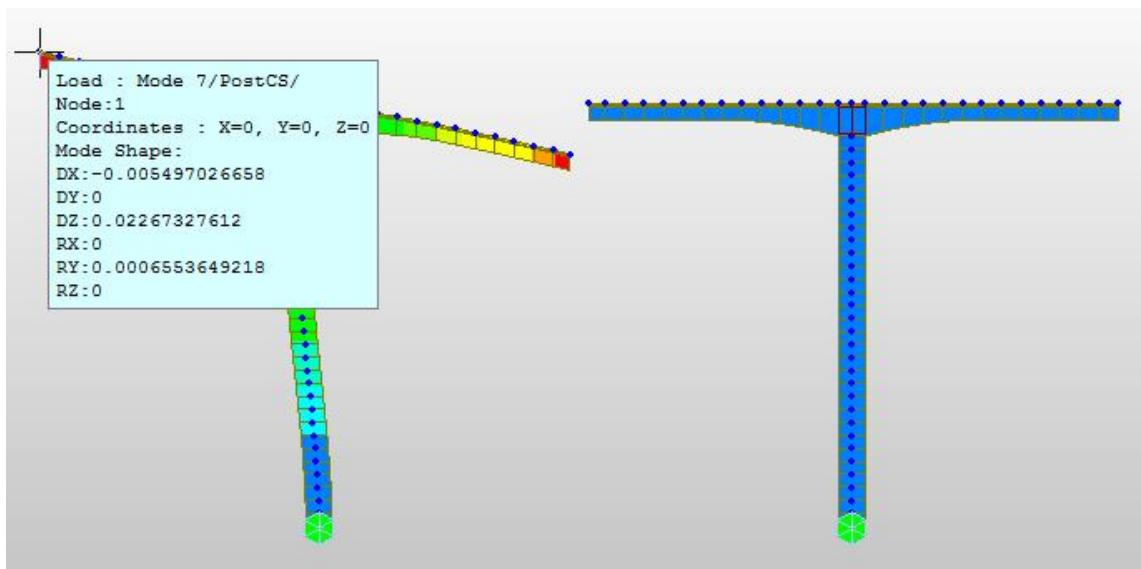


Ilustración 123. Midas Civil. Movimientos Modo 7 [Elaboración propia]

Se puede apreciar que, debido al giro del tablero, los desplazamientos resultantes son en dirección vertical y longitudinal.

$$Dx = -0.0055 \text{ m} = -0.55 \text{ cm}$$

$$Dz = 0.0227 \text{ m} = 2.27 \text{ cm}$$

Modo 8

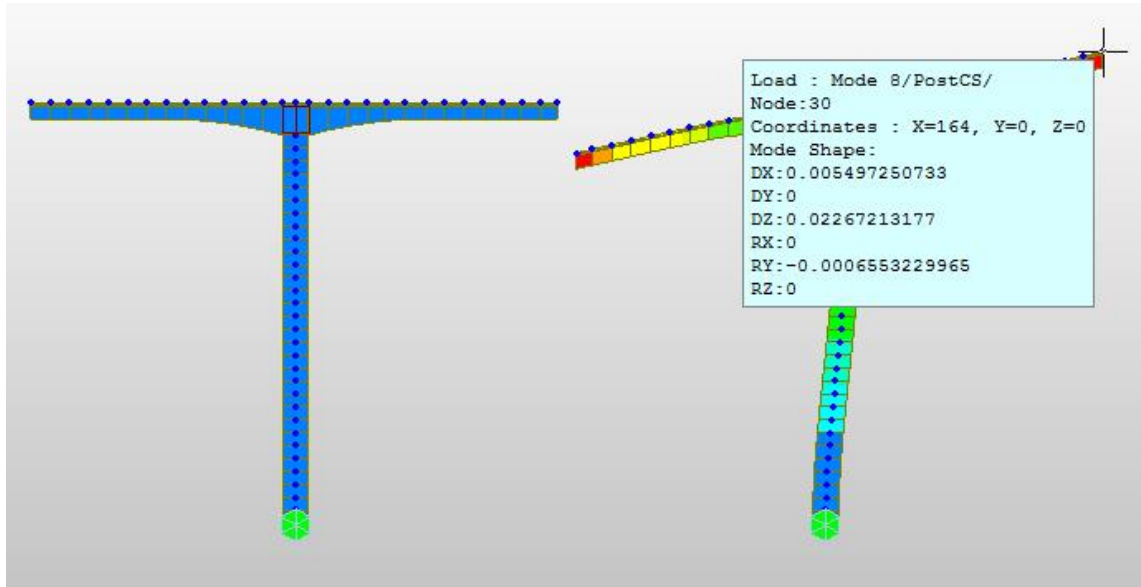


Ilustración 124. Midas Civil. Movimientos Modo 8 [Elaboración propia]

Los desplazamientos longitudinales son en sentido contrario que los que se producen en el Modo 7.

$$Dx = 0.0055 \text{ m} = 0.55 \text{ cm}$$

$$Dz = 0.0227 \text{ m} = 2.27 \text{ cm}$$

Modo 9

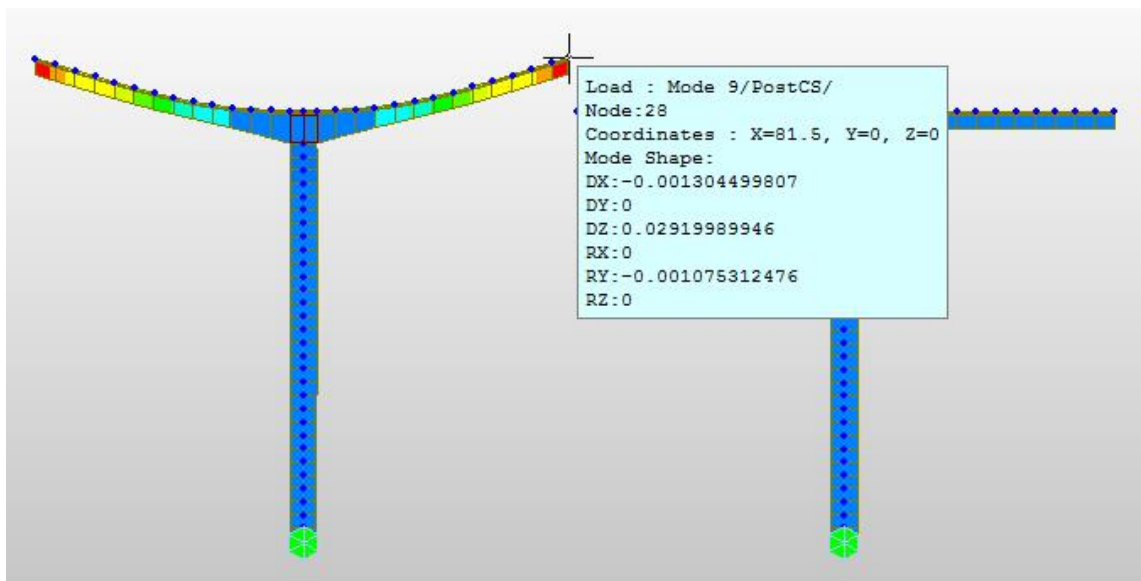


Ilustración 125. Midas Civil. Movimientos Modo 9 [Elaboración propia]

Se produce un desplazamiento en dirección vertical y un pequeño desplazamiento longitudinal.

$$Dx = -0.0013 \text{ m} = -0.13 \text{ cm}$$

$$Dz = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

Modo 10

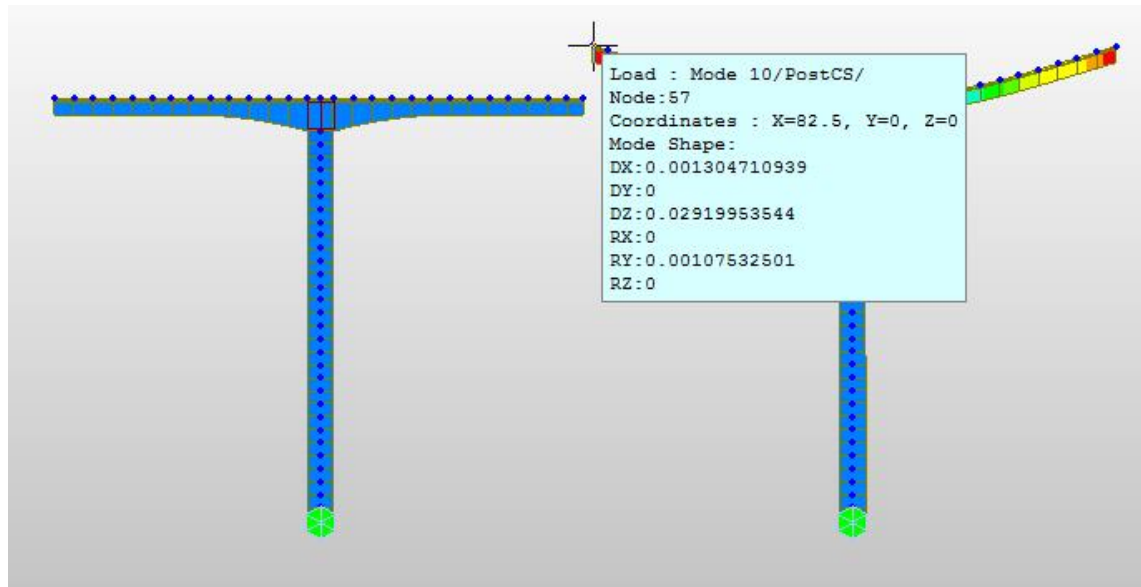


Ilustración 126. Midas Civil. Movimientos Modo 10 [Elaboración propia]

Los desplazamientos son:

$$Dx = 0.0013 \text{ m} = 0.13 \text{ cm}$$

$$Dz = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

Modo 11

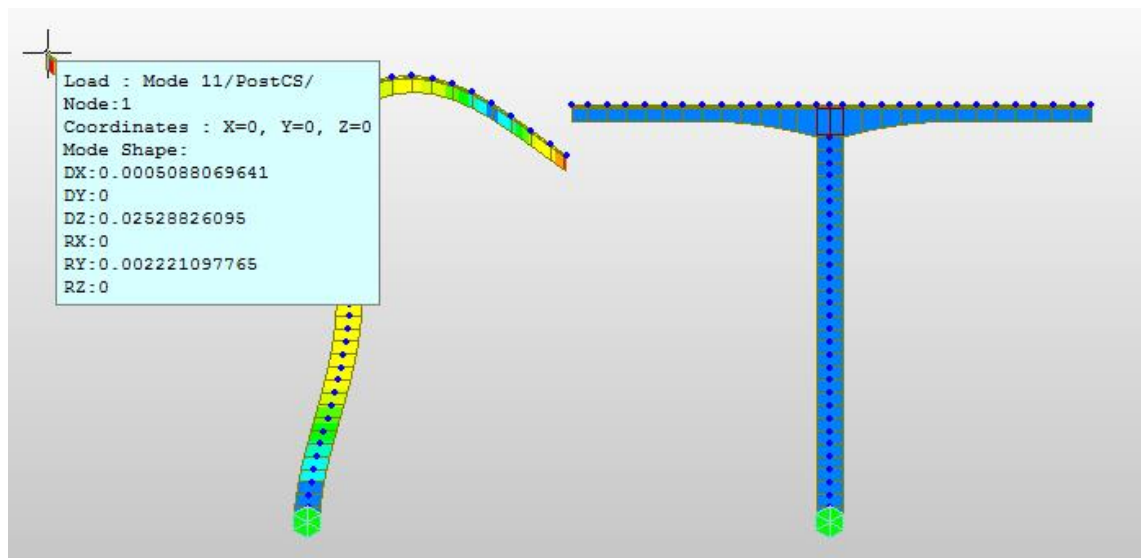


Ilustración 127. Midas Civil. Movimientos Modo 11 [Elaboración propia]

Los desplazamientos se mantienen en el plano:

$$Dx = 0.0005 \text{ m} = 0.05 \text{ cm}$$

$$Dz = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm}$$

Modo 12

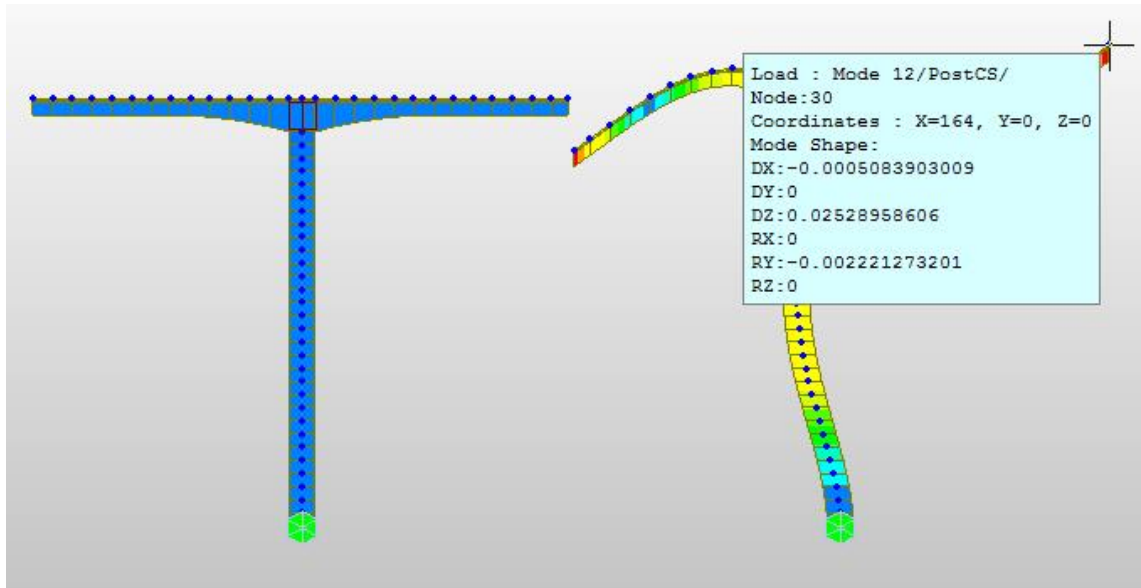


Ilustración 128. Midas Civil. Movimientos Modo 12 [Elaboración propia]

Los desplazamientos son:

$$Dx = -0.0005 \text{ m} = -0.05 \text{ cm}$$

$$Dz = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm}$$

Modo 13

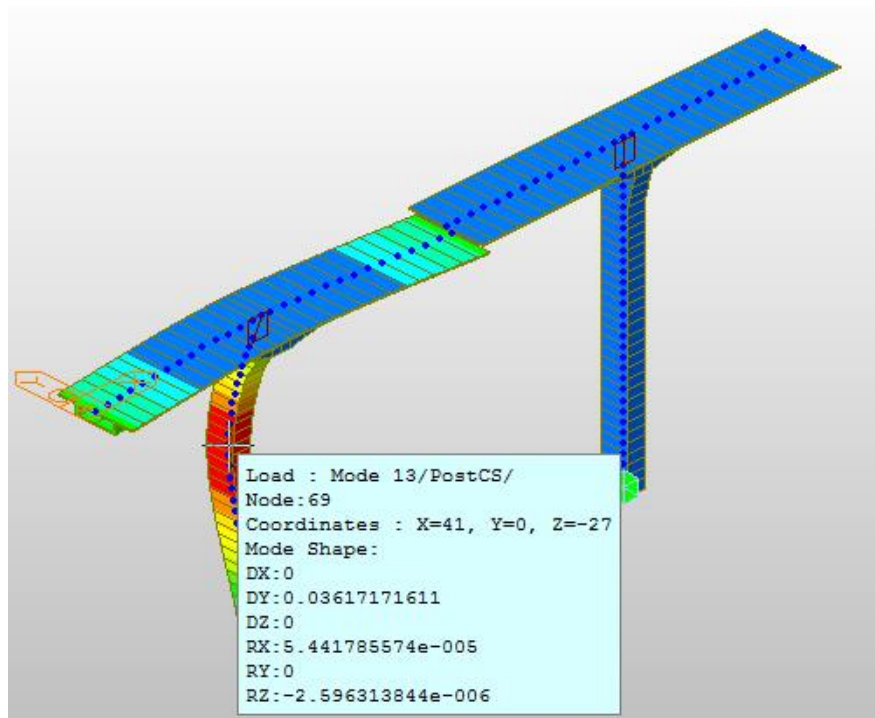


Ilustración 129. Midas Civil. Movimientos Modo 13 [Elaboración propia]

Como se puede observar, se producen desplazamientos transversales, siendo máximos en la pila.

$$Dy = 0.0362 \text{ m} = 3.62 \text{ cm}$$

Modo 14

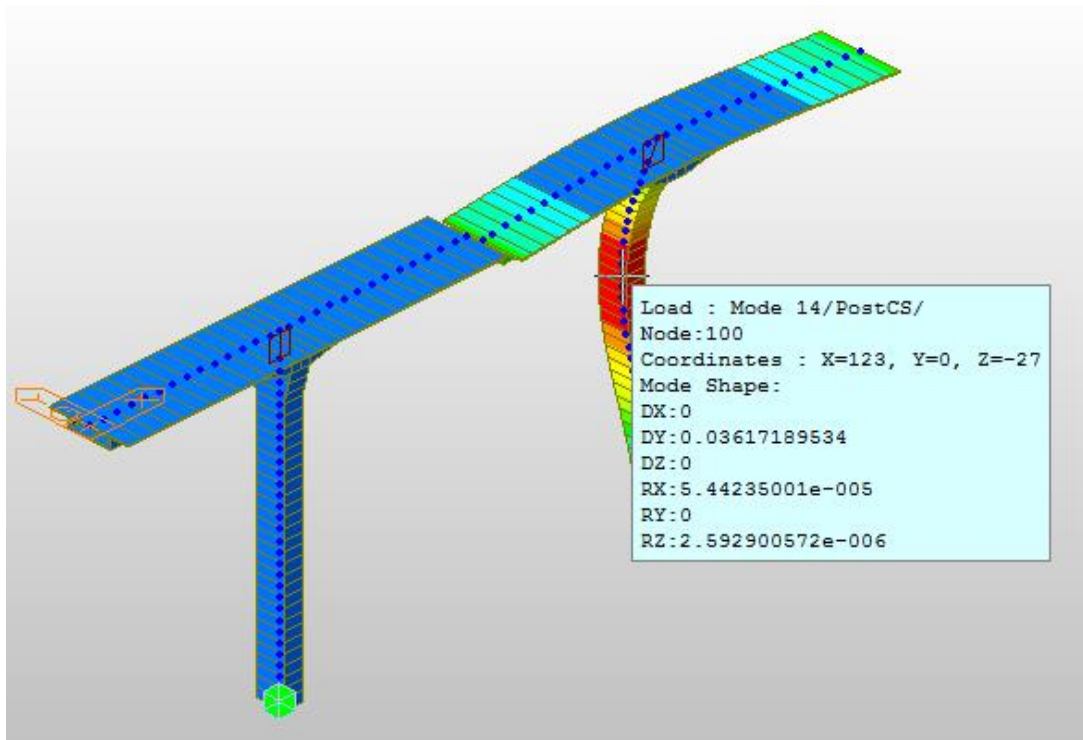


Ilustración 130. Midas Civil. Movimientos Modo 14 [Elaboración propia]

Los desplazamientos máximos son los siguientes:

$$Dy = 0.0362 \text{ m} = 3.62 \text{ cm}$$

Modo 15

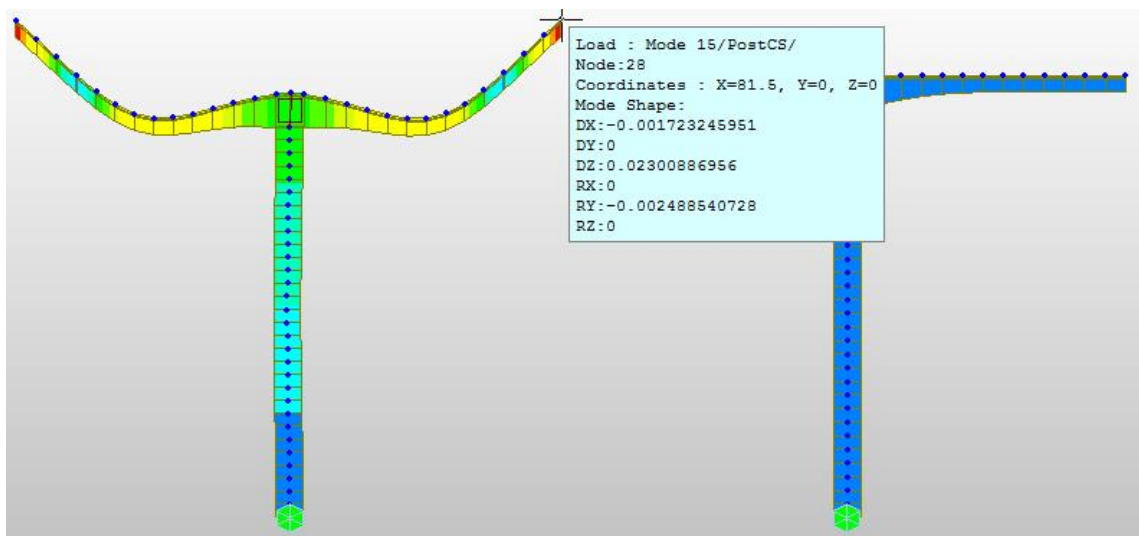


Ilustración 131. Midas Civil. Movimientos Modo 15 [Elaboración propia]

Los desplazamientos máximos son:

$$Dx = -0.0017 \text{ m} = -0.17 \text{ cm}$$

$$Dz = 0.023 \text{ m} = 2.3 \text{ cm}$$

Modo 16

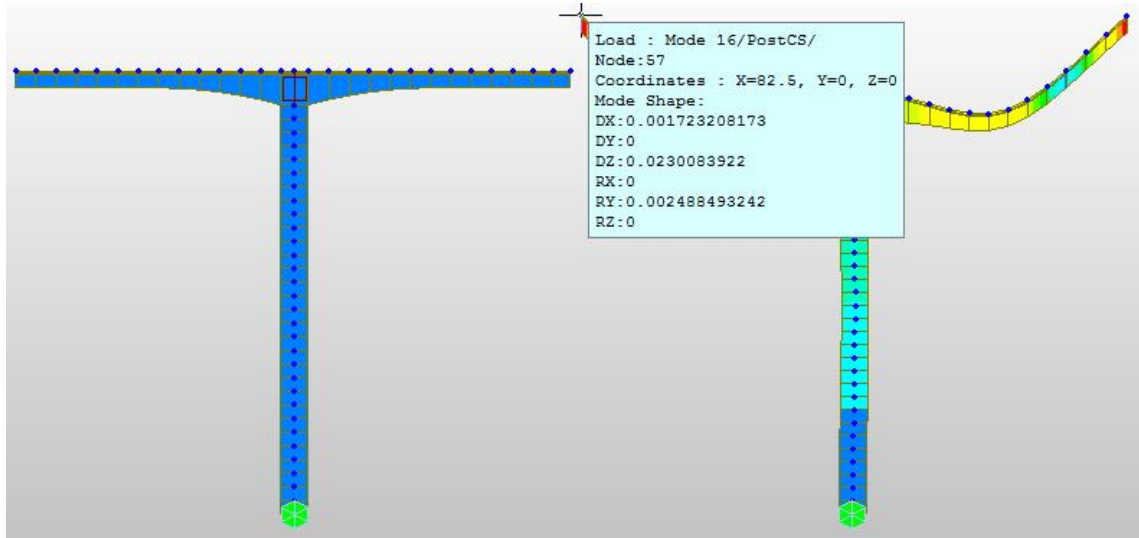


Ilustración 132. Midas Civil. Movimientos Modo 16 [Elaboración propia]

Son los mismos movimientos que se dan para el Modo 15.

Modo 17

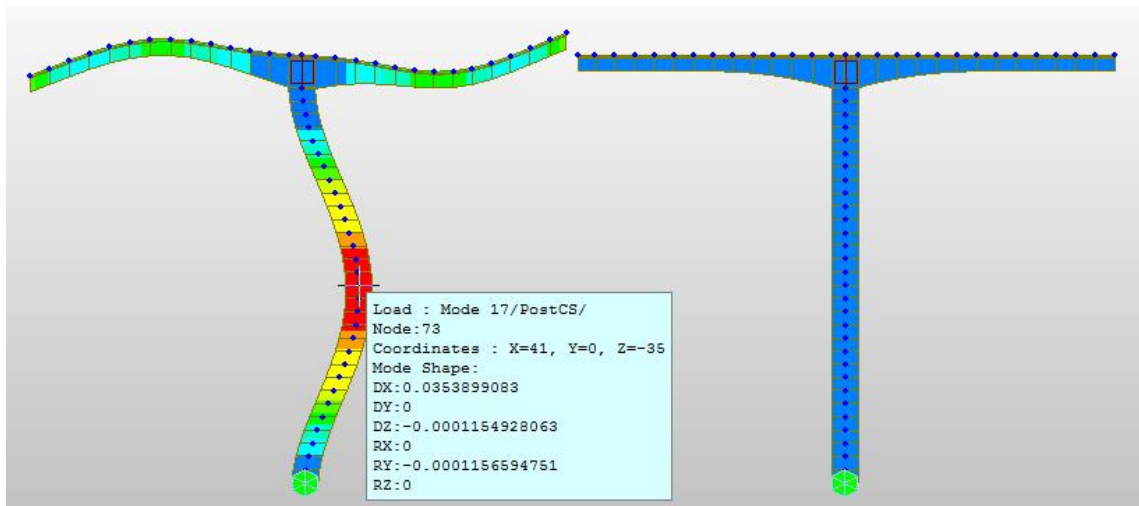


Ilustración 133. Midas Civil. Movimientos Modo 17 [Elaboración propia]

Los desplazamientos longitudinales son:

$$Dx = 0.0354 \text{ m} = 3.54 \text{ cm}$$

Modo 18

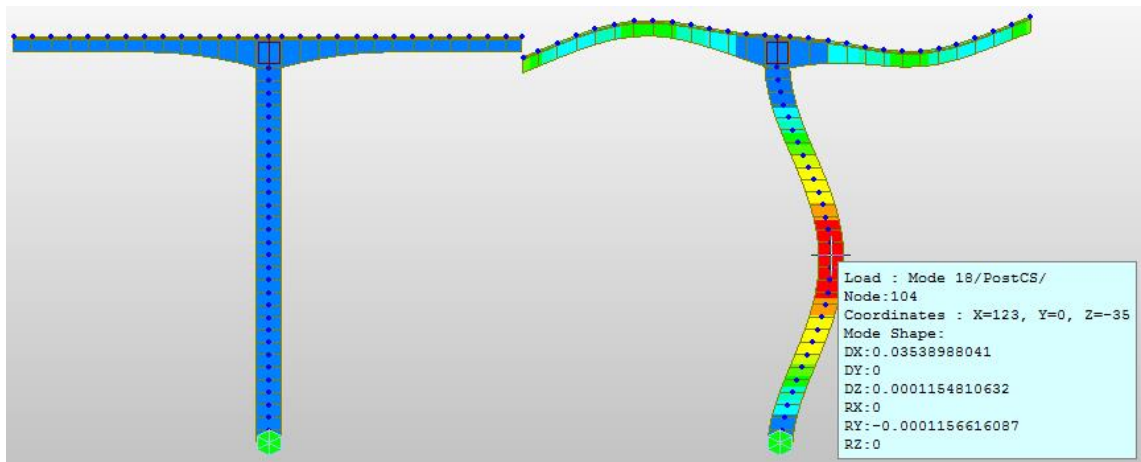


Ilustración 134. Midas Civil. Movimientos Modo 18 [Elaboración propia]

Los desplazamientos son:

$$Dx = 0.0354 \text{ m} = 3.54 \text{ cm}$$

Modo 19

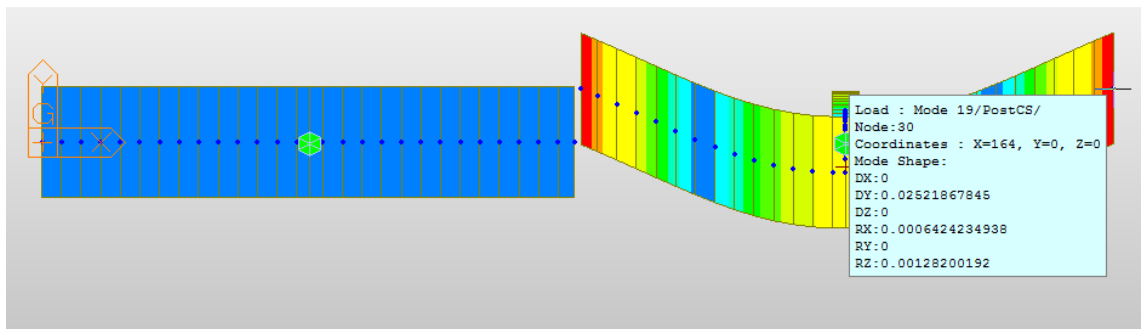


Ilustración 135. Midas Civil. Movimientos Modo 19 [Elaboración propia]

Los desplazamientos son los siguientes:

$$Dy = 0.0252 \text{ m} = 2.52 \text{ cm}$$

Modo 20

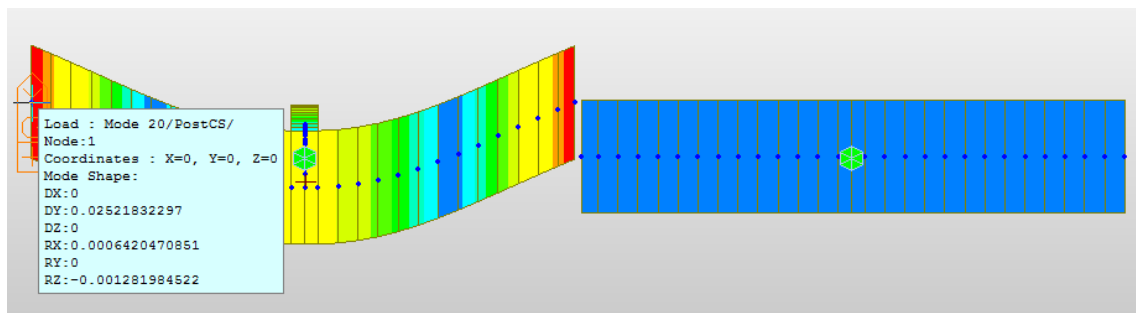


Ilustración 136. Midas Civil. Movimientos Modo 20 [Elaboración propia]

Los desplazamientos son los siguientes:

$$Dy = 0.0252 \text{ m} = 2.52 \text{ cm}$$

5.5 ESFUERZOS DEBIDOS AL SISMO

En este apartado se mostrarán los esfuerzos ocasionados por el sismo, bajo la combinación **SISMO** que resulta de la combinación del Sismo X, Sismo Y, Sismo Z.

Los resultados de los esfuerzos se mostrarán para la Fase 14 de construcción, debido a que es la fase más desfavorable para las estructuras independientes de voladizos en cuanto al sismo.

5.5.1 DEFORMADA

En primer lugar, se mostrará la deformada del puente en construcción para la Fase 14 resultante del **SISMO**.

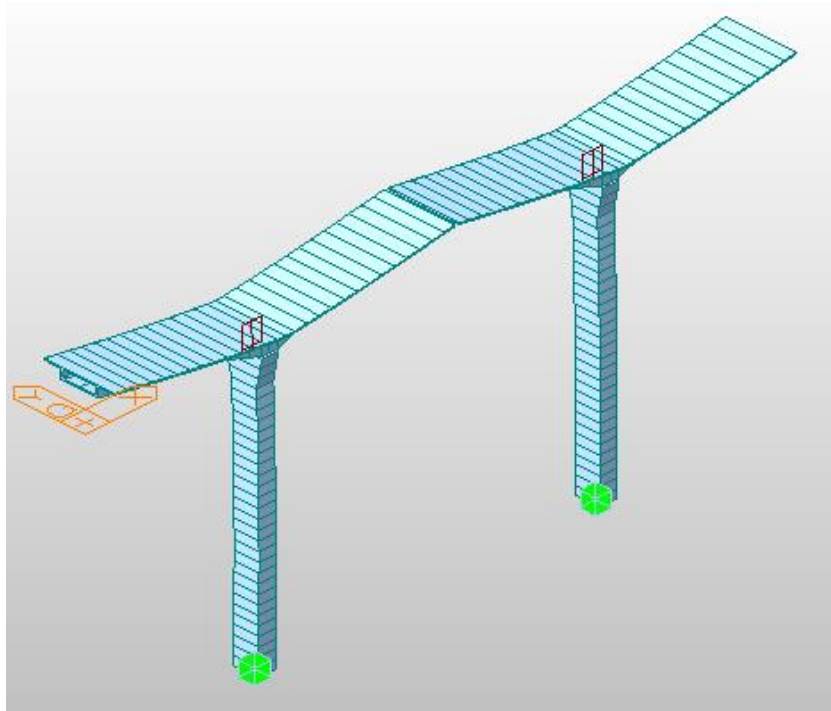


Ilustración 137. Midas Civil. Deformada ante SISMO; Fase 14 [Elaboración propia]

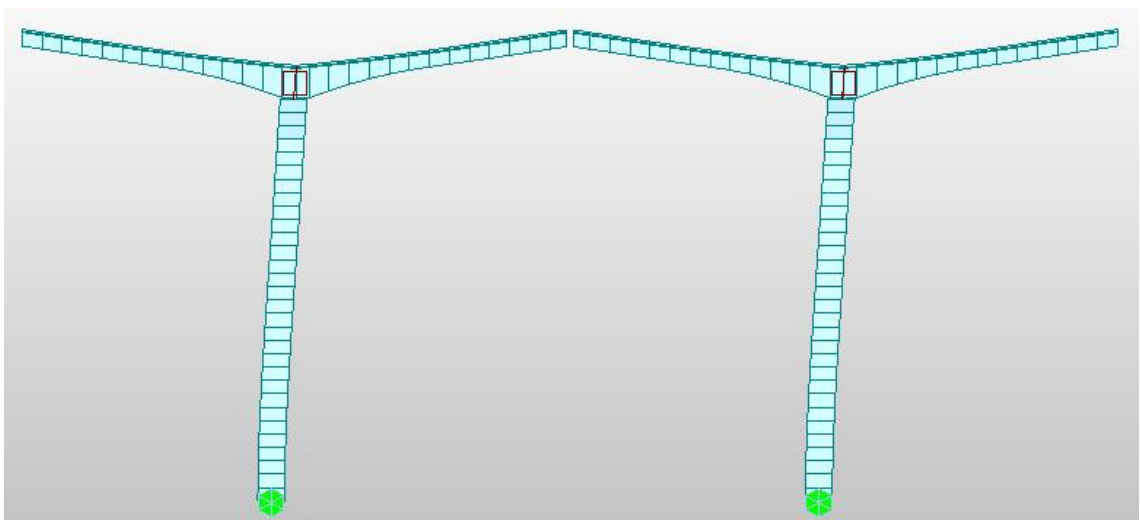


Ilustración 138. Midas Civil. Alzado de la deformada [Elaboración propia]

Se puede apreciar que existen desplazamientos en dirección longitudinal, tanto de la pila como del tablero, que están representados en valor absoluto. Pero recordando, los movimientos ante el sismo pueden ser tanto negativos como positivos. Esos movimientos tanto positivos como negativos se pueden ver en el SISMO mín y SISMO máx.

De la misma forma se aprecia en la figura que los voladizos sufren desplazamientos verticales en sus extremos.

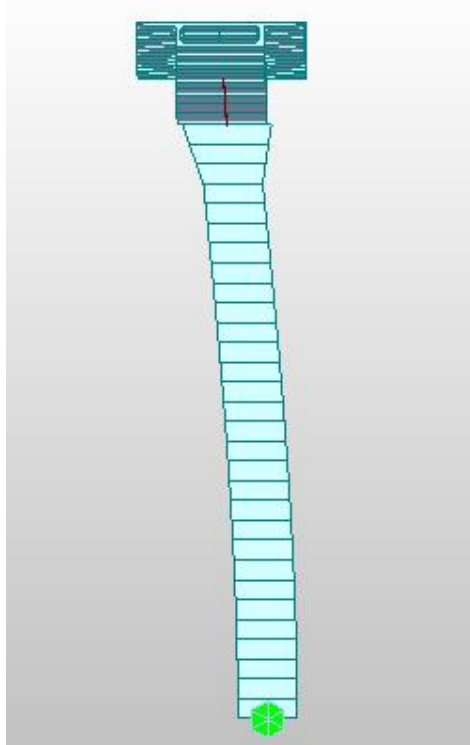


Ilustración 139. Midas Civil. Perfil de la deformada **[Elaboración propia]**

Se puede apreciar el movimiento transversal de las pilas. El movimiento transversal del tablero es fundamentalmente como sólido rígido.

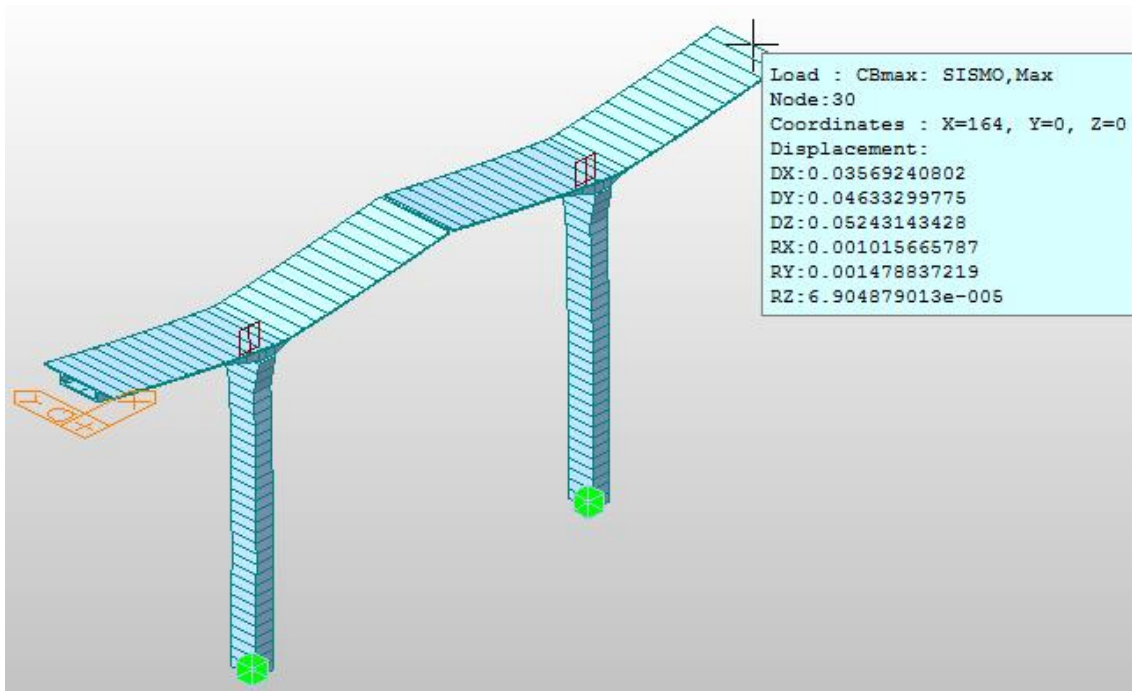


Ilustración 140. Midas Civil. Movimientos máximos en el tablero; SISMO [Elaboración propia]

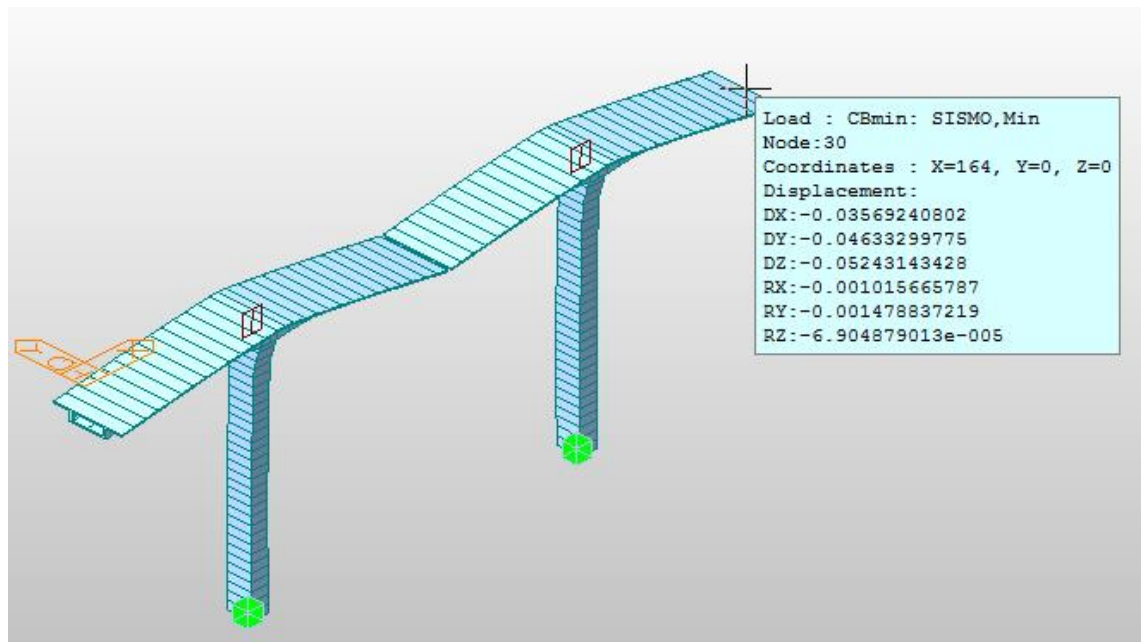


Ilustración 141. Midas Civil. Movimientos mínimos en el tablero; SISMO [Elaboración propia]

Se puede apreciar que los movimientos coinciden en valor absoluto.

Los desplazamientos son del orden de centímetros, lo que es habitual ante un Sismo de Construcción para un período de retorno de $T=10$ años.

Los desplazamientos horizontales no suponen ningún problema para los voladizos interiores debido a que la suma sería del orden de 8 cm, que es inferior a los 50 cm que mide la clave. Por tanto, bajo el sismo de construcción, los extremos de los voladizos no se chocarían.

5.5.2 ESFUERZOS AXIAL

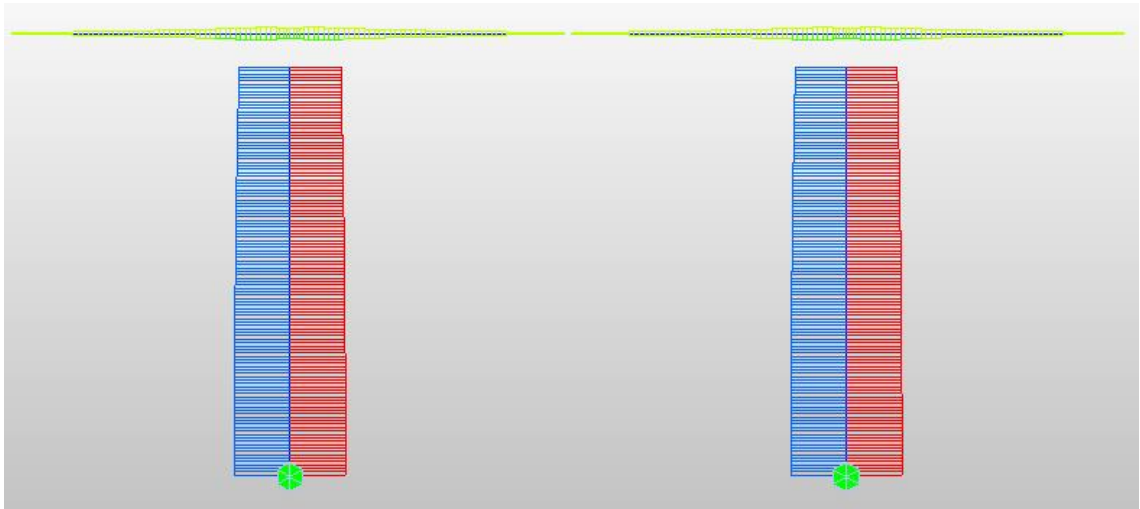


Ilustración 142. Midas Civil. Esfuerzo axial [Elaboración propia]

Se pueden apreciar los esfuerzos simétricos, debidos al SISMO máx y el SISMO mín. El sismo puede actuar tanto en un sentido como en otro.

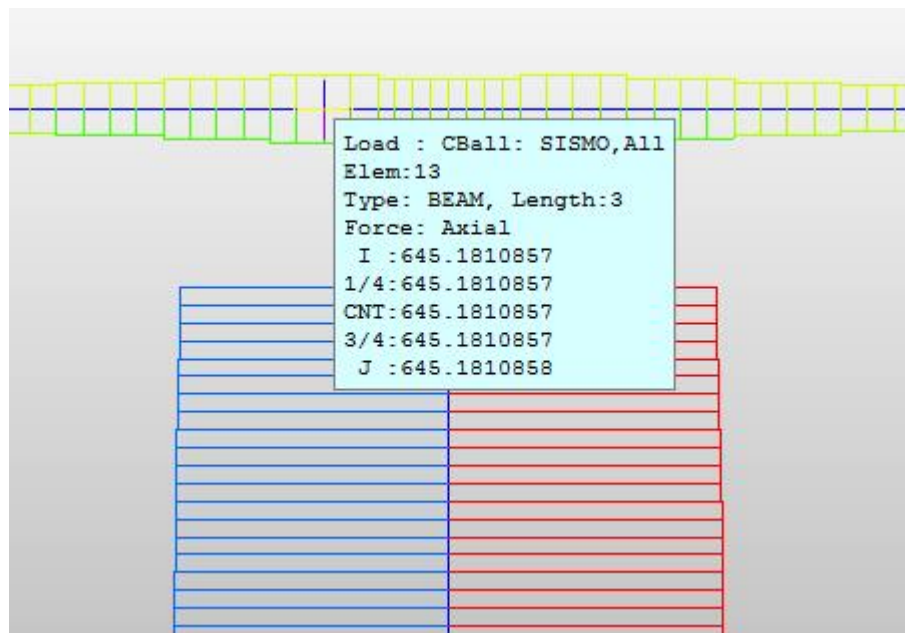


Ilustración 143. Midas Civil. Axiles en el tablero (kN) [Elaboración propia]

El axil en el tablero es debido a la componente longitudinal del sismo.

Tiene un valor de:

$$F_x = 645.18 \text{ kN}$$

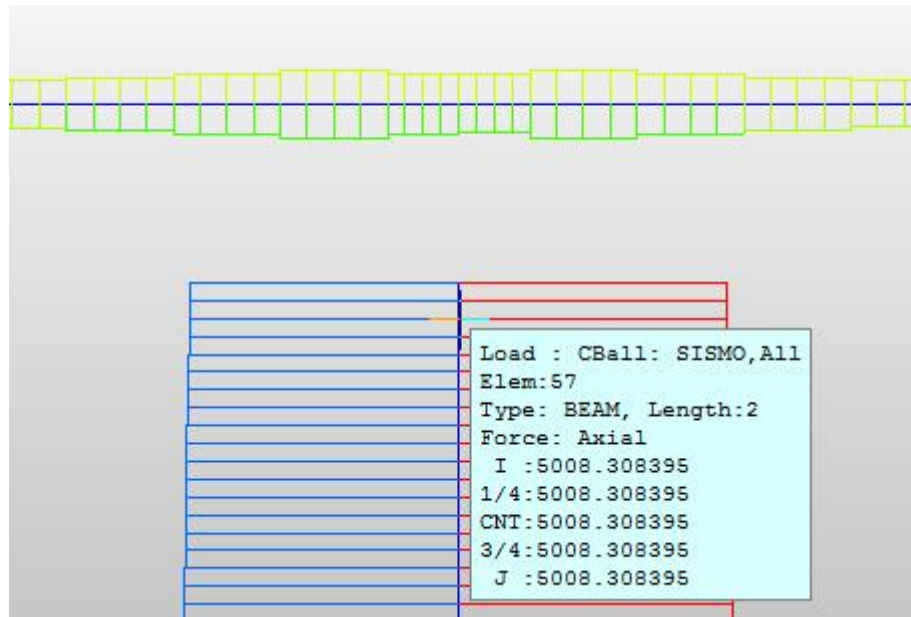


Ilustración 144. Midas Civil. Axiles en la pila (kN) [Elaboración propia]

El valor del axil en la cabeza de la pila es:

$$F_x = 5008.31 \text{ kN}$$

5.5.3 ESFUERZO CORTANTE FY

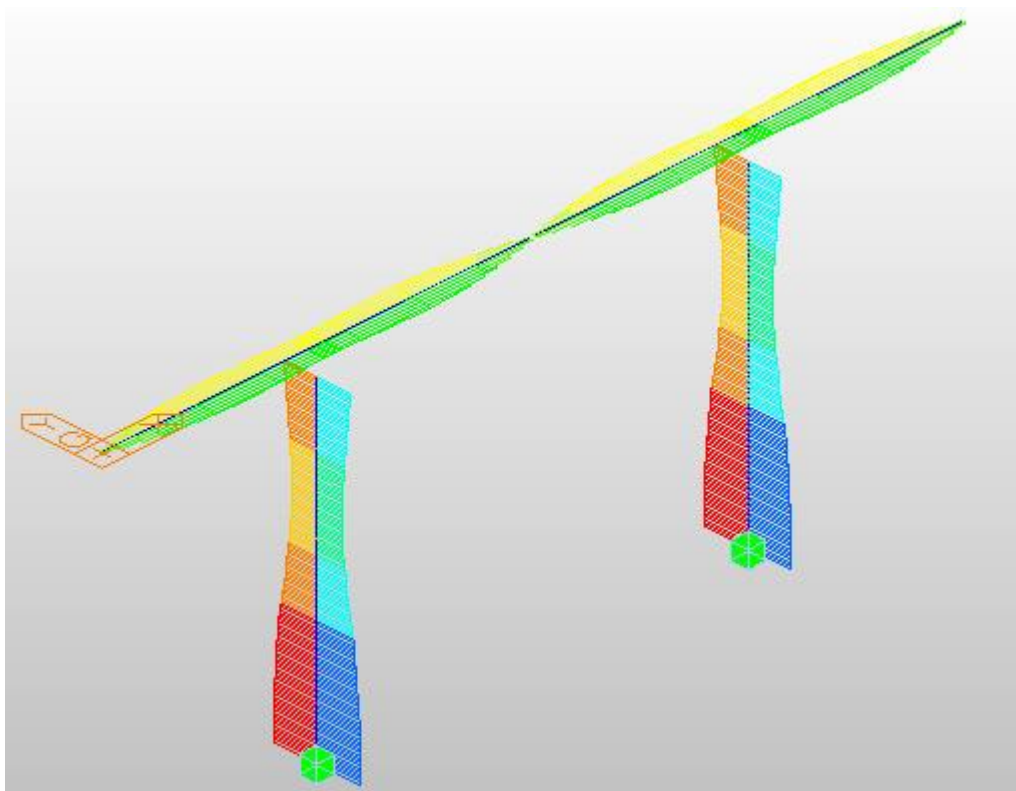


Ilustración 145. Midas Civil. Esfuerzo cortante Fy [Elaboración propia]

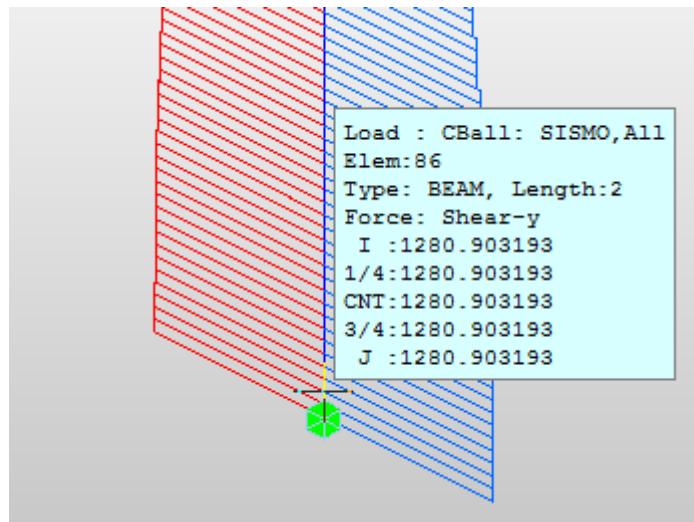


Ilustración 146. Midas Civil. Cortantes F_y en la base pila (kN) [Elaboración propia]

El cortante en la base de la pila es:

$$F_y = 1280.9 \text{ kN}$$

5.5.4 ESFUERZO CORTANTE FZ

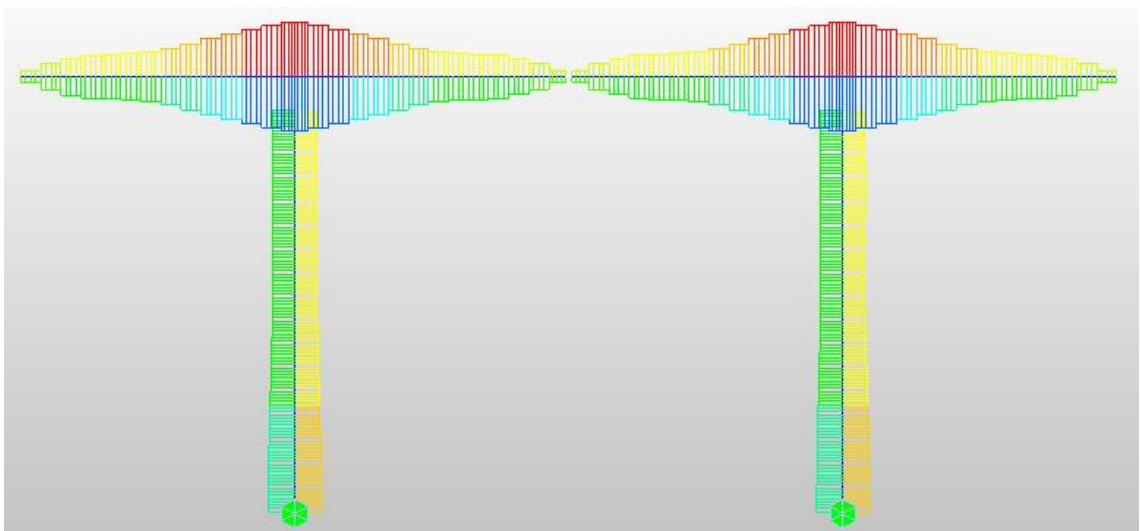


Ilustración 147. Midas Civil. Esfuerzo cortante F_z [Elaboración propia]

Los máximos se dan en la dovela de arranque, con un valor de:

$$F_z = 2704.26 \text{ kN}$$

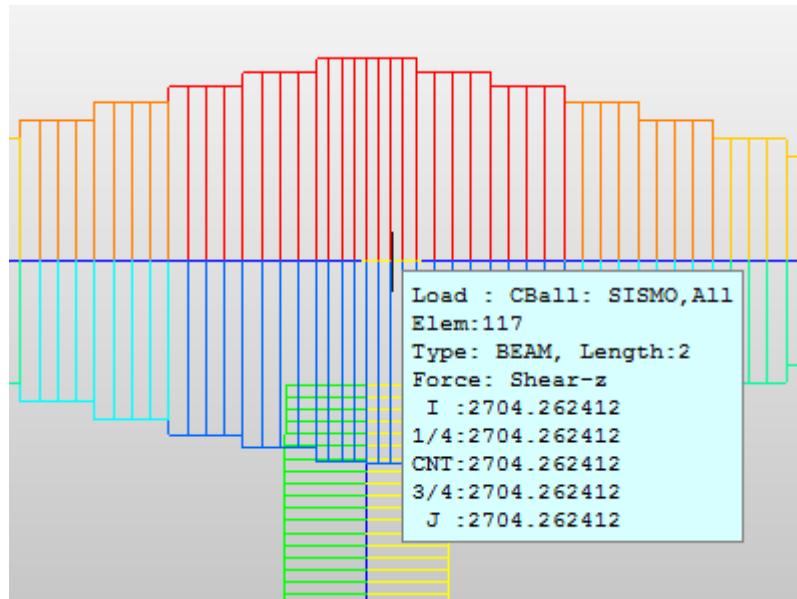


Ilustración 148. Midas Civil. Cortante F_z en la dovela de arranque (kN) [Elaboración propia]

5.5.5 ESFUERZO FLECTOR M_y

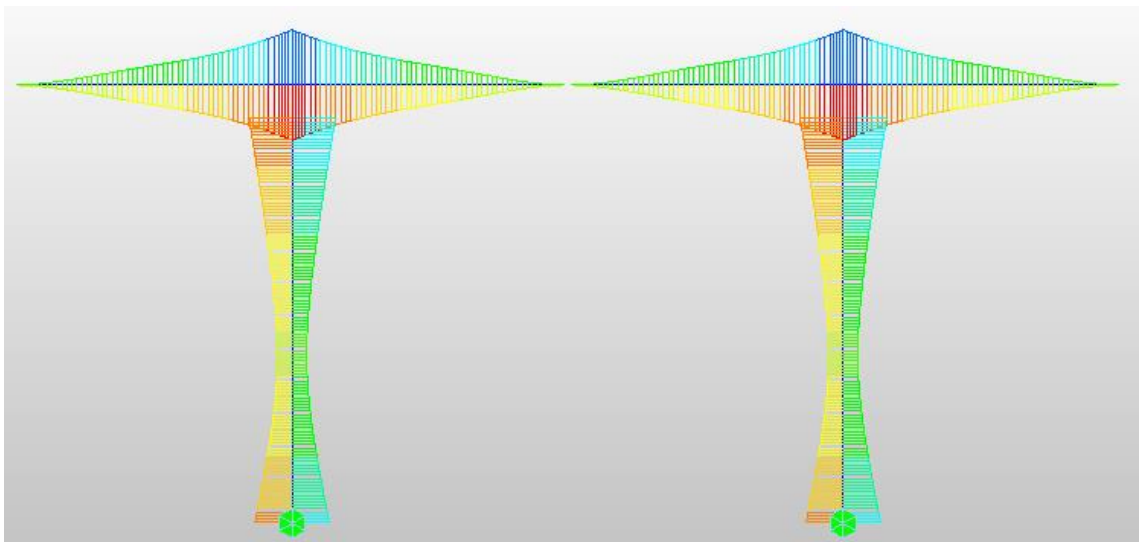


Ilustración 149. Midas Civil. Esfuerzo flector M_y [Elaboración propia]

Los momentos M_y en el tablero se deben a los desplazamientos verticales de los voladizos, mientras que los momentos M_y de las pilas se deben a las flexiones que sufren.

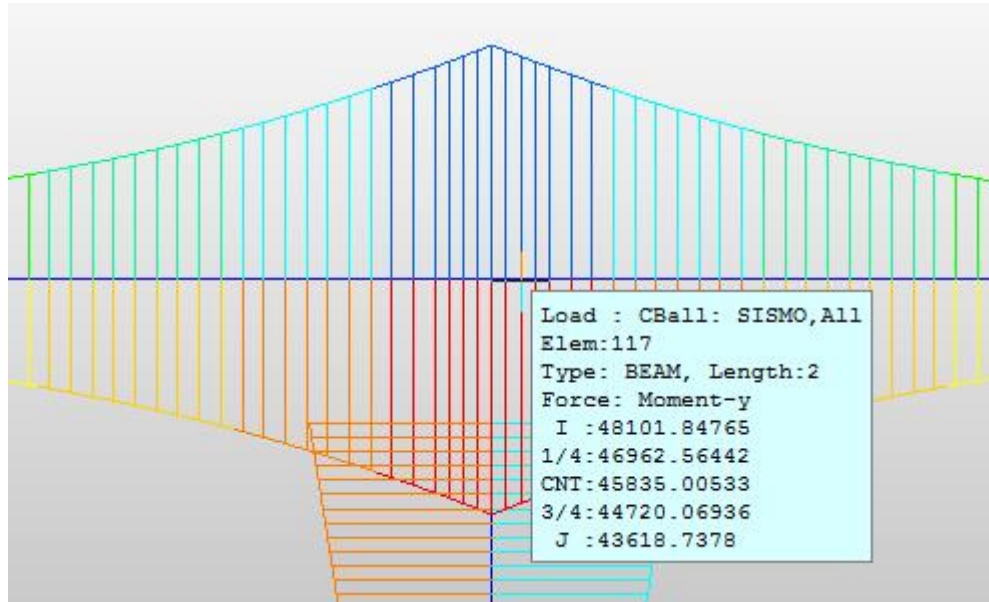


Ilustración 150. Midas Civil. Flector M_y en la dovela de arranque ($kN \cdot m$) [Elaboración propia]

El valor máximo del flector M_y en el tablero es:

$$M_y = 48101.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

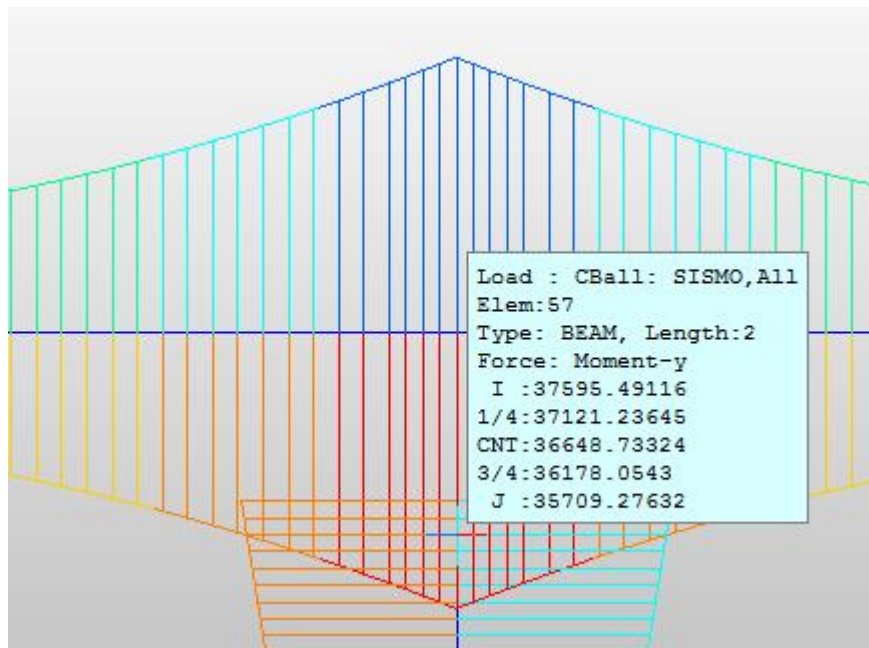


Ilustración 151. Midas Civil. Flector M_y en la pila ($kN \cdot m$) [Elaboración propia]

El valor máximo del flector M_y en la pila es:

$$M_y = 37595.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.5.6 ESFUERZO FLECTOR MZ

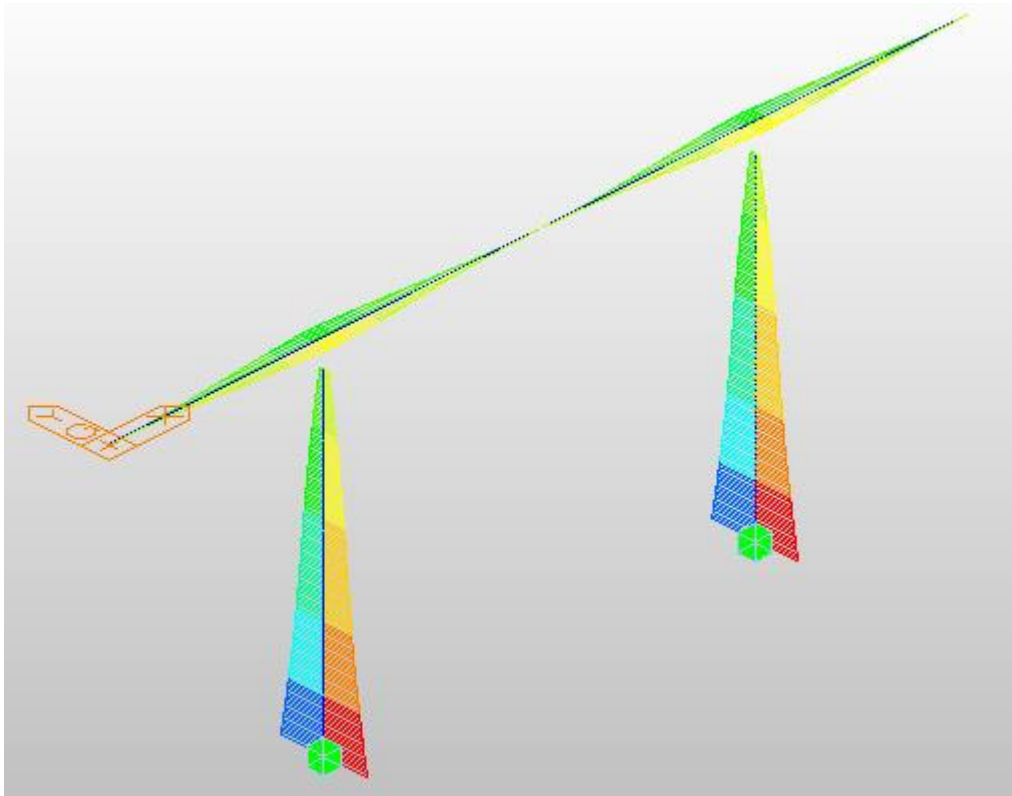


Ilustración 152. Midas Civil. Esfuerzo flector Mz [Elaboración propia]

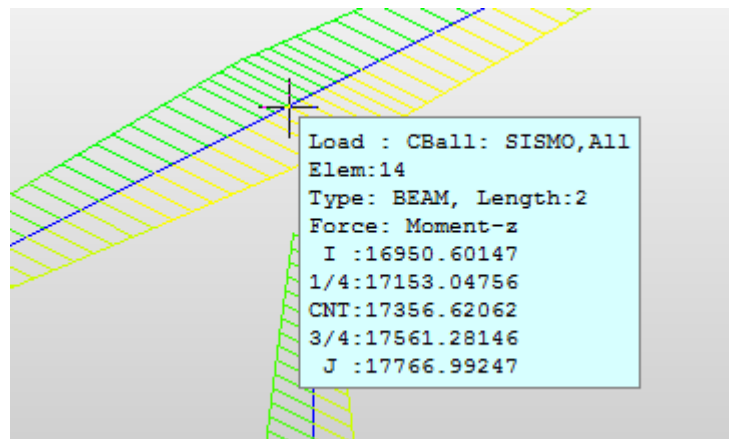


Ilustración 153. Midas Civil. Flector Mz en el tablero (kN m) [Elaboración propia]

El valor máximo del flector Mz en el tablero es:

$$Mz = 17767 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

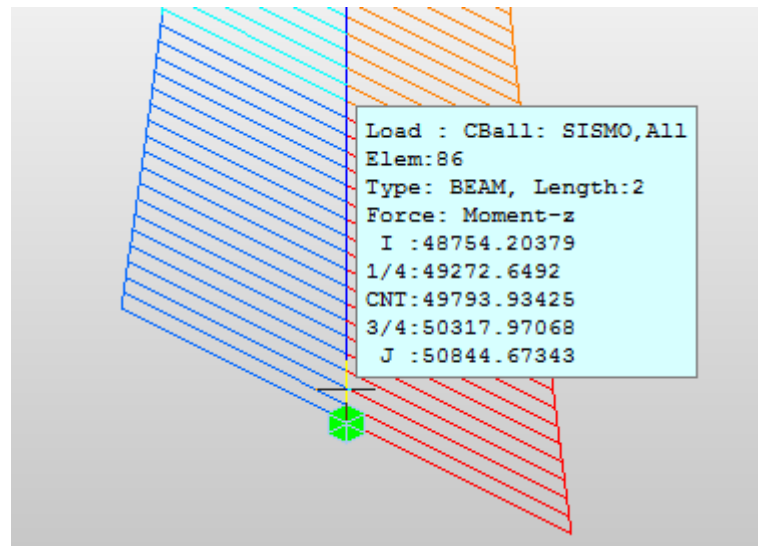


Ilustración 154. Midas Civil. Flector M_z en la pila (kN m) [Elaboración propia]

El valor del flector M_z en la base de la pila es:

$$M_z = 50844.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6 ANÁLISIS COMPARATIVO

6.1 INTRODUCCIÓN

El siguiente punto es uno de los más importantes del presente trabajo, debido a que consiste en la evaluación de los efectos que provoca el Sismo de Construcción frente a la construcción del puente sin sismo.

Resulta muy interesante de estudiar los efectos que tiene el sismo en la construcción, para la técnica constructiva que se está estudiando: la construcción de puentes por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas.

Difiere mucho la etapa constructiva de la etapa de servicio del puente. En la etapa de construcción, cada pila y sus voladizos forma una estructura que funciona de manera independiente. Esta situación cambia en servicio, cuando se hormigona la clave, redistribuyéndose los esfuerzos a lo largo de los vanos y las dos pilas, trabajando el tablero aproximadamente como un sistema de vigas continuas.

A lo largo del tiempo se ha estudiado mucho sobre el efecto del sismo en muchos tipos de puentes, con diferentes longitudes de vano y geometría de secciones e incluso materiales. Pero, sin embargo, existe menor bibliografía que trate sobre el efecto del sismo en la construcción, y mucho menos centrado en un procedimiento constructivo como es el de la técnica que se utiliza en este trabajo.

La fase constructiva, al ser tan diferente respecto a la de servicio, debe soportar el Sismo de Construcción. Sus elementos, así mismo, deben estar dimensionados en perspectiva de cumplir los esfuerzos últimos de la sección, que se calculan para el servicio del puente.

La fase constructiva al tratarse de una estructura de voladizos, el conjunto de los mismos y la pila correspondiente, serán los encargados de soportar el sismo.

En los siguientes apartados se realizarán una serie de comparativas y comprobaciones que tienen que ver con los efectos del sismo sobre la etapa constructiva del puente construido por voladizos sucesivos, sacándose una serie de conclusiones que posteriormente se reunirán en un punto dedicado a las mismas.

6.2 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL Y LA COMPARATIVA EN CONSTRUCCIÓN

6.2.1 INTRODUCCIÓN

El apartado 6.2 se dedica a realizar una comparativa entre el Modelo sin sismo y el Modelo con sismo, ambos para la fase constructiva: Fase 14, que es la más desfavorable para el sistema de voladizos.

Resultaría interesante observar los momentos tanto longitudinales como transversales que se producen en la base de la pila y en la cabeza de pila, y realizar la comparativa entre el Modelo sin sismo y el Modelo con sismo, para poder ver los efectos que provoca el Sismo de Construcción en la Fase 14 de construcción.

6.2.2 COMBINACIONES

En este apartado se presentarán las combinaciones de acciones para realizar la comparativa.

Para el Modelo con sismo se obtendrán los esfuerzos para Estado Límite Accidental.

Para el Modelo sin sismo, se combinarán las mismas hipótesis de carga que en el Estado Límite Accidental menos el SISMO.

Por tanto, la combinación para el Modelo con sismo, llamada EL Accidental es:

ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL	
Caso de carga	Factor
Peso Propio	1
Tendon 1º	1
Tendon 2º	1
Fluencia 1º	1
Retracción 1º	1
Sobrecarga	1
SISMO	1

Ilustración 155. Combinación Modelo con sismo [Elaboración propia]

Mientras que la combinación para el Modelo sin sismo es la siguiente, llamada Comparativa:

COMPARATIVA	
Caso de carga	Factor
Peso Propio	1
Tendon 1º	1
Tendon 2º	1
Fluencia 1º	1
Retracción 1º	1
Sobrecarga	1

Ilustración 156. Combinación Modelo sin sismo [Elaboración propia]

6.2.3 MOMENTOS EN LA BASE DE LA PILA

En este apartado se mostrarán los momentos longitudinales y transversales para el Modelo sin sismo y el Modelo con sismo.

Se obtendrán los valores de los momentos en la base de la pila y se sacarán una serie de conclusiones.

Los momentos M_y para el Modelo sin sismo en la combinación Comparativa para la Fase 14 son:

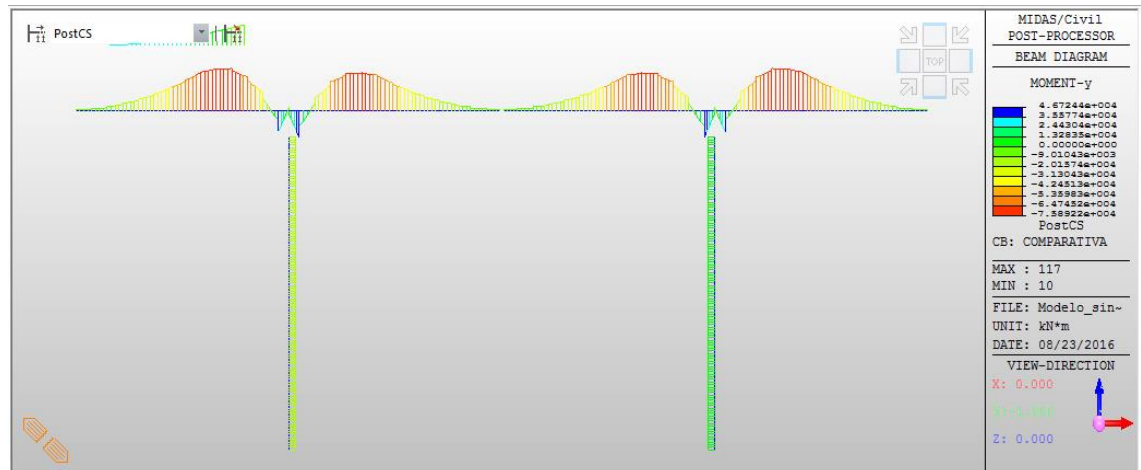


Ilustración 157. Midas Civil. Esfuerzo M_y en Modelo sin sismo. Fase 14 [Elaboración propia]

La forma que toman los momentos es debida sobre todo al efecto de la fluencia.

Los momentos M_y para el Modelo con sismo en la combinación EL Accidental para la Fase 14 son:

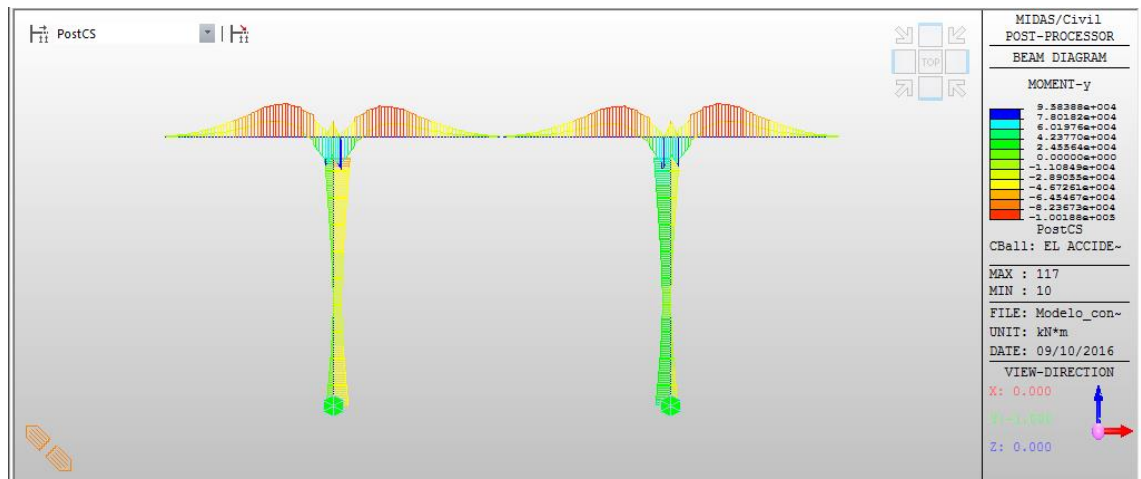


Ilustración 158. Midas Civil. Esfuerzo M_y en Modelo con sismo. Fase 14 [Elaboración propia]

Los resultados de los momentos M_y en el Modelo con sismo consiste en la representación de los máximos y los mínimos a los que se encuentra sometida la estructura para dicha combinación.

La variación de los momentos depende del sentido del sismo.

Los momentos M_y en los voladizos se hacen más negativos cuando estos se mueven verticalmente en el sentido negativo del eje Z.

La resultante de momentos M_y en las pilas se sumará o restará a los momentos M_y mostrados para el Modelo sin sismo, dependiendo del sentido del sismo.

A continuación, se pretende ver los momentos M_y tanto en un modelo como en otro.

Se mostrarán en las figuras los resultados de los momentos para la pila 1. En la otra pila los resultados son los mismos, pero de signo contrario, debido a que los voladizos que más pesan son los exteriores, para la pila 1 el voladizo exterior queda a la izquierda y para la pila 2, el voladizo exterior queda a la derecha, según la imagen.

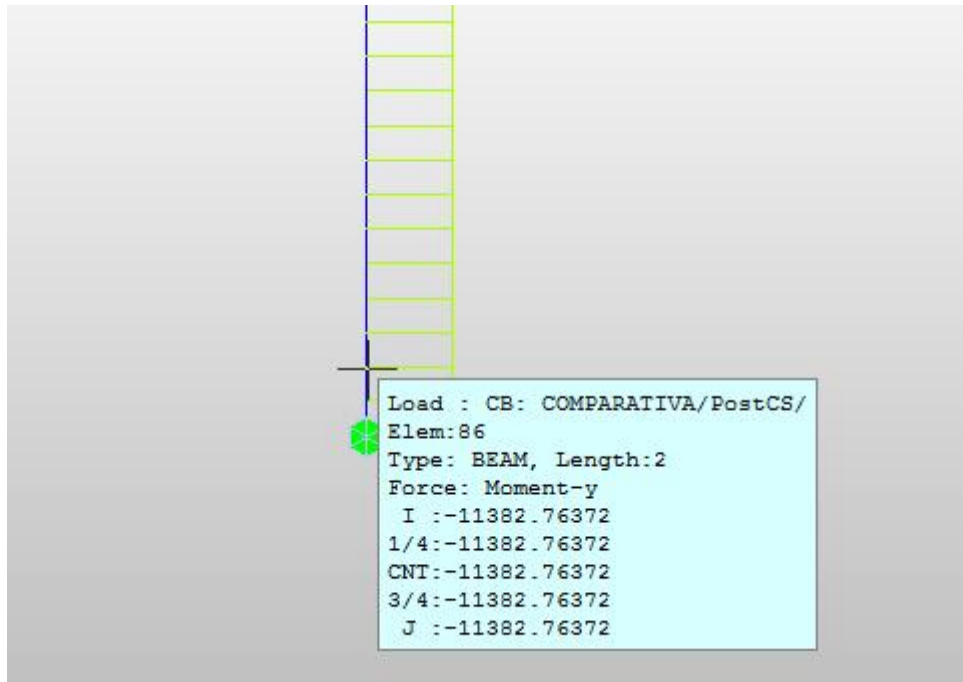


Ilustración 159. Midas Civil. Esfuerzo M_y en la base de la pila 1 (kN m). Modelo sin sismo **[Elaboración propia]**

El momento M_y en la base de la pila 1 para la combinación Comparativa en el Modelo sin sismo es:

$$M_{y_{base, sin\ sismo}} = -11382.76\ kN \cdot m$$

A continuación, se muestra la misma imagen, pero para el Modelo con sismo:

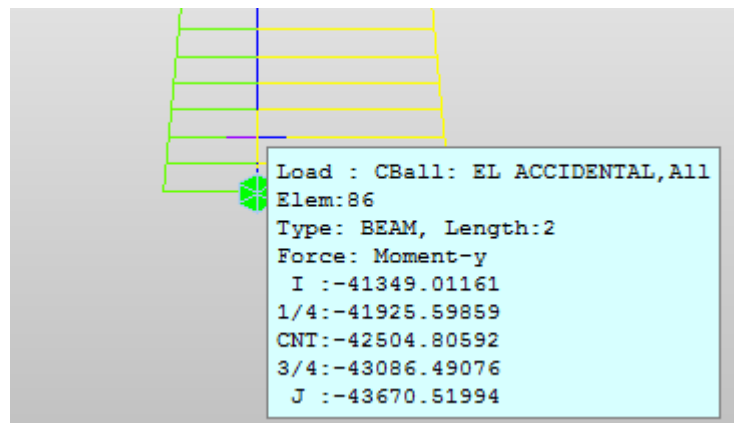


Ilustración 160. Midas Civil. Esfuerzo M_y en la base de la pila 1 (kN m). Modelo con sismo **[Elaboración propia]**

El momento M_y en la base de la pila 1 para la combinación EL Accidental en el Modelo con sismo es:

$$M_{y_{base, con\ sismo}} = -43670.52\ kN \cdot m$$

Se puede observar que uno de los efectos que provoca el Sismo de Construcción en la etapa de construcción, es el aumento del momento en la base de las pilas.

Resulta interesante cuantificar el incremento de más respecto a la situación sin sismo.

$$\frac{M_{y_{base,con\ sismo}}}{M_{y_{base,sin\ sismo}}} = \frac{-43670.52\ kN \cdot m}{-11382.76\ kN \cdot m} \cong 3.84$$

Se puede concluir que el Sismo de Construcción que se ha introducido en este trabajo provoca un aumento del momento en la base de las pilas, en el sentido longitudinal, del orden de casi 4 veces más.

A continuación, se realizará el mismo procedimiento para el momento transversal Mz.

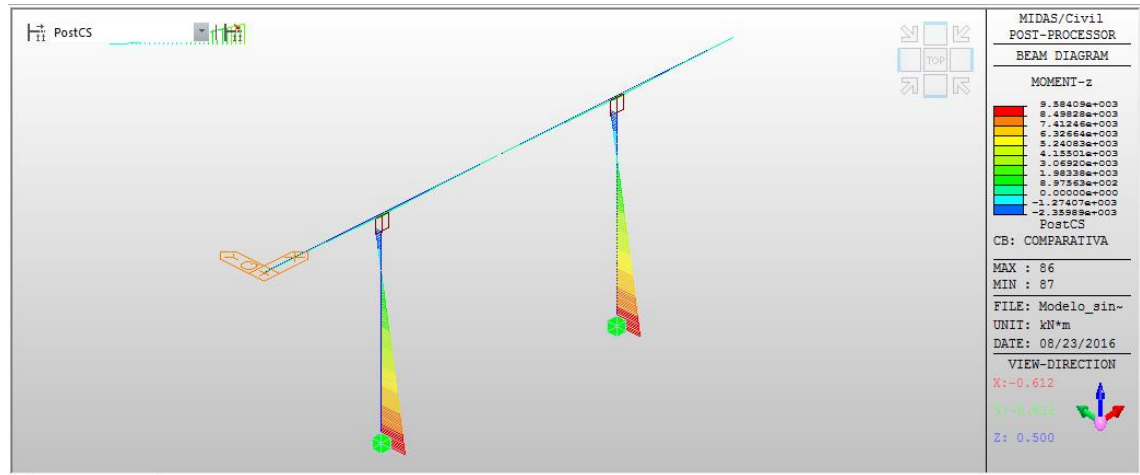


Ilustración 161. Midas Civil. Esfuerzo Mz en el Modelo sin sismo. Fase 14 [Elaboración propia]

Los esfuerzos Mz en el Modelo sin sismo son debidos a la fluencia en las pilas.

Los momentos Mz para el Modelo con sismo en la combinación EL Accidental para la Fase 14 son:

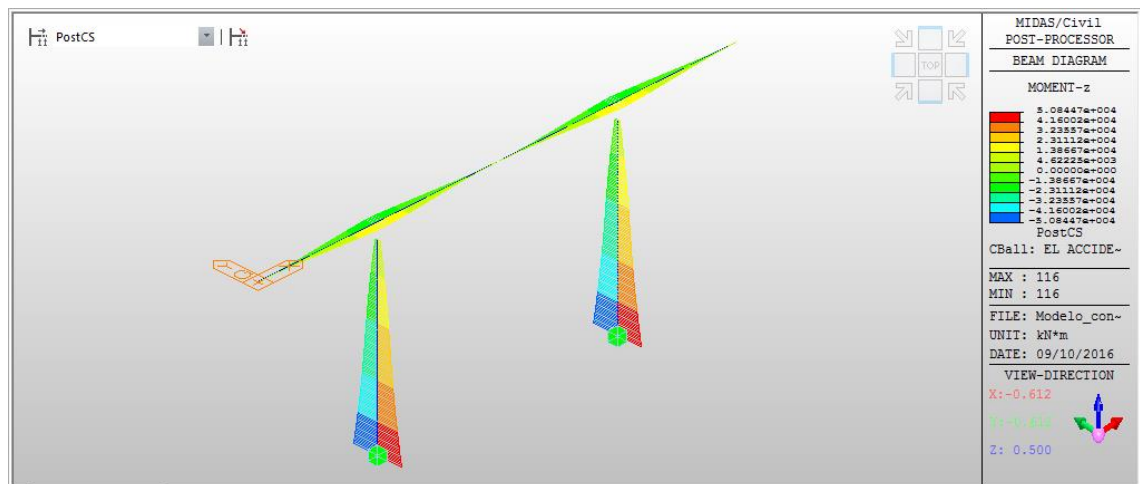


Ilustración 162. Midas Civil. Esfuerzos Mz en el Modelo con sismo. Fase 14 [Elaboración propia]

Se puede observar los signos de los momentos Mz dependiendo del sentido del sismo.

Para obtener el ratio, se escogerán los valores en valor absoluto.

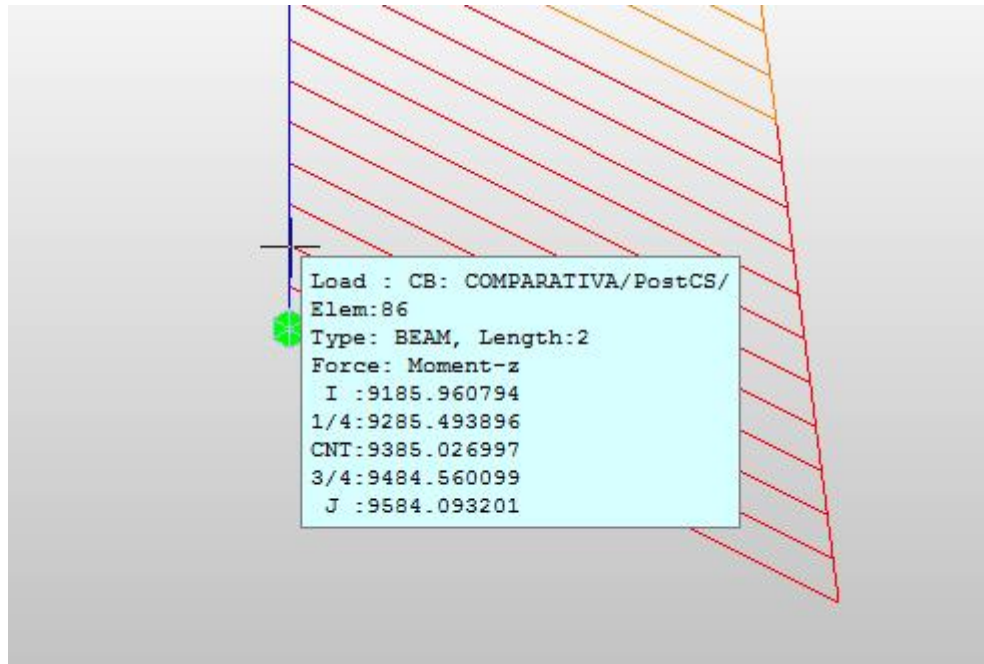


Ilustración 163. Midas Civil. Esfuerzo M_z en la base de la pila 1 (kN m). Modelo sin sismo [Elaboración propia]

El momento M_z en la base de la pila 1 para la combinación Comparativa en el Modelo sin sismo es:

$$M_{z_{base, sin\ sismo}} = 9584.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

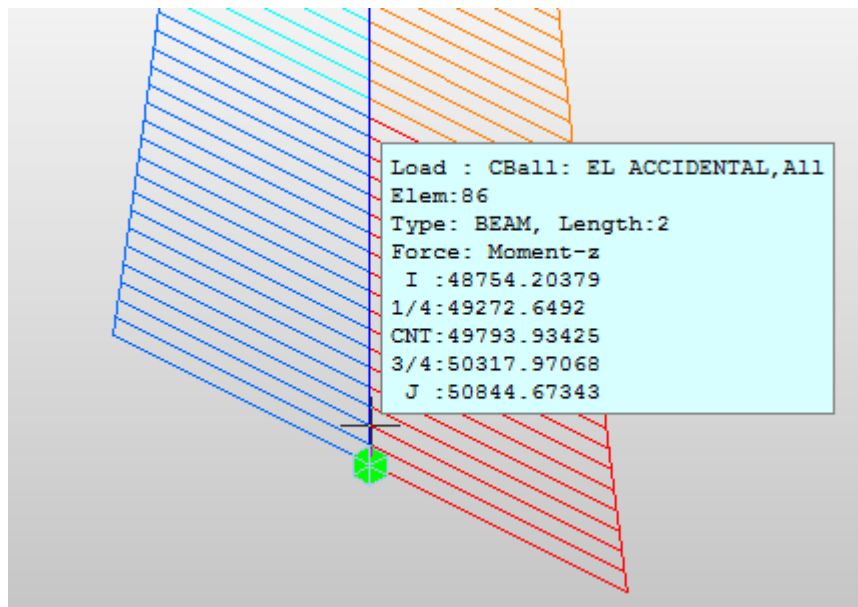


Ilustración 164. Midas Civil. Esfuerzo M_z en la base de la pila 1 (kN m). Modelo con sismo [Elaboración propia]

El momento M_z en la base de la pila 1 para la combinación EL Accidental en el Modelo con sismo es:

$$M_{z_{base, con\ sismo}} = 50844.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para cuantificar el efecto del sismo en cuanto a los momentos transversales:

$$\frac{Mz_{base,con\ sismo}}{Mz_{base,sin\ sismo}} = \frac{50844.67\ kN \cdot m}{9584.1\ kN \cdot m} \cong 5.3$$

El sismo aumenta el momento Mz que estaba ocasionado por la fluencia, más de 5 veces.

6.2.4 MOMENTOS EN LA CABEZA DE LA PILA

Una vez que se han visto los efectos del sismo en la base de la pila, interesa ver los momentos en cabeza de la pila.

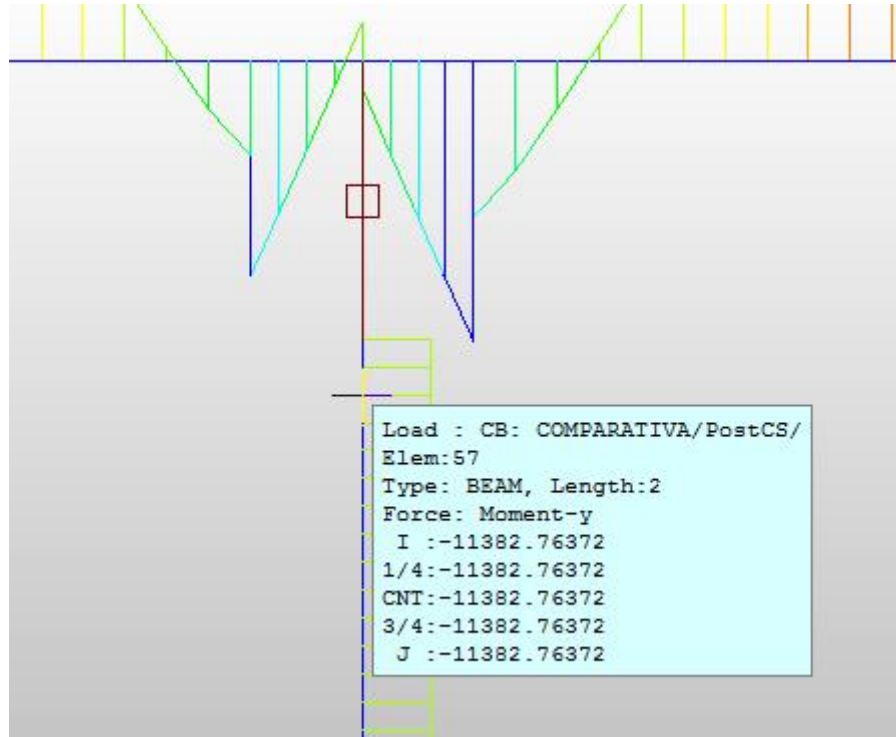


Ilustración 165. Midas Civil. Esfuerzo M_y en la cabeza de la pila 1 ($kN \cdot m$). Modelo sin sismo [Elaboración propia]

El momento M_y en la cabeza de la pila 1 para la combinación Comparativa en el Modelo sin sismo es:

$$M_{y\ cabeza, sin\ sismo} = -11382.76\ kN \cdot m$$

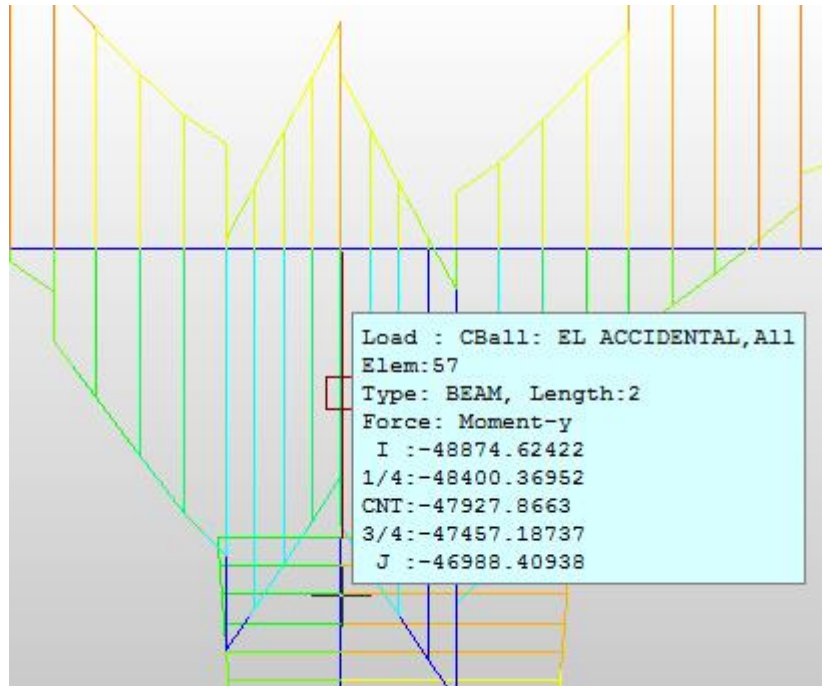


Ilustración 166. Midas Civil. Esfuerzo M_y en la cabeza de la pila 1 (kN m). Modelo con sismo [Elaboración propia]

El momento M_y en la cabeza de la pila 1 para la combinación EL Accidental en el Modelo con sismo es:

$$M_{y_{\text{cabeza, con sismo}}} = -48874.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El ratio es el siguiente:

$$\frac{M_{y_{\text{cabeza, con sismo}}}}{M_{y_{\text{cabeza, sin sismo}}}} = \frac{-48874.62 \text{ kN} \cdot \text{m}}{-11382.76 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cong 4.3$$

El sismo aumenta los momentos M_y en la cabeza de la pila del orden de 4.3 veces respecto a la situación sin sismo.

A continuación, se comparan también los momentos M_z en la cabeza de la pila.

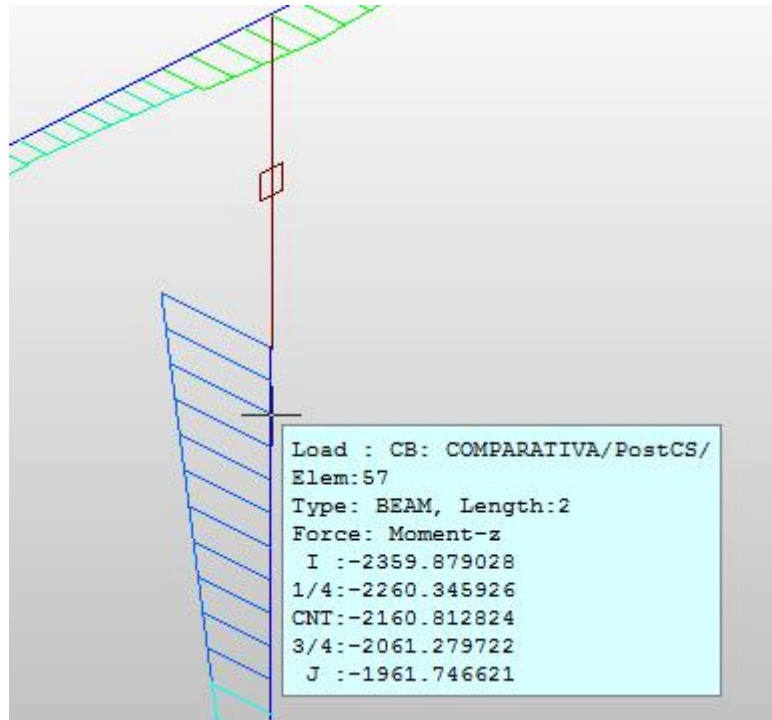


Ilustración 167. Midas Civil. Esfuerzo M_z en la cabeza de la pila 1 ($kN \cdot m$). Modelo sin sismo [Elaboración propia]

El momento M_z en la cabeza de la pila 1 para la combinación Comparativa en el Modelo sin sismo es:

$$M_{z_{cabeza, sin sismo}} = -2359.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

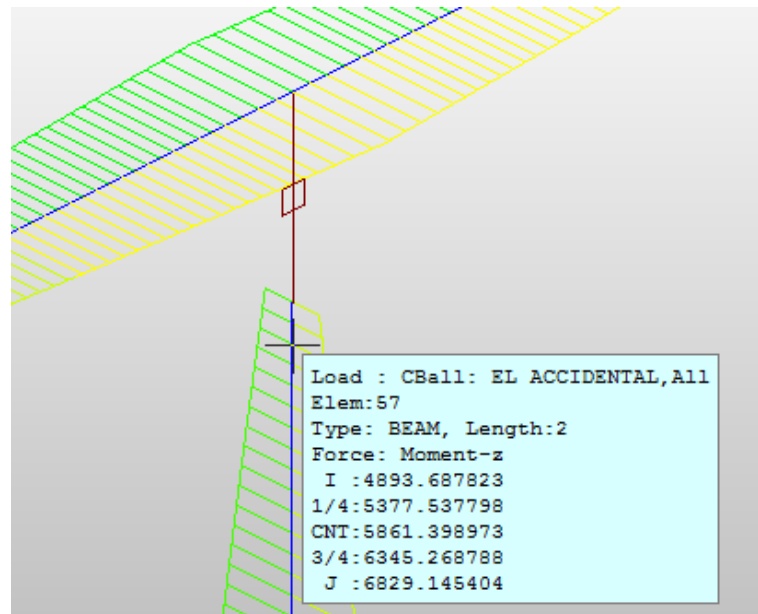


Ilustración 168. Midas Civil. Esfuerzo M_z en la cabeza de la pila 1 ($kN \cdot m$). Modelo con sismo [Elaboración propia]

El momento M_z en la cabeza de la pila 1 para la combinación EL Accidental en el Modelo con sismo es:

$$M_{z_{cabeza, con sismo}} = 4893.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El momento M_z puede ser tanto positivo como negativo.

El ratio es el siguiente:

$$\frac{M_{z_{\text{cabeza,con sismo}}}}{M_{z_{\text{cabeza,sin sismo}}}} = \frac{-4893.69 \text{ kN} \cdot \text{m}}{-2359.88 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cong 2.07$$

El momento M_z en la cabeza de la pila es mayor en 2.07 veces respecto a la situación sin sismo.

6.3 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL EN CONSTRUCCIÓN Y EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO EN SERVICIO

6.3.1 INTRODUCCIÓN

En este apartado se pretende realizar una comparativa entre los esfuerzos de momento M_y , M_z que se producen en la base de la pila y en la cabeza de la pila, entre el Modelo con sismo en la Fase 14 de construcción y el Modelo sin sismo en Servicio.

Se pretende comprobar si los momentos producidos por el sismo en la fase de construcción superan los momentos últimos de dimensionamiento de los elementos del puente.

6.3.2 COMBINACIONES

Para el Modelo con sismo se usará la misma combinación que en el apartado anterior, la de EL Accidental.

Mientras que, para el Modelo sin sismo, se usará la combinación de Estado Límite Último en Servicio, que a su vez es la envolvente del ELU con predominancia del Viento y el ELU con predominancia de la Sobrecarga de Uso en Servicio.

Estas combinaciones se explican en [5].

6.3.3 MOMENTOS EN LA BASE DE LA PILA

Los momentos M_y para la situación de servicio en la combinación de ELU en el Modelo sin sismo son:

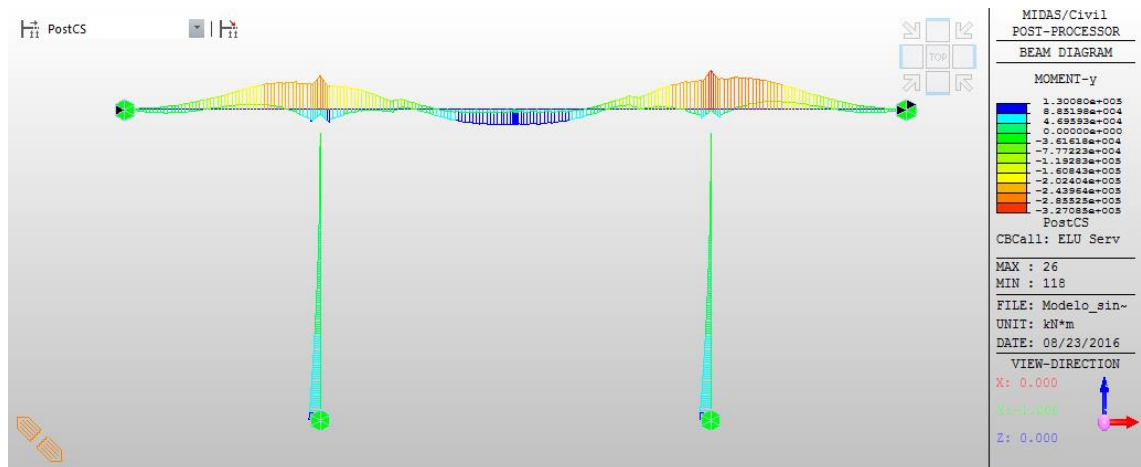


Ilustración 169. Midas Civil. Esfuerzo M_y en Modelo sin sismo. Servicio [Elaboración propia]

Se puede observar la distribución de momentos a lo largo del tablero, cómo se dan los momentos positivos en los vanos laterales y en el vano central. Mientras que los momentos negativos se dan en las cabezas de las pilas.

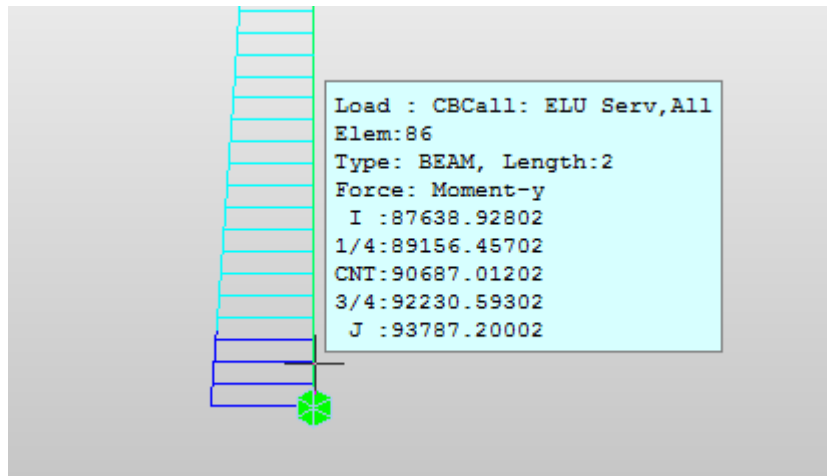


Ilustración 170. Midas Civil. Esfuerzo M_y en la base de la pila 1 ($kN \cdot m$). Modelo sin sismo [Elaboración propia]

El momento M_y es:

$$M_{y_{base, sin\ sismo}} = 93787.2\ kN \cdot m$$

Mientras que el momento M_y para la base de la pila 1 en el Modelo con sismo para la combinación EL Accidental en la Fase 14 es:

$$M_{y_{base, con\ sismo}} = -43670.52\ kN \cdot m$$

El ratio para M_y en la base de la pila es:

$$\frac{M_{y_{base, sin\ sismo}}}{M_{y_{base, con\ sismo}}} = \frac{93787.2\ kN \cdot m}{|-43670.52|\ kN \cdot m} \cong 2.15$$

Se puede comprobar que el momento M_y en la base de la pila 1 para el ELU en servicio es 2.15 veces el momento M_y para la Fase 14 con el Sismo de Construcción.

Se puede concluir que la pila aguanta el momento del sismo, debido a que se ha dimensionado para el momento último resistente. Esto quiere decir que el Sismo en la Construcción no compromete ni condiciona el dimensionamiento de la sección de la pila.

Se procede a observar lo que ocurre para el momento M_z en la base de la pila.

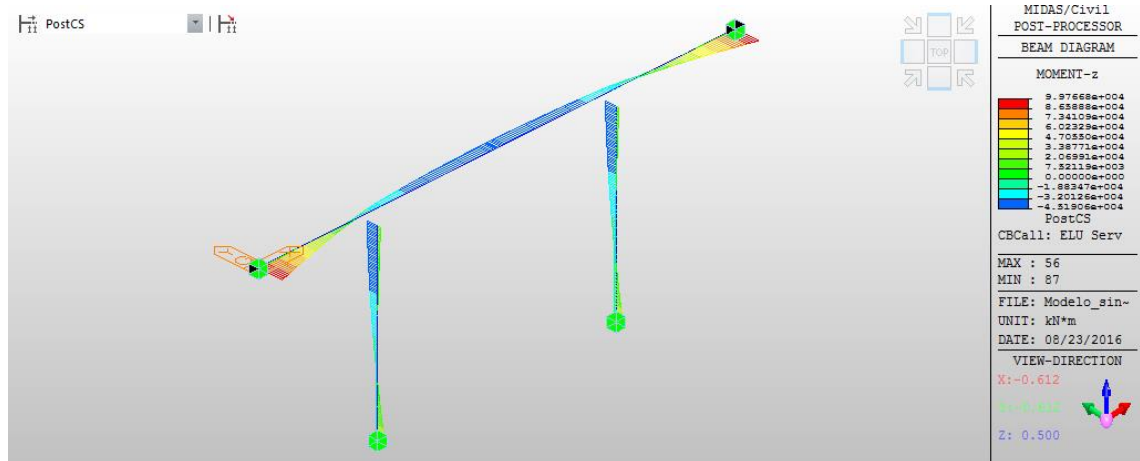


Ilustración 171. Midas Civil. Esfuerzo Mz en Modelo sin sismo. Servicio [Elaboración propia]

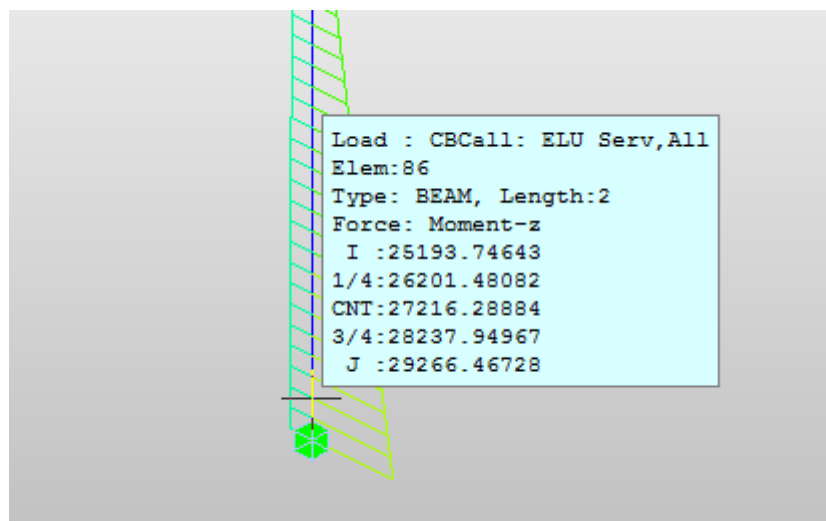


Ilustración 172. Midas Civil. Esfuerzo Mz en la base de la pila 1 (kN m). Modelo sin sismo [Elaboración propia]

El momento Mz es:

$$Mz_{base, sin\ sismo} = 29266.47\ kN \cdot m$$

El momento Mz en la base de la pila 1 para la combinación EL Accidental en el Modelo con sismo es:

$$Mz_{base, con\ sismo} = 50844.67\ kN \cdot m$$

Para cuantificar el efecto del sismo en cuanto a los momentos transversales:

$$\frac{Mz_{base, con\ sismo}}{Mz_{base, sin\ sismo}} = \frac{50844.67\ kN \cdot m}{29266.47\ kN \cdot m} \cong 1.74$$

En este caso, el momento Mz en el Modelo con sismo es mayor que el momento Mz en el Modelo sin sismo. Pero hay que tener en cuenta que los elementos se deben dimensionar para todas las etapas por la que pase el puente, incluida la etapa de servicio.

Por tanto, lo mismo que existe una combinación de Estado Límite Último para la etapa de Servicio, también existe una combinación de Estado Límite Último para la etapa de Construcción, como la envolvente de la combinación de ELU con predominancia del Viento

y el ELU con predominancia de la Sobrecarga de Uso en Construcción, como se explica en [5].

Mostrando los resultados de momento M_z para el ELU de Construcción en el Modelo sin sismo, donde se tiene en cuenta el viento, se puede observar que el momento M_z es mayor que el de sismo, pudiendo concluir que el dimensionamiento de la sección de la pila para resistir el momento M_z en el ELU de Construcción, permite soportar los momentos inducidos por el sismo.

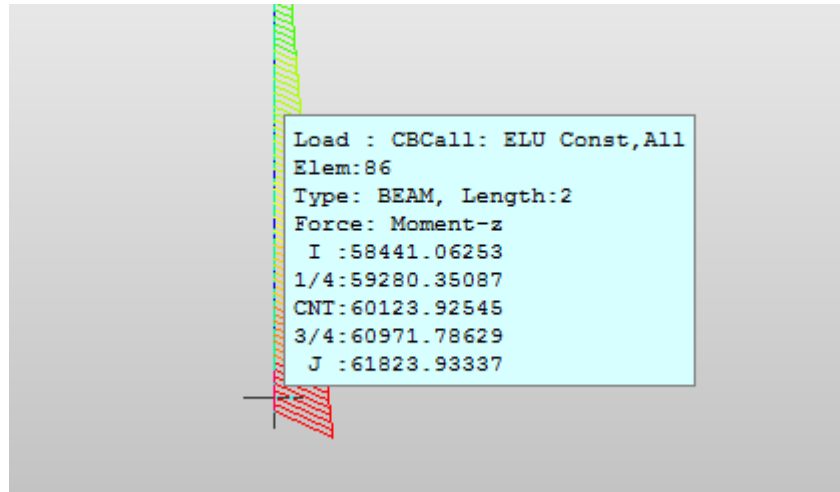


Ilustración 173. Midas Civil. Esfuerzo M_z en la base de la pila 1 ($kN \cdot m$). ELU Construcción. Modelo sin sismo [Elaboración propia]

$$M_{z_{base, sin\ sismo}} > M_{z_{base, con\ sismo}} \rightarrow 61823.93\ kN \cdot m > 50844.67\ kN \cdot m$$

6.3.4 MOMENTOS EN LA CABEZA DE LA PILA

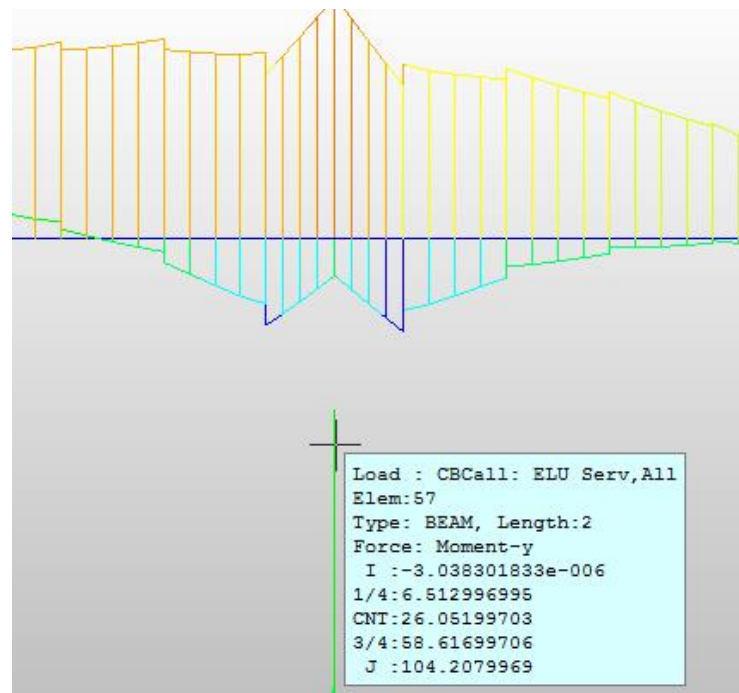


Ilustración 174. Midas Civil. Esfuerzo M_y en la cabeza de la pila 1 ($kN \cdot m$). Modelo sin sismo [Elaboración propia]

El momento M_y en la cabeza de la pila 1 para la combinación ELU en el Modelo sin sismo es:

$$M_{y_{cabeza,sin\ sismo}} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Este resultado es debido a la articulación existente en la unión en servicio respecto al giro en el plano longitudinal.

Mientras que el momento M_y en la cabeza de la pila 1 en el Modelo con sismo es:

$$M_{y_{cabeza,con\ sismo}} = -48874.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como se puede observar, existe momento M_y en la cabeza de la pila. Este momento es inferior al momento M_y en la base de la pila. Teniendo en cuenta que la sección es constante en el eje longitudinal, aguantaría este momento.

En cuanto al momento M_z :

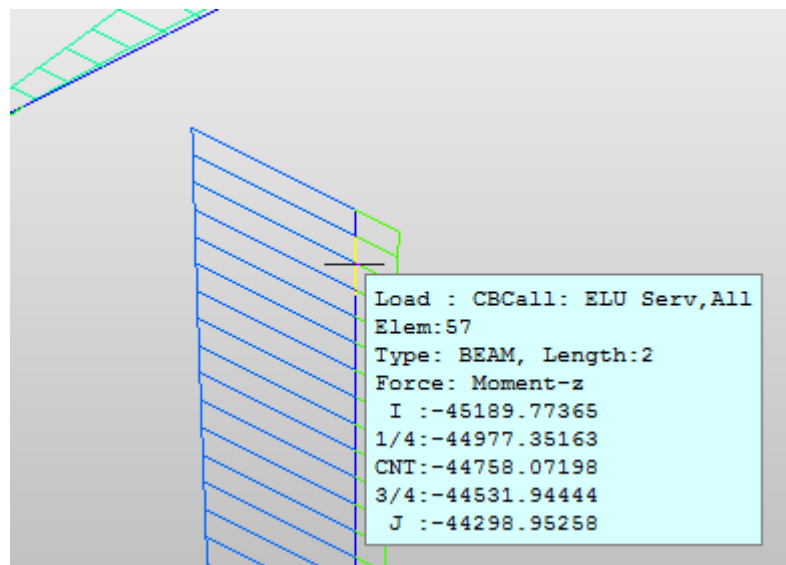


Ilustración 175. Midas Civil. Esfuerzo M_z en la cabeza de la pila 1 (kN m). Modelo sin sismo [Elaboración propia]

El momento M_z en la cabeza de la pila 1 para la combinación ELU en el Modelo sin sismo es:

$$M_{z_{cabeza,sin\ sismo}} = -45189.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mientras que el momento M_z de la cabeza de la pila 1 del Modelo con sismo es:

$$M_{z_{cabeza,con\ sismo}} = 4893.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El ratio es el siguiente:

$$\frac{M_{z_{cabeza,sin\ sismo}}}{M_{z_{cabeza,con\ sismo}}} = \frac{-45189.77 \text{ kN} \cdot \text{m}}{4893.69 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cong 9.23$$

Se concluye que la sección de la cabeza de la pila, que tiene mayor inercia que la sección de la base de la pila, soporta el momento M_z inducido por el Sismo de Construcción.

6.4 ANÁLISIS DE TENSIONES ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL Y LA COMPARATIVA EN CONSTRUCCIÓN

6.4.1 INTRODUCCIÓN

Resulta interesante observar si se produce descompresión en las secciones del tablero por causa del sismo, debido a que no se debe permitir que existan tracciones para que no haya apertura de la unión entre las dovelas prefabricadas.

En el caso de que se diesen tracciones en para la situación con sismo, se debería aumentar el pretensado.

6.4.2 COMBINACIONES

Se usarán las mismas combinaciones que se han usado para el apartado 6.2, debido a que la comparativa se realiza en la Fase 14, entre el Modelo sin sismo y el Modelo con sismo.

ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL		COMPARATIVA	
Caso de carga	Factor	Caso de carga	Factor
Peso Propio	1	Peso Propio	1
Tendon 1º	1	Tendon 1º	1
Tendon 2º	1	Tendon 2º	1
Fluencia 1º	1	Fluencia 1º	1
Retracción 1º	1	Retracción 1º	1
Sobrecarga	1	Sobrecarga	1
SISMO	1		

Ilustración 176. Combinaciones para las tensiones [Elaboración propia]

6.4.3 TENSIONES EN LA FIBRA SUPERIOR DEL TABLERO

Los resultados que se mostrarán serán las tensiones axiales para el Modelo sin sismo en la combinación Comparativa y para el Modelo con sismo para la combinación EL Accidental Máx, que es para la que se producen menores compresiones.

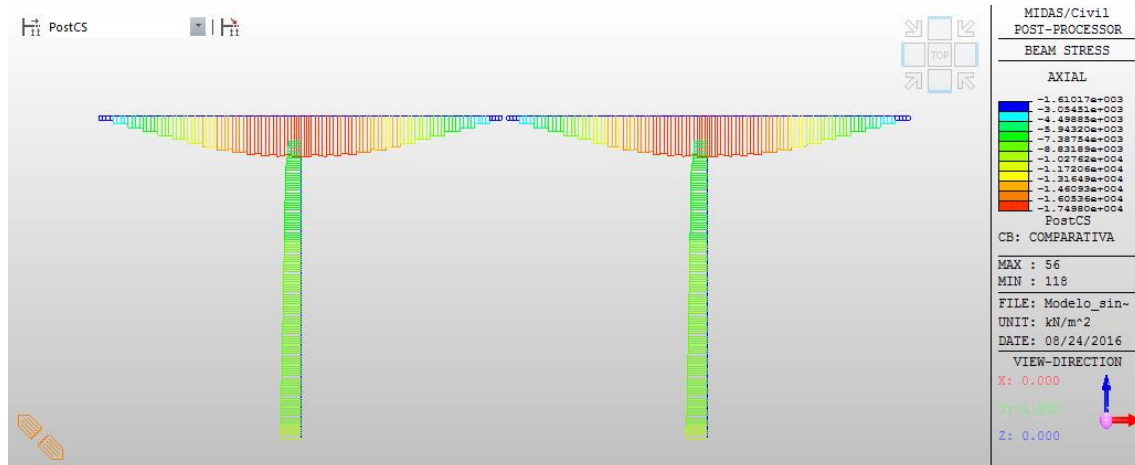


Ilustración 177. Midas Civil. Tensiones axiales en Modelo sin sismo. Fase 14 (kPa) [Elaboración propia]

Se puede observar que todas las tensiones son de compresión. Son mayores las compresiones en la sección del apoyo debido a que el pretensado es mayor.

En las pilas los axiles son constantes salvo en el tramo de evolución de la sección, donde las secciones tienen mayor área, las tensiones son menores.

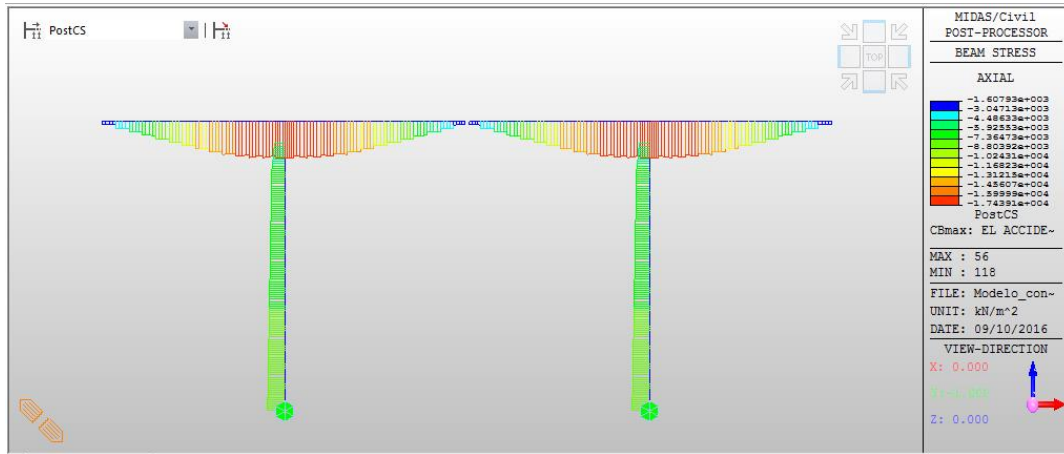


Ilustración 178. Midas Civil. Tensiones axiales en Modelo con sismo. Fase 14 (kPa) [Elaboración propia]

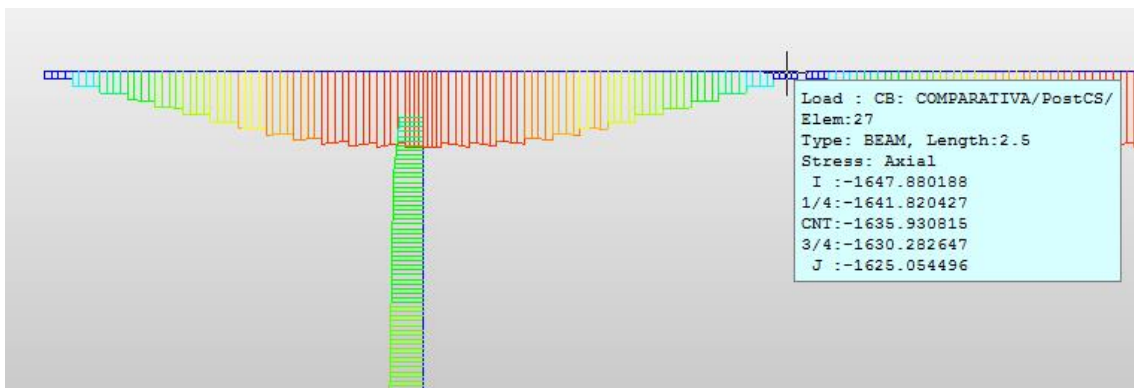


Ilustración 179. Midas Civil. Tensiones axiales en la dovela extrema interior. Modelo sin sismo [Elaboración propia]

La tensión mínima de compresión es:

$$Sax_{sin\ sismo} = -1625\ kPa$$

Mientras que para el Modelo con sismo:

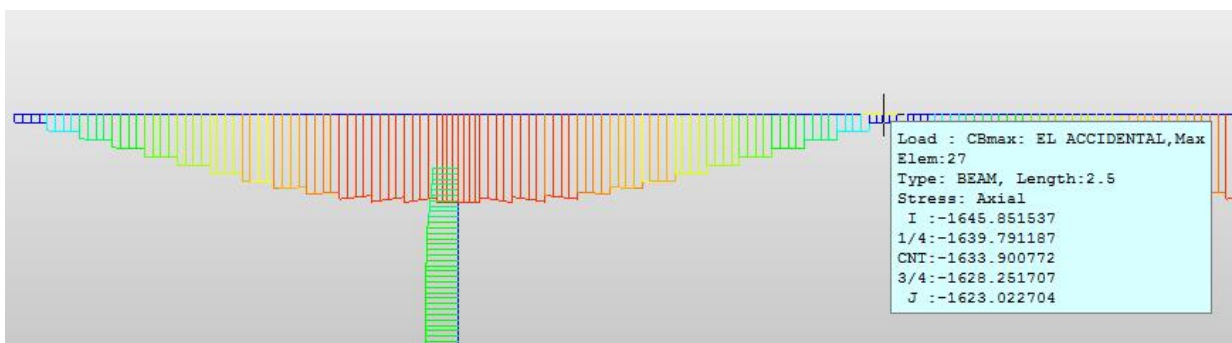


Ilustración 180. Midas Civil. Tensiones axiales en la dovela extrema interior. Modelo con sismo [Elaboración propia]

La tensión mínima de compresión es:

$$Sax_{con\ sismo} = -1623kPa$$

Por tanto, la diferencia entre ambos modelos en materia de tensiones axiales es de:

$$Sax_{con\ sismo} - Sax_{sin\ sismo} = -1623kPa + 1625\ kPa = 2\ kPa$$

Se puede concluir que el pretensado ejerce una tensión axial que soportan tanto al peso propio, la sobrecarga como a la acción del sismo, que, recordando, producía unos desplazamientos del orden de centímetros.

Esto significa que el dimensionamiento del pretensado puede asumir también el efecto del sismo, que, como se puede apreciar, no tiene mayor efecto sobre las tensiones axiales, debido a que se encuentra muy lejos de la tracción y, por tanto, lejos de la descompresión de las dovelas.

6.5 INTERCARA DE LAS DOVELAS PREFABRICADAS

6.5.1 INTRODUCCIÓN

En el siguiente apartado se pretende estudiar el comportamiento de las llaves de cortante situadas en las almas de las dovelas.

El dimensionamiento de estas llaves es muy importante debido a que el comportamiento de la estructura no es un comportamiento monolítico porque la conexión entre las dovelas es discreto y no continuo.

Como en el trabajo [5] no se dimensionaron las llaves de cortante, en este trabajo se pretenderá obtener el número de llaves mínimo necesario para soportar el cortante máximo inducido por el sismo, en el Modelo con sismo, en la combinación EL Accidental para la Fase 14 de construcción.

Es menester decir que el número de llaves debe aumentar para poder soportar el cortante en servicio, que es mayor que el que se produce en la Fase 14 cuando actúa el sismo.

Pero a efectos de este trabajo, se obtendrá el número mínimo de llaves que es necesario colocar para que la conexión garantice la transmisión correcta del cortante.

6.5.2 RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS JUNTAS

En primer lugar, resulta necesario indicar que el comportamiento de las juntas de las dovelas prefabricadas de hormigón con llaves de cortante es actualmente un tema de estudio en el que intervienen muchas variables y para el que existen numerosos modelos experimentales que ajustan expresiones experimentales con modelos numéricos para calcular la resistencia a cortante última en las juntas.

Como se indica en [9], la conexión entre las dovelas en la junta no se puede considerar monolítica debido a la discontinuidad que se produce en las juntas, que, dependiendo de los esfuerzos, pueden abrirse o permanecer unidas.

En el caso de los puentes con dovelas prefabricadas con juntas compuestas por llaves múltiples de cortante, el dimensionamiento debe ser tal que no se produzcan descompresiones, es decir, que toda la dovela permanezca comprimida.

En el apartado anterior se ha podido comprobar que los elementos se encuentran comprimidos para la Fase 14, en el Modelo con sismo, lo que quiere decir que no se producen descompresiones.

Aun así, se pretende calcular el número de llaves que son necesarias para soportar el cortante en la Fase 14 afectado por el sismo. Para ello, se escogerá la intercara de la dovela de apoyo, por ser la que soporte mayor cortante.

Cuando se alcanza el Estado Límite Último de la sección, el comportamiento monolítico no se garantiza porque comienza a suceder el mecanismo de rotura de las llaves y la apertura de otras.

La transferencia de cortante a través de las juntas es un tema complicado.

La teoría que aceptada universalmente indica que el cortante se transmite a través de las juntas por forjados y almas y se produce por dos mecanismos diferentes:

- **Mecanismo por rozamiento** → Es el debido a las fuerzas de rozamiento que aparecen entre superficies planas y que se oponen al deslizamiento.
- **Mecanismo debido a la existencia de llaves.**

6.5.2.1 MECANISMO POR ROZAMIENTO

En la junta aparece una fuerza de rozamiento que se opone al deslizamiento y contribuye a resistir el cortante entre las dos caras de las dovelas consecutivas que intentan deslizar la una respecto a la otra.

Esta fuerza es directamente proporcional a la compresión actuante entre las dos superficies. Ese coeficiente de proporcionalidad se llama **coeficiente de rozamiento (μ_1)**.

La resistencia a cortante debida a este mecanismo es la siguiente:

$$V_{u1} = A_f \cdot \sigma_n \cdot \mu_1$$

Donde:

V_{u1} → Resistencia a cortante debida a las fuerzas de rozamiento (N).

A_f → Área de forjado comprimido susceptible de transmitir cortante (mm²).

σ_n → Tensión de compresión que actúa en las superficies (MPa).

μ_1 → Coeficiente de rozamiento.

6.5.2.2 MECANISMO DEBIDO A LA EXISTENCIA DE LLAVES

Este mecanismo recoge el efecto que producen las llaves conjugadas en cuanto a la transmisión del cortante.

Las llaves de cortante son de hormigón en masa, debido a que son de pequeño tamaño como para llevar armadura.

Se define la **cohesión (c)** como la resistencia a cortante por unidad de área.

Cuando las llaves se encuentran comprimidas, que es lo que pasa en este trabajo para la Fase 14 en el Modelo con sismo, se incrementa la tensión tangencial última de las llaves proporcionalmente a la tensión de compresión. El coeficiente de proporcionalidad se llama coeficiente de rozamiento interno (**μ_2**).

La resistencia a cortante debida a las llaves conjugadas es la siguiente:

$$V_{u2} = A_{kc} \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_n + c) + A_{kt} \cdot c$$

Donde:

V_{u2} → Resistencia a cortante debida a la presencia de llaves (N).

A_{kc} → Área de las llaves en la zona comprimida (mm²).

A_{kt} → Área de las llaves en la zona de tracción que se encuentran en contacto (mm²).

σ_n → Tensión de compresión que actúa en las superficies (MPa).

c → Cohesión (MPa).

μ_2 → Rozamiento interno.

Por tanto, la resistencia a cortante será la suma de ambas resistencias por los dos mecanismos:

$$V_u = A_f \cdot \sigma_n \cdot \mu_1 + A_{kc} \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_n + c) + A_{kt} \cdot c$$

A continuación, se explicará la formulación que se usará para el cálculo de la resistencia a cortante último.

Se utilizará la formulación obtenida por el Massachusetts Institute of Technology (M.I.T) para calcular la resistencia a cortante de las juntas debido a juego con dos áreas: el área con llaves y el área sin llaves.

Para las juntas con llaves conjugadas se realizan una serie de ensayos con probetas con una sola llave, extrapolando posteriormente la formulación para el caso de un conjunto de llaves.

La formulación que se obtiene para el caso de una llave, resulta de la expresión del comportamiento medio de la junta con una llave, recogiendo el efecto del apoyo entre llaves como el rozamiento entre las superficies de hormigón.

Para las juntas con varias llaves las ecuaciones constituyen un límite superior de resistencia porque implican una distribución uniforme de la tensión tangencial y que las llaves alcanzan y mantienen su resistencia hasta que todas las llaves han roto. Por tanto, no se tiene en cuenta el hecho de que las llaves vayan fallando una a una.

La expresión de la resistencia última a cortante para una junta con múltiples llaves es la siguiente:

$$V_u = A_1 \cdot \mu_1 \cdot \sigma_n + A_2 \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_n + c)$$

Donde:

A_1 → Área de la sección correspondiente a la zona sin llaves (mm²).

A_2 → Área de la sección correspondiente a la zona con llaves (mm²).

σ_n → Tensión de compresión que actúa en las superficies (MPa).

μ_1 → Coeficiente de rozamiento.

μ_2 → Rozamiento interno.

c → Cohesión (MPa).

Se supondrá que se tiene una junta seca con llaves:

TIPO DE JUNTA	μ_1	μ_2	c
Plana, seca	0.5 – 0.8	-	-
Plana, con epoxy	$0.851 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\sigma_n} + 0.98$	-	-
Con llaves, seca	0.5 – 0.8	1.36	$0.647 \cdot \sqrt{f_{ck}}$
Con llaves, con epoxy	$0.851 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\sigma_n} + 0.98$	1.20	$0.922 \cdot \sqrt{f_{ck}}$

Ilustración 181. Coeficientes μ_1 , μ_2 , c experimentales [9]

Según se ha observado, las juntas con resina epoxy son más resistentes que las juntas secas pero su mecanismo de rotura es de tipo frágil.

Buyukozturk, del mismo instituto, dice que el comportamiento y la tensión de rotura de vigas con juntas unidas mediante resina epoxy es bastante similar al de vigas monolíticas.

Otros estudios realizados enfocados a evaluar el comportamiento a cortante en las juntas son:

- El nivel de pretensado.
- El espesor de la capa de resina epoxy.
- La forma de las llaves.
- La resistencia del hormigón.
- La preparación de la superficie.
- El área de contacto de la unión.

Buyukozturk indica que se debe contemplar en las comprobaciones a cortante para los puentes de dovelas prefabricadas, aquella que considera el fallo de las llaves de cortante.

El mecanismo de rotura de las juntas secas con llaves es de la siguiente manera.

La primera fisura se produce para una carga correspondiente al 70% de la tensión máxima que soportará la junta. Esta primera fisura aparece en la esquina inferior de la llave y se va propagando por un plano a 45°.

Antes de que saliese la primera fisura, la carga era resistida por la fricción existente entre las dos superficies de la junta en contacto y por el apoyo en la parte inferior de la llave, donde el hormigón se comporta como una ménsula.

Tras aparecer la primera fisura, la mayor parte de la carga es transferida por el apoyo de la llave.

A medida que va aumentando la carga, empiezan a formarse fisuras diagonales a lo largo del comienzo de la llave, que van creciendo y formando bielas de compresión.

Cuando la carga que actúa es la máxima que pueden soportar las llaves, las fisuras se unen y se produce la separación de la llave, produciéndose un gran deslizamiento entre las superficies de hormigón.

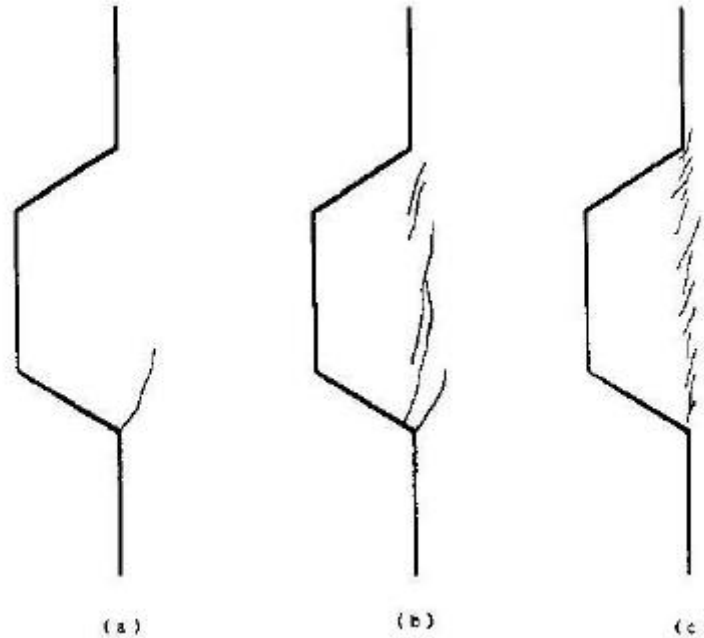


Ilustración 182. Evolución de las fisuras en una junta seca con una llave [9]

La influencia para una tensión de compresión mayor es que el comportamiento es similar pero la carga de rotura es mucho mayor. Además, la primera fisura que se forma no crece mucho, lo que significa que las fuerzas de compresión reorientan los planos principales de tensión y, por tanto, reducen la formación de bielas de compresión separadas por fisuras.

A continuación, se procede a determinar el área mínima de llaves que sería necesaria para soportar el cortante máximo que se da en la Fase 14 para la combinación EL Accidental, en el Modelo con sismo.

Como se ha visto, la primera grieta aparece al 70% de la carga máxima. Por tanto, se considerará el valor del cortante máximo de la Fase 14 como el 70% de la carga máxima para la que se dimensionan las llaves.

La siguiente consideración que se toma es que se dispondrán llaves a lo largo de las almas de la sección.

La sección que se escoge es la sección del apoyo puesto que soportará el cortante máximo debido a los voladizos de la Fase 14.

La sección del apoyo tiene la siguiente geometría:

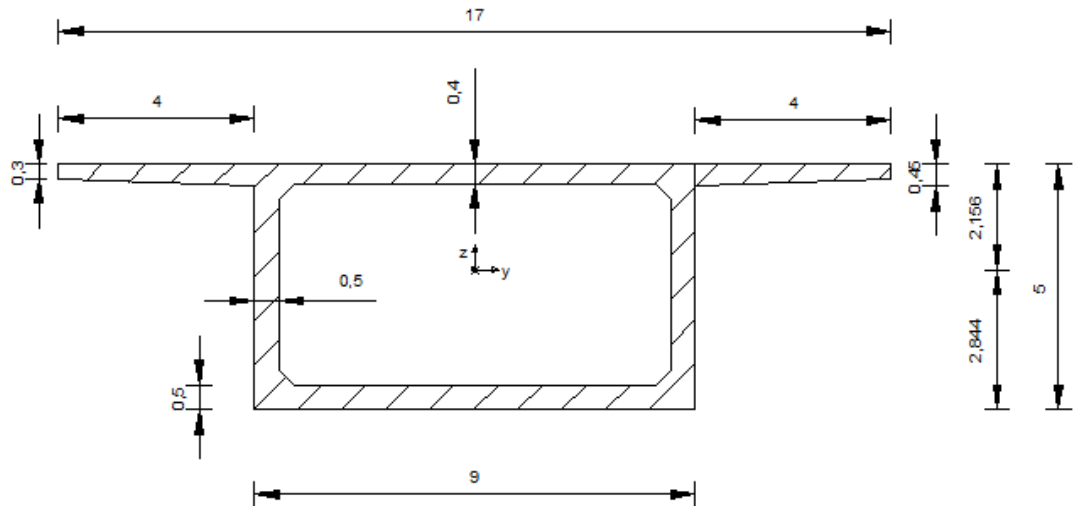


Ilustración 183. Sección de la dovela de apoyo [5]

El área a cortante es la siguiente:

$$A = 3.5 \text{ m}^2 = 3500000 \text{ mm}^2$$

Por tanto.

$$A_1 + A_2 = A = 3500000 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = A - A_2$$

$$V_u = A_1 \cdot \mu_1 \cdot \sigma_n + A_2 \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_n + c)$$

Se pretende llegar al límite y suponer que toda la resistencia es debida a las llaves, lo que significa que se elimina el término debido al rozamiento. Por tanto:

$$V_u = A_2 \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_n + c)$$

Despejando el área con llaves:

$$A_2 = \frac{V_u}{(\mu_2 \cdot \sigma_n + c)}$$

Los datos son los siguientes:

$$\mu_1 = 0.5$$

Esto significa una rugosidad más baja. Se decide así para estar del lado de la seguridad, debido a que se requiere más área de llaves.

$$\mu_2 = 1.36$$

$$c = 0.647 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$c = 0.647 \cdot \sqrt{50} = 4.57 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Según la combinación de EL Accidental para la Fase 14 del Modelo con sismo, las tensiones axiales de compresión en la dovela de apoyo son:

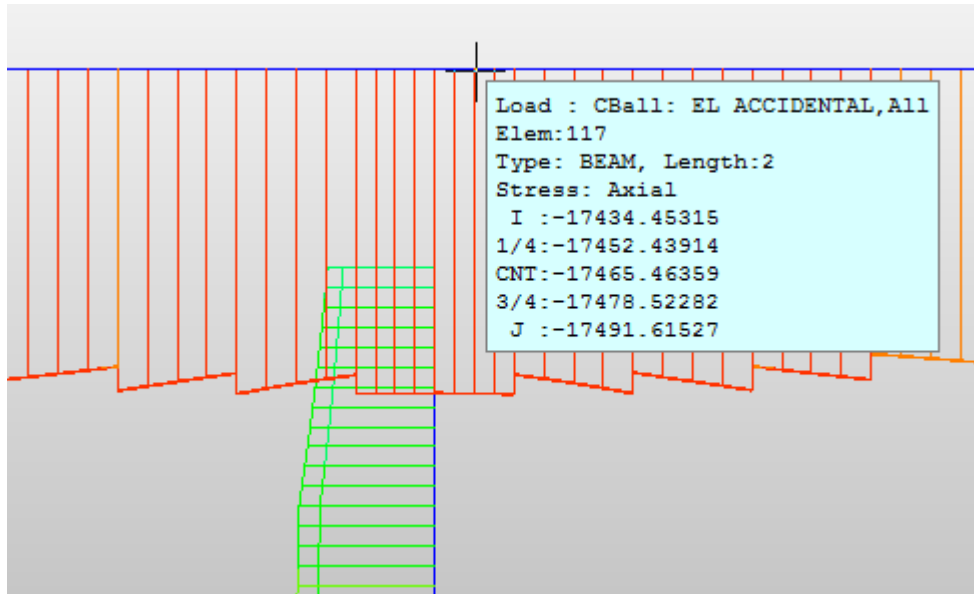


Ilustración 184. Midas Civil. Tensiones axiales en dovela de apoyo. Fase 14. Modelo con sismo (kPa)
[Elaboración propia]

Por tanto:

$$\sigma_n = 17491.62 \text{ kPa} = 17.492 \text{ MPa}$$

Los esfuerzos de cortante para la misma fase y combinación son:

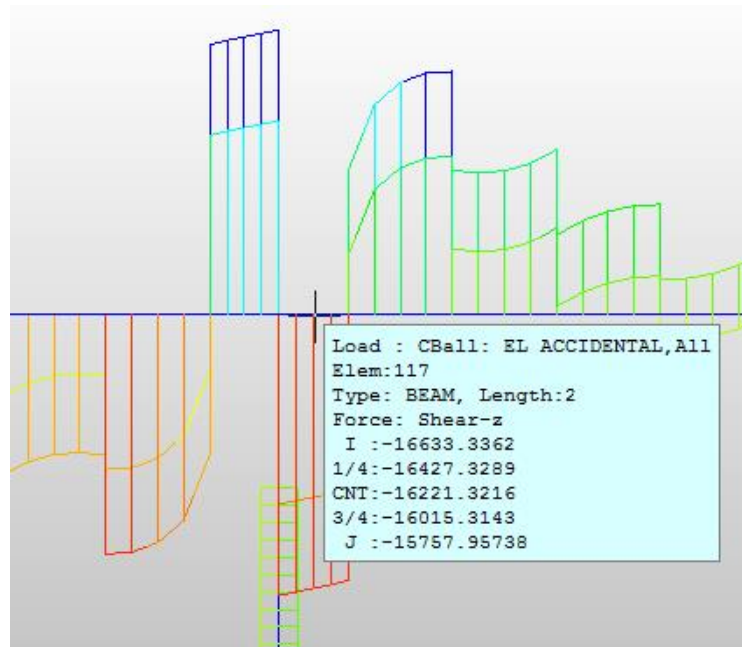


Ilustración 185. Midas Civil. Esfuerzo Fz (Kn). Fase 14. Modelo con sismo [Elaboración propia]

Por tanto, si consideramos que el máximo cortante que aparece en la imagen será el que produzca la primera grieta, que ocurre al 70% de la carga máxima, entonces V_u será:

$$V_u = \frac{16633.34 \text{ kN}}{0.7} = 23762 \text{ kN} = 23762000 \text{ N}$$

Se debe reiterar que el cálculo del área necesaria de llaves se realizará para el cortante en la Fase 14 bajo los efectos del sismo para saber cuántas llaves serían necesarias para soportar el sismo en la Fase 14 de construcción. Esto no quiere decir que sea el cortante máximo que tenga el puente a lo largo de su vida. Por tanto, se sabe que necesitaría más llaves en el apoyo para poder soportar el cortante en el servicio.

A efectos de este trabajo, sin embargo, se calcularán las llaves necesarias para aguantar el cortante inducido por el sismo en la combinación de EL Accidental.

Así pues, el área necesaria de llaves es la siguiente:

$$A_2 = \frac{V_u}{(\mu_2 \cdot \sigma_n + c)} = \frac{23762000 \text{ N}}{(1.36 \cdot 17.492 \text{ MPa} + 4.57 \text{ MPa})} = 837896 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 0.84 \text{ m}^2$$

El área necesaria para cubrir de llaves es inferior al área de las dos almas, que era de 3.5 m².

A continuación, se obtendrá la geometría:

El área A_2 se divide entre las dos almas, quedando un área de llaves igual a **0.42 m²** por alma.

Por tanto, la mejor opción sería disponer 11 llaves por alma de dimensiones:

$$\mathbf{10 \text{ cm (altura) } \times \mathbf{40 \text{ cm (ancho)}}$$

Hay que tener cuidado con la disposición de los tendones. Por tanto, se escoge colocar las llaves por debajo de los mismos.

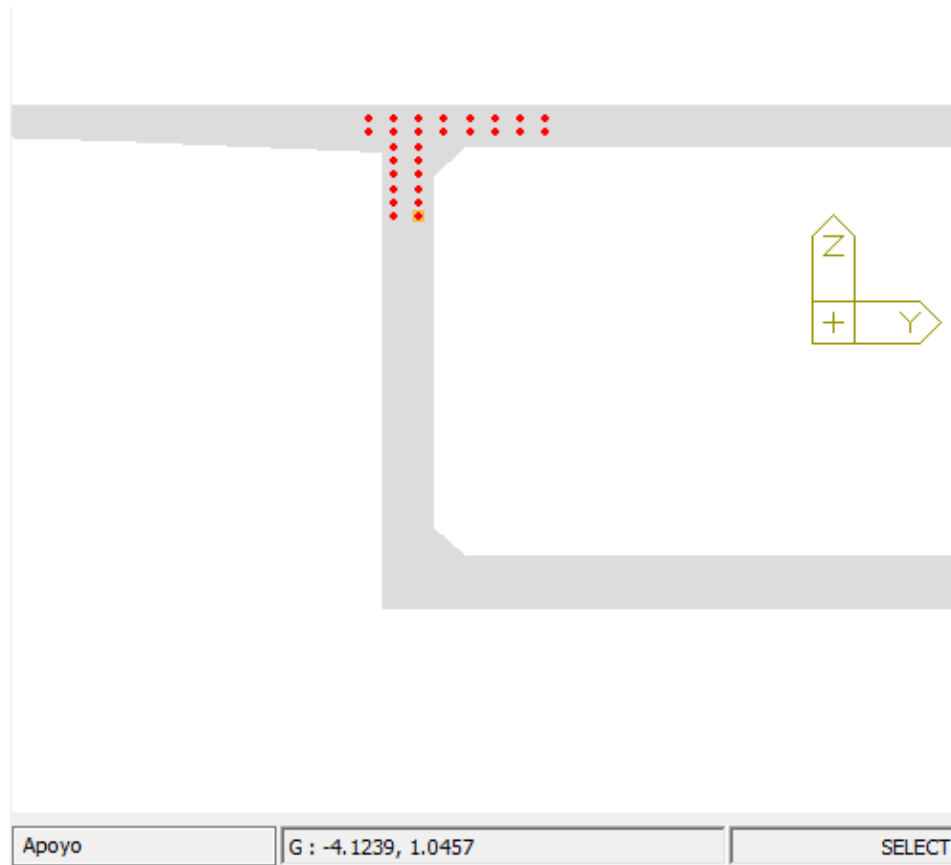


Ilustración 186. Midas Civil. Disposición de tendones en la dovela de apoyo [Elaboración propia]

Se puede observar que la disposición del último tendón se encuentra en las siguientes coordenadas: (-4.1239, 1.0457) respecto del centro de gravedad de la sección.

La disposición que se ha decidido es la siguiente:

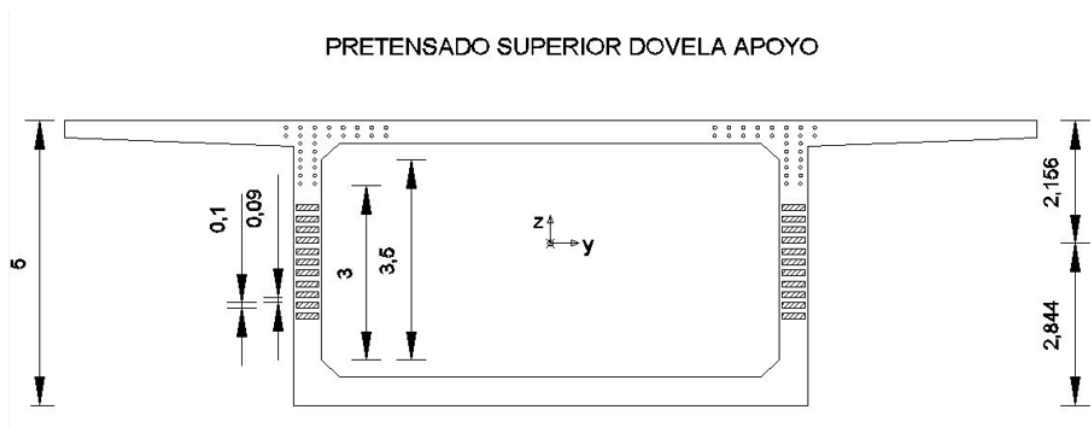


Ilustración 187. AutoCAD. Disposición de las llaves de cortante [Elaboración propia]

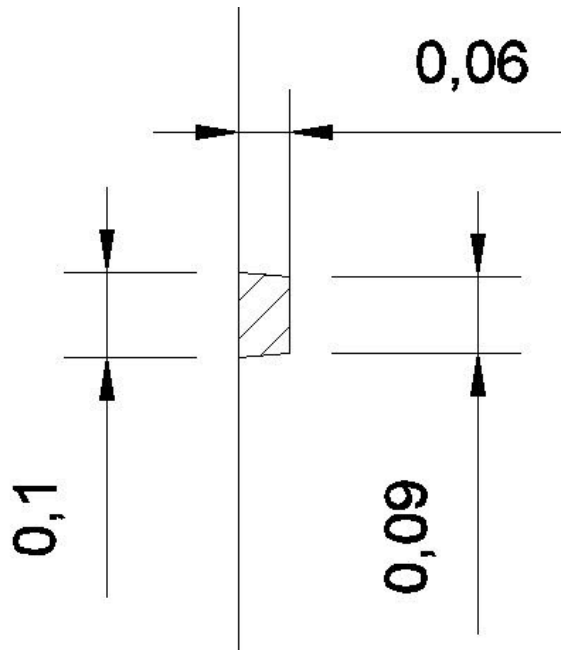


Ilustración 188. AutoCAD. Detalle de una llave [Elaboración propia]

Como se puede observar, se ha decidido colocar llaves trapezoidales con una altura de 10 cm en la base mayor y 9 cm en la base menor. El espesor o vuelo de la llave es de 6 cm, valor bastante habitual para las llaves de cortante.

Por otro lado, se ha decidido darle una anchura de 40 cm para dejar 5 cm de distancia a los bordes del alma.

6.6 TENSIONES EN LOS TENDONES DE PRETENSADO

6.6.1 INTRODUCCIÓN

El programa Midas Civil puede comprobar si la tensión de los tendones que están activos en la fase de construcción que se estudia superan el límite establecido para dichas tensiones.

La tensión última de pretensado (f_{pu}) y la tensión límite elástico (f_{py}) es:

f_{pu} (MPa)	1860
f_{py} (MPa)	1674

Ilustración 189. Tabla de tensiones en los tendones [Elaboración propia]

El programa establece tres límites que verifica:

- **Límite de tensiones en el anclaje.** Consiste en el límite de tensiones que se producen debidas al pretensado en los anclajes de los tendones inmediatamente después de colocar los tendones. El límite lo marca la siguiente expresión:

$$\text{Lím en el anclaje} = 0.7 \cdot f_{pu} = 0.7 \cdot 1860 \cdot 10^3 \text{ kPa} = 1302 \cdot 10^3 \text{ kPa}$$

- **Límite de tensiones lejos del anclaje.** Consiste en el límite de tensiones debidas al pretensado a lo largo del tendón lejos de los anclajes, inmediatamente después de que estos se hayan colocado.

El límite lo marca la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \text{Lím en el anclaje} &= 0.74 \cdot f_{pu} = 0.74 \cdot 1860 \cdot 10^3 \text{ kPa} \\ &= 1376.4 \cdot 10^3 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- **Límite de tensiones en servicio.** Consiste en el límite de tensiones debidas al pretensado en el estado de servicio, es decir, después de todas las pérdidas.

El límite lo marca la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \text{Lím en el anclaje} &= 0.8 \cdot f_{py} = 0.8 \cdot 1674 \cdot 10^3 \text{ kPa} \\ &= 1339.2 \cdot 10^3 \text{ kPa} \end{aligned}$$

En la tabla de resultados se presentan tres tensiones. Cada una de ellas se compara con cada límite de tensión.

- f_{p1} (kPa). Consiste en el máximo de las tensiones en el tendón escogido en ambos anclajes justo después de que estos se hayan colocado.
- f_{p2} (kPa). Consiste en la tensión máxima a lo largo del tendón lejos de los anclajes, inmediatamente después de que estos se hayan colocado.
- f_{pe} (kPa). Consiste en la tensión máxima en el tendón después de todas las pérdidas, que se obtiene en la última fase de construcción que se ha calculado. En este caso, en la Fase 14.

Resultará interesante escoger uno de los tendones que ancla la dovela de arranque y uno de los tendones que ancla la última dovela, la dovela 13, que es la última dovela de los voladizos.

Se compararán las tensiones de los dos tendones y también se compararán entre el Modelo sin sismo y el Modelo con sismo.

6.6.2 TENSIONES EN LOS TENDONES

Se escogerán lo siguientes tendones:

- **Apoyo P2 L1.** Es el tendón en la dovela de apoyo de la pila 2, uno de los dos tendones que están a la izquierda.
- **P2Seg13 L1.** Es uno de los dos tendones que se encuentran a la izquierda de la dovela 13 en la pila 2.

A continuación, se mostrarán los resultados para el tendón Apoyo P2 L1 en el Modelo sin sismo:

	Tendon	Tendon Stress			Tendon Stress Limit		
		f _{p1} (kN/m ²)	f _{p2} (kN/m ²)	f _{pe} (kN/m ²)	Immediately after anchor set		At service
					At anch.	Away from anch.	
	Apoyo P2 L1	1085636.9403	1081725.6913	997559.7583	1302000.0000	1376400.0000	1339200.0000

Ilustración 190. Midas Civil. Tensiones en el tendón de la dovela de arranque. Modelo sin sismo
[Elaboración propia]

Las comprobaciones son la siguientes:

$$f_{p1} = 1085636.94 \text{ kPa} < 1302000 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{p2} = 1081725.69 \text{ kPa} < 1376400 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{pe} = 997559.76 \text{ kPa} < 1339200 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Los resultados de tensiones para el tendón P2Seg13 L1 en el Modelo sin sismo:

	Tendon	Tendon Stress			Tendon Stress Limit		
		f _{p1} (kN/m ²)	f _{p2} (kN/m ²)	f _{pe} (kN/m ²)	Immediately after anchor set		At service
					At anch.	Away from anch.	
	P2Seg13 L1	1182844.8984	1275938.6777	1275938.6777	1302000.0000	1376400.0000	1339200.0000

Ilustración 191. Midas Civil. Tensiones en el tendón de la dovela 13. Modelo sin sismo [Elaboración propia]

Las comprobaciones son las siguientes:

$$f_{p1} = 1182844.9 \text{ kPa} < 1302000 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{p2} = 1275938.68 \text{ kPa} < 1376400 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{pe} = 1275938.68 \text{ kPa} < 1339200 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se puede observar que las tensiones que se provocan en los anclajes tras ejecutarlos son mayores cuanto más largo es el tendón.

También se puede observar que, en la dovela de arranque, las tensiones en los anclajes y lejos de los anclajes son prácticamente iguales, debido a que la longitud del tendón es la longitud de la dovela.

Las tensiones que se producen lejos del anclaje son mayores que las que se producen en el anclaje en la dovela 13 porque cuenta con la compresión de dovelas.

Se puede observar que la tensión en la dovela 13 lejos de los anclajes y en servicio son iguales. Esto es debido a que la tensión de servicio se calcula para la última fase de construcción. Como la última fase de construcción ejecutada es la Fase 14, y en ella se coloca la dovela 13, no ha dado tiempo de que baje la tensión por pérdidas.

Se contabiliza la siguiente pérdida en la dovela de arranque desde que se colocó hasta la Fase 14:

$$\frac{997559.76 \text{ kPa}}{1081725.69 \text{ kPa}} = 0.922$$

Se encuentra al **92.2%** de la tensión inicial. Lo que significa que el tendón de la dovela de arranque en el Modelo sin sismo ha sufrido una pérdida del **7.8%**.

A continuación, se presentan los resultados para el Modelo con sismo.

Tendon	Tendon Stress			Tendon Stress Limit		
	f _{p1} (kN/m ²)	f _{p2} (kN/m ²)	f _{pe} (kN/m ²)	Immediately after anchor set		At service
				At anch.	Away from anch.	
Apoyo P2 L1	1085636.9403	1081725.7348	996081.9127	1302000.0000	1376400.0000	1339200.0000

Ilustración 192. Midas Civil. Tensiones en el tendón de la dovela de arranque. Modelo con sismo
[Elaboración propia]

Las comprobaciones son la siguientes:

$$f_{p1} = 1085636.94 \text{ kPa} < 1302000 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{p2} = 1081725.69 \text{ kPa} < 1376400 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{pe} = 996081.91 \text{ kPa} < 1339200 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se puede observar que las tensiones que ocurren inmediatamente después del anclaje son las mismas tanto en un modelo como en otro.

Lo que varía son las tensiones en servicio. Se producen más pérdidas en el Modelo con sismo debido al mismo.

$$\frac{996081.91 \text{ kPa}}{1081725.69 \text{ kPa}} = 0.92$$

Se encuentra al **92%** de la tensión inicial. Lo que significa que el tendón de la dovela de arranque en el Modelo sin sismo ha sufrido una pérdida del **8%**.

La diferencia en cuanto a pérdidas en la dovela de arranque está en:

$$8\% - 7.8\% = 0.2\%$$

Las pérdidas debidas al sismo no son muy significativas.

En cuanto a la dovela 13 en el Modelo con sismo:

Tendon	Tendon Stress			Tendon Stress Limit		
	f _{p1} (kN/m ²)	f _{p2} (kN/m ²)	f _{pe} (kN/m ²)	Immediately after anchor set		At service
				At anch.	Away from anch.	
P2Seg13 L1	1182845.1925	1275894.0365	1275894.0365	1302000.0000	1376400.0000	1339200.0000

Ilustración 193. Midas Civil. Tensiones en el tendón de la dovela 13. Modelo con sismo [Elaboración propia]

Las comprobaciones son las siguientes:

$$f_{p1} = 1182845.19 \text{ kPa} < 1302000 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{p2} = 1275894.4 \text{ kPa} < 1376400 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$f_{pe} = 1275894.4 \text{ kPa} < 1339200 \text{ kPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se puede observar que la tensión en los anclajes es superior en el Modelo con sismo que en el Modelo sin sismo:

$$\frac{1182844.9 \text{ kPa}}{1182845.19 \text{ kPa}} = 0.99999$$

Resulta una diferencia de tipo numérico.

La tensión lejos de los anclajes es mayor en el Modelo sin sismo:

$$\frac{1275894.4 \text{ kPa}}{1275938.68 \text{ kPa}} = 0.9999$$

De la misma manera, es una diferencia de tipo numérico.

Se puede concluir que el sismo provoca mayores pérdidas en la tensión de los tendones, pero no resulta una pérdida nada significativa, teniendo en cuenta que los tendones se encuentran dimensionados para soportar los Estados Límite Últimos.

6.7 ANÁLISIS DE ESFUERZOS ENTRE EL ESTADO LÍMITE ACCIDENTAL EN CONSTRUCCIÓN Y EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO EN SERVICIO CONSIDERANDO EL SISMO

6.7.1 INTRODUCCIÓN

El apartado 6.3 trataba de comprobar si los esfuerzos inducidos por el sismo en la Fase 14 eran menores que los momentos correspondientes al Estado Límite Último para el puente en su fase de servicio.

El ELU de Servicio se aplicaba sobre el Modelo sin sismo, para poder apreciar si el Sismo de Construcción tiene relevancia en el dimensionamiento de los elementos estructurales frente al dimensionamiento a ELU por análisis estático.

Esta situación no deja de ser irreal, debido a que el puente se encuentra en Padul, zona con alta sismicidad. Por tanto, el dimensionamiento de los elementos del puente debe realizarse con la peor situación con la que se pueda encontrar el puente.

Por ello, se debe realizar una combinación en la que se contemple la envolvente de los siguientes casos:

- ELU con predominancia de la Sobrecarga de Uso en la etapa de servicio.
- ELU con predominancia del Viento en la etapa de servicio.
- ELU Accidental en la etapa de servicio donde se contempla la situación del puente frente al Sismo Último, de período de retorno de 500 años.

Esta combinación se llamará **ELU SERVICIO**.

Para ello, se deben multiplicar los espectros sísmicos Horizontal y Vertical por un factor de magnitud del Sismo Último de período de retorno de 500 años frente al Sismo de Construcción, de período de retorno de 10 años.

Se realizará el mismo procedimiento que en el apartado 6.3, es decir, se compararán los momentos M_y y M_z tanto en la cabeza como en la pila, entre la Fase 14 de construcción para la combinación EL Accidental en el Modelo con sismo, y la etapa de servicio para la combinación ELU SERVICIO explicada anteriormente.

6.7.2 MOMENTOS EN LA BASE DE LA PILA

Los momentos M_y en la etapa de servicio, considerando también el Sismo Último de período de retorno de 500 años bajo la combinación de ELU SERVICIO son los siguientes:

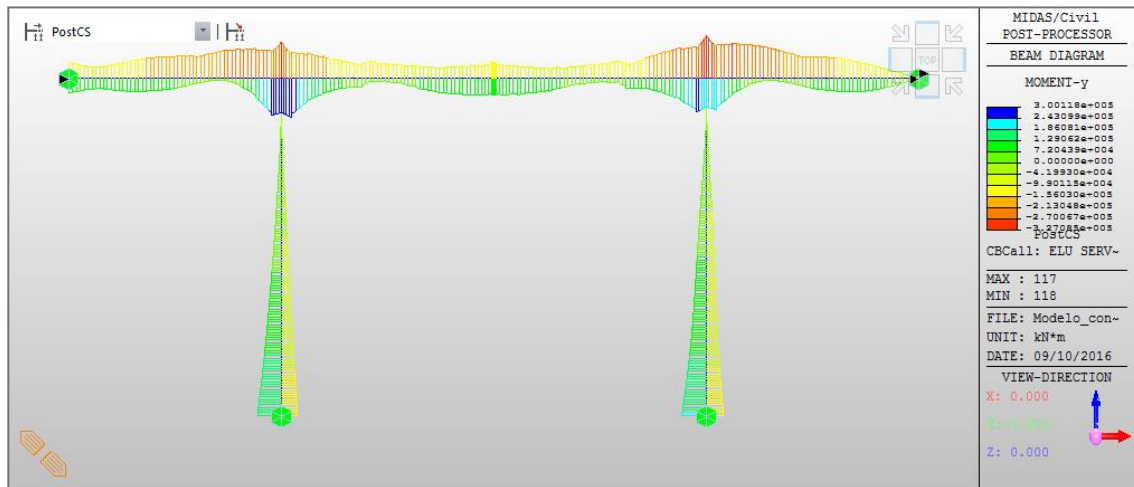


Ilustración 194. Midas Civil. Esfuerzo M_y en servicio considerando el Sismo Último [Elaboración propia]

El momento M_y en la base es:

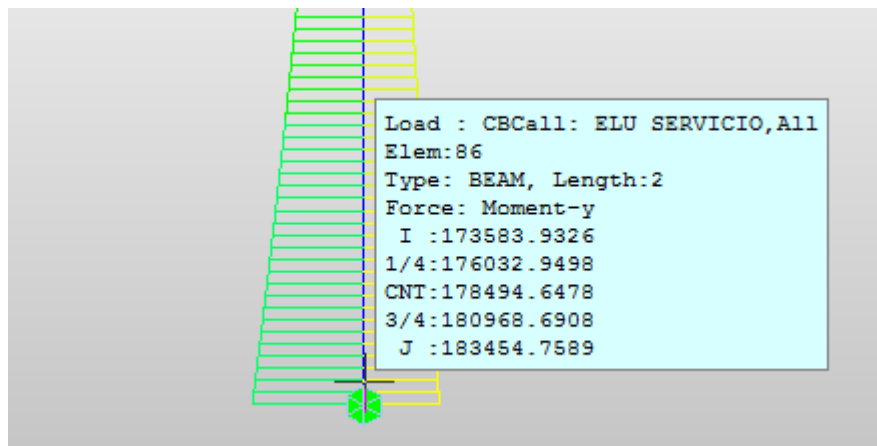


Ilustración 195. Midas Civil. Esfuerzo M_y (kN m) para ELU SERVICIO en la base de la pila [Elaboración propia]

$$M_{y_{base, servicio}} = 183454.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mientras que en la Fase 14:

$$M_{y_{base, construcción}} = -43670.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, el ratio es el siguiente:

$$\frac{M_{y_{base, servicio}}}{M_{y_{base, construcción}}} = \frac{183454.76 \text{ kN} \cdot \text{m}}{|-43670.52| \text{ kN} \cdot \text{m}} \cong 4.2$$

Se puede observar que el dimensionamiento de la sección de la pila se realizará con los momentos M_y que provienen de la combinación ELU SERVICIO debido a que estos son 4.2 veces mayores que los momentos M_y en la Fase 14.

Estos momentos M_y son incluso mayores que en la combinación de ELU para el puente en servicio ante un análisis estático.

Por tanto, el Sismo Último es muy importante para el dimensionamiento del puente en una zona sísmica.

En cuanto a los momentos transversales M_z .

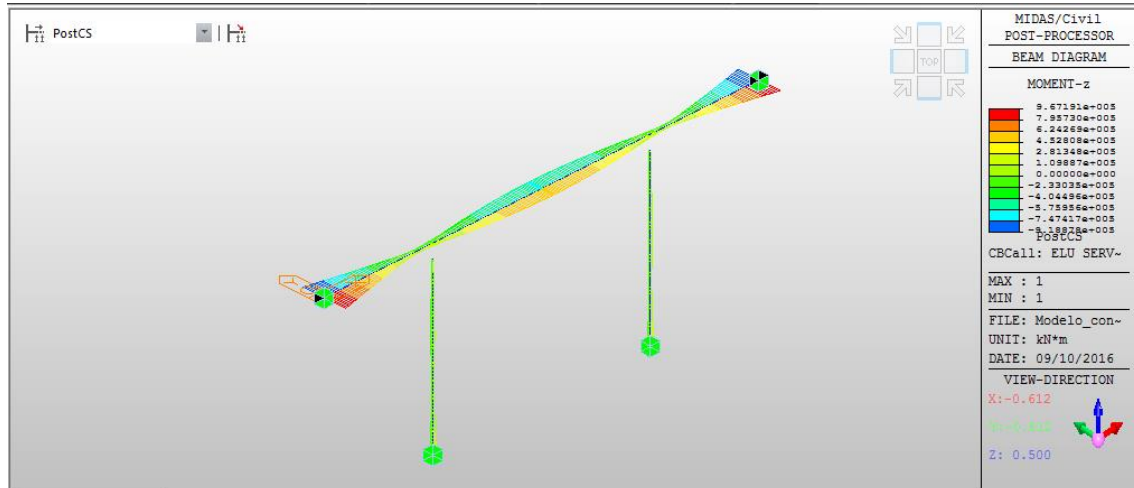


Ilustración 196. Midas Civil. Esfuerzo M_z en servicio considerando el Sismo Último [Elaboración propia]

En la base toma el siguiente valor:

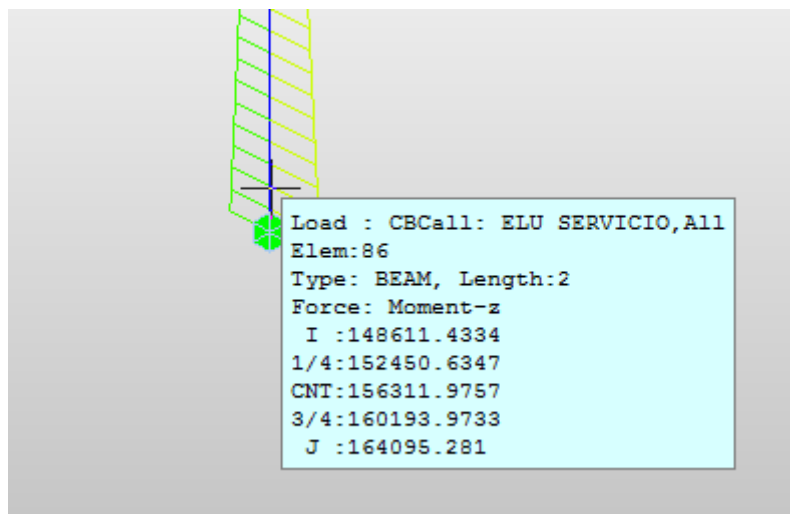


Ilustración 197. Midas Civil. Esfuerzo M_z ($kN \cdot m$) para ELU SERVICIO en la base de la pila [Elaboración propia]

$$M_{z_{base, servicio}} = 164095.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mientras que en la Fase 14:

$$M_{z_{base, construcción}} = 50844.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{z_{base, servicio}}}{M_{z_{base, construcción}}} = \frac{164095.3 \text{ kN} \cdot \text{m}}{50844.67 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cong 3.23$$

Se demuestra que el momento M_z para la combinación ELU SERVICIO también es determinante para el dimensionamiento de la sección de la pila en el plano transversal,

debido a que es del orden de 3 veces mayor que el momento M_z debido al sismo en construcción, en la base de la pila.

6.7.3 MOMENTOS EN LA CABEZA DE LA PILA

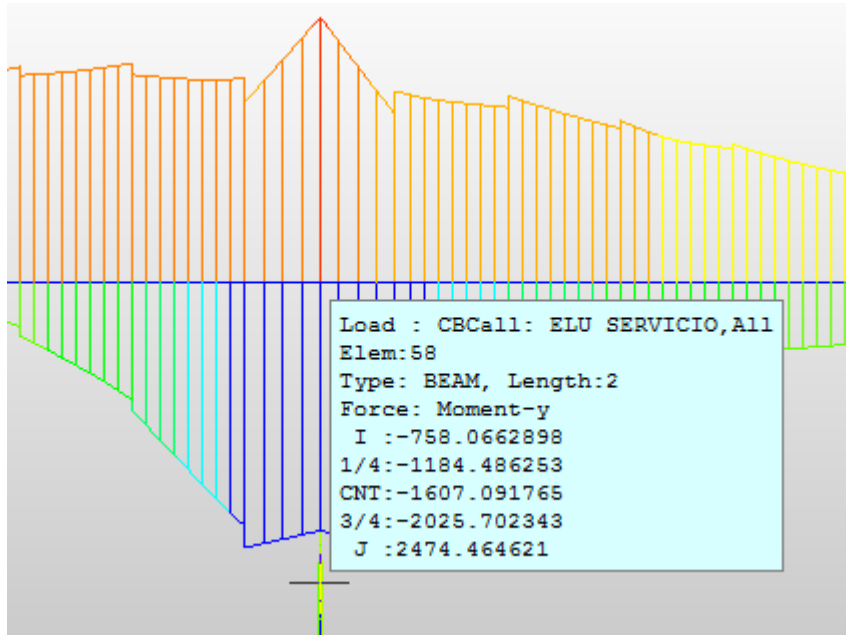


Ilustración 198. Midas Civil. Esfuerzo M_y (kN m) en la cabeza de la pila para ELU SERVICIO [Elaboración propia]

$$M_{y\text{cabeza,servicio}} = -758 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se puede observar que el momento M_y es muy pequeño debido a que, la condición de unión en servicio entre el tablero y la pila, no transmite movimientos longitudinales.

Por otro lado, en la Fase 14:

$$M_{y\text{cabeza,construcción}} = -48874.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, el ratio es:

$$\frac{M_{y\text{cabeza,construcción}}}{M_{y\text{cabeza,servicio}}} = \frac{-48874.62 \text{ kN} \cdot \text{m}}{-758 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cong 64.5$$

Claramente, el momento M_y en la cabeza de la pila en la Fase 14 debido al sismo, es determinante para el dimensionamiento de la sección en el plano longitudinal, debido a la condición de unión, que en construcción el tablero se encuentra rígidamente unido a la pila, mientras que en servicio se permiten desplazamientos longitudinales relativos y el giro en el plano longitudinal.

Por otro lado, el momento M_z en la cabeza de la pila para la combinación ELU SERVICIO es:

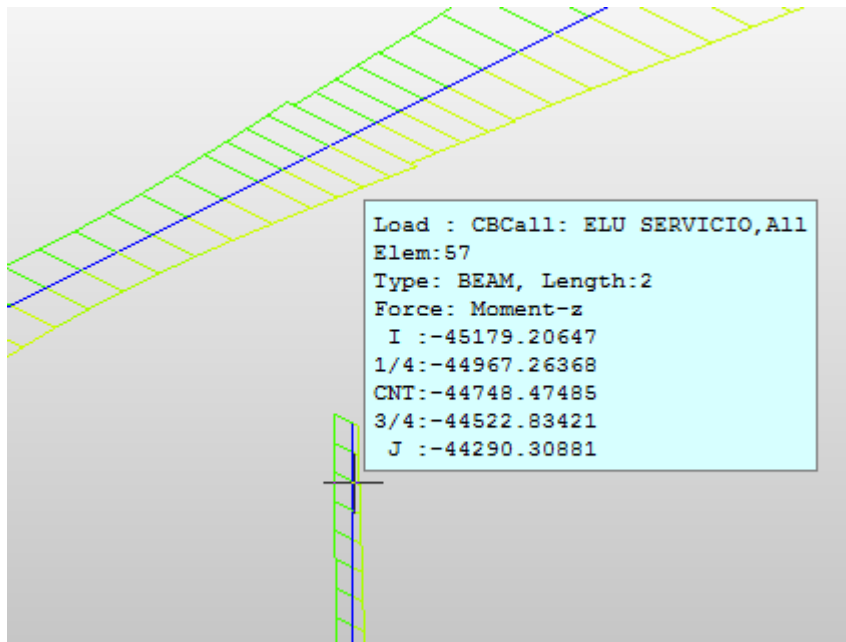


Ilustración 199. Midas Civil. Esfuerzo M_z ($kN \cdot m$) en la cabeza de la pila para ELU SERVICIO [Elaboración propia]

$$M_{z,cabeza,servicio} = -45179.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por otro lado, en la Fase 14:

$$M_{z,cabeza,construcción} = 4893.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{z,cabeza,servicio}}{M_{z,cabeza,construcción}} = \frac{|-45179.2| \text{ kN} \cdot \text{m}}{4893.69 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cong 9.23$$

El momento M_z es bastante mayor en servicio para la combinación ELU SERVICIO, que para la construcción frente al Sismo de Construcción. Por tanto, también se utiliza el momento M_z en la cabeza en ELU SERVICIO para el dimensionamiento de la sección de la pila en la cabeza en la dirección transversal.

7 CONCLUSIONES

Este proyecto se ha basado en el modelo del puente expuesto en [5] donde se trazaba la metodología para el análisis y dimensionamiento de puentes construidos por voladizos sucesivos. El análisis que se realizó fue estático, concluyéndose que los elementos se deben dimensionar para que puedan soportar todos los esfuerzos que fueran a sufrir, tanto en la construcción como en el servicio. Así mismo, deben cumplir todas las comprobaciones de Estado Límite Último en todas sus etapas, de forma que los elementos cumplan las comprobaciones de rotura.

Paralelamente se estudió la evolución de esfuerzos a lo largo de las etapas constructivas en función de las cargas y condiciones que afectaban al puente, cambiando completamente su comportamiento estructural en el servicio, cuando se unen los voladizos interiores por la clave y los exteriores desembocan en los estribos.

Resulta impresionante la gran diferencia entre los comportamientos en construcción y en servicio. Por tanto, y en concreto para los puentes construidos por una técnica constructiva que suponga un comportamiento muy dispar del que tendrán en servicio, es muy importante realizar las comprobaciones de Estado Límite de Servicio y Estado Límite Último tanto en una etapa como en otra, debido a que los puentes sufrirán esfuerzos completamente diferentes que deberán ser soportados por los elementos de las mismas. En definitiva, el puente debe resistir todos los esfuerzos que pueda sufrir desde el momento inicial de su construcción y a lo largo de toda su vida.

Esta conclusión se aplica tanto para [5] como para este trabajo, debido a que a partir de [5], se pretende introducir en el problema un factor más para su dimensionamiento. Consiste en estudiar el comportamiento del puente ante el sismo, en concreto, en las fases de construcción, debido a la gran diferencia con respecto a la etapa de servicio. Existen mucha bibliografía sobre el comportamiento de los puentes completos bajo la acción del sismo, pero no existen muchos estudios que aborden el comportamiento ante el sismo de los puentes construidos por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas. Este trabajo pretende ser el inicio de futuros trabajos que versen sobre el tema.

Realizando un recorrido por el trabajo, se pueden reunir las siguientes conclusiones.

En primer resulta llamativo las indicaciones de [1] en cuanto a la definición del espectro sísmico en la etapa de construcción. Se indica que el sismo que se deberá considerar en la construcción no deberá ser menor a 5 veces la duración de la etapa constructiva. Esto significa que el sismo considerado para la construcción no tendrá un período de retorno muy alto, lo que significa que los efectos del sismo en la construcción no serán muy significativos. La consideración del sismo en construcción con tan bajo período de retorno está relacionada con el riesgo de que la estructura sufra un sismo en su etapa de construcción. La baja probabilidad de que esto ocurra se refleja en el período de retorno y consecuentemente en el espectro, de manera que el dimensionamiento de los elementos no se excesivamente conservador teniendo en cuenta dicha probabilidad.

La intención en este trabajo es precisamente conocer el comportamiento en la etapa de construcción concluyendo la influencia del sismo en la construcción. La etapa que se estudia es la Fase 14, que se corresponde con la fase en la que se encuentran todos los voladizos libres y completos, siendo la peor para el Sismo de Construcción.

Se puede apreciar que los movimientos máximos provocados por el sismo en la construcción, en combinación accidental con el resto de cargas, provoca desplazamientos

en las tres direcciones del orden de centímetros, nunca superiores a los 6 cm. Se puede obtener una conclusión muy interesante de este resultado. Este puente bajo este sismo no tendrá problemas en el cabeceo de los voladizos interiores bajo la acción del sismo, debido a que la clave mide 50 cm y como máximo el acortamiento entre las distancias de los extremos de los voladizos sería de 8 cm, lo que implica que no se chocarían los extremos, asumiendo que la distancia escogida para la dimensión de la clave es acertada tanto por análisis estático como por análisis dinámico.

La siguiente conclusión que se puede obtener es que, debido a las características del sismo, este actúa tanto en un sentido como en otro, provocando esfuerzos de mismo módulo, pero signo distinto. En la combinatoria se tiene en cuenta los esfuerzos máximos a los que se encuentra sometido el puente en construcción.

Tras estudiar el comportamiento del puente en construcción ante el sismo, se realizan una serie de comparativas y estudios sobre los que se sacan las siguientes conclusiones.

En primer lugar, se pretende cuantificar los efectos del sismo sobre la Fase 14 analizándola con sismo y sin sismo, para los momentos M_y (longitudinales) y M_z (transversales) en la base y en la cabeza de las pilas.

El ratio entre los momentos M_y en la base de la pila es de 3.84, lo que significa que el sismo implica que se cuadruplican los momentos en la base de las pilas.

El ratio entre los momentos M_z en la base de la pila es de 5.3, lo que significa que el sismo también afecta en dirección transversal.

El ratio entre los momentos M_y en la cabeza de la pila es de 4.3, mientras que el ratio de momentos M_z en la cabeza de la pila es de 2.07.

Se puede concluir que, ante la misma geometría y cargas, el sismo en construcción se debe tener en consideración debido a que aumenta los esfuerzos en los sentidos transversal y longitudinal.

La siguiente pregunta que se debería resolver es si el sismo en construcción aumenta los esfuerzos, ¿son estos superiores a los esfuerzos de dimensionamiento de los elementos en el servicio para un análisis estático?

Se comparan pues, los mismos esfuerzos (M_y y M_z en base y cabeza de pilas) para la situación en construcción y la etapa de servicio con la combinación de Estado Límite Último.

Se puede concluir que el sismo en construcción no es determinante para el dimensionamiento a rotura de los elementos en los casos de M_y en la base de la pila y M_z en la cabeza de la pila.

En cuanto al M_y en la cabeza de la pila, se debe a la condición de unión en servicio entre el tablero y la pila. Por lo tanto, en este caso el efecto de sismo en construcción sí se tendría en consideración para el dimensionamiento en dicha dirección. En cuanto al M_z en la base, se consulta el esfuerzo para la etapa de construcción para Estado Límite Último y se aprecia que es superior al que provoca el sismo, lo que indica que, de la sección de la pila, como se ha dimensionado para todos los estados posibles, aguantaría el Sismo de Construcción.

Aunque comparar la fase de construcción cuando actúa el sismo y la etapa de servicio en estática, para la misma localización del puente, no estaría completo, debido a que el puente se debe dimensionar para los peores esfuerzos que pudiera sufrir la estructura, y la

estructura se encuentra en una zona con riesgo sísmico. Por tanto, se debe comprobar el efecto del sismo en construcción respecto al dimensionamiento con los esfuerzos máximos del puente en servicio, bajo la combinación de ELU envolvente de la predominancia del viento, la predominancia de la sobrecarga de uso y la ocurrencia del Sismo Último, de período de retorno de 500 años. Las conclusiones que se obtienen son las siguientes.

Se observa que los momentos M_y en la base de la pila en servicio para dicha combinación, los momentos M_z en la base y los momentos M_z en la cabeza de la pila son mayores que los momentos provocados por el sismo en construcción. Por tanto, se dimensionan los elementos con dichos esfuerzos.

En el caso del momento M_y en la cabeza de la pila es diferente, debido a que los momentos son muy inferiores a los de la fase de construcción debido a que en la construcción la unión pila-tablero es rígida y en el servicio la unión desvincula las rotaciones alrededor de dicho eje. Esto significa que el Sismo en Construcción es determinante para el dimensionamiento de los elementos en dicha dirección.

Paralelamente, se realizan comprobaciones sobre las tensiones de compresión de las dovelas, debido a que la conexión no se puede descomprimir porque si no, el comportamiento que se refleja por Elementos Finitos no sería representativo de lo que ocurre en la realidad, en la que estaría fallando la conexión del tablero evitando que este trabaje unido y provocando que la humedad entre y pueda corroer la armadura activa.

Pero se ha observado que sigue habiendo compresiones cuando actúa el Sismo de Construcción, debido al gran efecto que tiene el pretensado sobre el puente.

En cuanto a las pérdidas en los tendones de pretensado, existe una variación de un 0.2%, lo que significa que, a nivel del pretensado, el Sismo de Construcción no tiene efecto relevante.

También se ha pretendido dimensionar las llaves de cortante que sería necesario colocar para la fase de construcción teniendo en cuanto sólo el efecto que producirían estas para soportar el cortante. Se obtiene una cantidad de 11 llaves por cada alma de 10 x 40 cm.

Finalmente, se ha podido estudiar una serie de soluciones para ejecutar la unión rígida tablero-pila para la construcción, una unión que no es definitiva, puesto que posteriormente deberá transformarse en la de servicio. Se concluye que la adopción de una solución y otra dependerá del proyecto en concreto.

Con todo se puede concluir que el sismo se debe considerar, como marca en la normativa, para el dimensionamiento de los elementos para la situación pésima que pueda sufrir la estructura, tanto en servicio como en construcción. La técnica de la construcción por voladizos sucesivos implica la necesidad del estudio dinámico en la fase de construcción, debido a su particularidad. Se ha observado que los efectos del sismo no son excesivos debido al bajo período de retorno que por normativa se considera. Sin embargo, sí son condicionantes los esfuerzos debidos al Sismo Último en servicio, salvo para el momento longitudinal en la cabeza de la pila, situación en la que la construcción con el sismo es dimensionante.

8 TRABAJOS FUTUROS

Como se ha indicado, este trabajo puede marcar el inicio de una serie de trabajos futuros relacionados con el tema. En este apartado se propondrá una lista de dichos trabajos.

- Análisis sísmico en construcción de puentes construidos por otros métodos de construcción.
- Análisis sísmico mediante acelerograma.
- Análisis no-lineal aplicado al comportamiento de los tirantes de los puentes atirantados frente al sismo.
- Análisis sísmico variando las condiciones de contorno. Por ejemplo, considerando el efecto del fluido en el caso de un puente que salvase un río. Usando elementos de contorno.
- Estudios de sensibilidad paramétrica considerando el sismo:
 - Luz del voladizo frente al canto.
 - Altura de la pila frente a la luz del voladizo.
 - Variabilidad del ancho de la losa superior e inferior de las dovelas frente al sismo.
 - Influencia de las llaves de cortante frente al sismo.
 - Influencia de los elementos amortiguadores en la estructura y su comportamiento.
 - Efectos de diversos tipos de cimentación frente al sismo.
 - Comportamiento de los estribos frente al sismo.

9 BIBLIOGRAFÍA

[1] Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07). Ministerio de Fomento. Gobierno de España (2008).

[2] IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento. Gobierno de España (2011).

[3] Google, 2016. Google Maps [Homepage]. [Acceso 8 agosto 2016]. <<https://www.google.es/maps>>

[4] Manterola J. Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Primera Edición. Puerto de Arlabán, 33-28053 Madrid: RUGARTE, S.L; 2006.

[5] Nancu Nancu M.L. Metodología para el Análisis y Dimensionamiento de Puentes Construidos Evolutivamente mediante Avance por Voladizos [Trabajo Fin de Grado]. Escuela Técnica Superior de Ingeniería; 2014.

[6] Fernández Casado C. 1964, "Ejecución de puentes pretensados por voladizos sucesivos", *Informes de la Construcción*, Vol.16, nº 158, marzo. [Acceso 10 agosto 2016] <<http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/4622/5385>>

[7] Gerardino Perdomo M. Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos [Tesis de Máster]. Barcelona: Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya; junio 2011.

[8] Pérez-Fadon S., Herrero J.E, Bajo C., Sánchez M., González P., Martín-Tereso L., Gómez R. Nuevas realizaciones de puentes con dovelas prefabricadas. III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras.

[9] Alcalde Rico M. Comportamiento en fractura de las juntas secas postensadas de estructuras construidas por dovelas [Trabajo Fin de Máster]. Sevilla: Escuela Técnica Superior de Ingenieros. Universidad de Sevilla; diciembre 2009.

[10] Samartín Quiroga A. 2008. Curso de Ingeniería Sísmica (I): La Acción Sísmica. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Almagro, 42.28010 Madrid.

10 ANEJO 1

10.1 UNIÓN TABLERO-PILA EN CONSTRUCCIÓN

10.1.1 INTRODUCCIÓN

La dovela de arranque se puede hormigonar o colocar directamente sobre la pila, empotrada o apoyada en ella. El tipo de unión entre la dovela de arranque y la pila depende de la longitud total, la altura y la zona sísmica donde se va a construir el puente.

El método de construcción por voladizos sucesivos exige en construcción una unión rígida entre el tablero y la pila, para garantizar el comportamiento monolítico en la intersección de ambos elementos. Este tipo de unión se debe realizar para la localización en zona sísmica.

Esta unión permitirá soportar los esfuerzos que se transmitan de íntegra del tablero a la pila.

La unión se dimensionará con los esfuerzos máximos que sucedan en construcción en dicha unión. En el caso de este trabajo, como se ha indicado en otras ocasiones, la fase de construcción más desfavorable es la Fase 14.

En el apartado 6.2 se ha podido concluir que los momentos en la cabeza de la pila en la situación en la que ocurre el Sismo de Construcción son del orden de 4.3 veces mayor respecto a la situación sin sismo, para M_y ; y del orden de 2.07 veces mayor, para M_z .

Por tanto, el dimensionamiento de la **conexión rígida** del tablero con la pila debe realizarse con dichos momentos, que serían:

$$M_{y\text{cabeza,con sismo}} = -48874.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z\text{cabeza,con sismo}} = 4893.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

En la bibliografía se han encontrado diversos métodos de realizar dicha conexión. Se ha llegado a la conclusión de que la metodología usada dependerá del proyecto en particular y de las condiciones que lo definan, ya que los requerimientos son distintos en cada uno.

A continuación, se narrarán las diversas metodologías que se han encontrado en la bibliografía para realizar dicha unión.

10.1.2 EJECUCIÓN DE PUENTES PRETENSADOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS. CARLOS FERNÁNDEZ CASADO [6]

Se trata de una revista sobre Informes de Construcción, en particular, el Volumen 16, nº 158, en marzo de 1964.

Puente Mangfall

En el informe del Puente Mangfall, en la autopista Munich-Salzburg, se describen las características del puente.

Se trata de un puente de hormigón pretensado de tres vanos continuos: 90 + 108 + 90 m. El ancho total entre las barandillas del puente es de 23.50 m.

El dintel consta de dos vigas reticuladas en cruz de San Andrés con montantes, separadas 14.04 m entre ejes, con una altura total constante de 7.34 m y montantes a una separación de 6 m.

Para el apoyo de las vigas sobre las pilas, se dispusieron unos durmientes de hormigón pretensado, de 2.90 x 4.70 m en planta y 1.70 m de altura. Las diagonales que convergen hacia los apoyos están armadas con acero normal de cuantía del 3%.

Los durmientes de hormigón son una especie de traviesas que funcionan como apoyos del tablero sobre las pilas.

Puente de Lacroix-Falgarde

Este puente se construyó por voladizos sucesivos, siendo necesario solidarizar provisionalmente el dintel y las pilas.

La unión se realizó mediante hierros pasantes verticales.

10.1.3 ESTUDIO COMPARATIVO DE PUENTES CONSTRUIDOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS [7]

Viaducto sobre el río Alcazaba

Se encuentra en el tramo enlace de Albuñol – Variante de Adra, correspondiente al proyecto de construcción de la Autovía del Mediterráneo, N-340 de Cádiz hacia Barcelona pasando por Málaga.

Por las condiciones sísmicas de la zona, se colocaron elementos de atado provisionales entre el tablero y las pilas durante la construcción.

Estos elementos de atado consistían en cordones de pretensado que ataban el tablero a las pilas en las tres direcciones del espacio.

Cuando se hormigona la clave, y se dispone la unión permanente entre el tablero y las pilas, se retiran los tendones.

Además, se dispusieron amortiguadores en ambos estribos con la intención de reducir los movimientos del tablero y, por tanto, los esfuerzos en las pilas y los estribos que se producen por hipótesis de carga sísmica.

Viaductos de Piedrafita

En los viaductos de Piedrafita, se resuelve la unión tablero-pila de manera diferente.

La dovela de arranque se apoya en unas cuñas de neopreno sobre los apoyos definitivos que tendrá el puente.

Se anclaron provisionalmente a la pila mediante barras roscadas, para evitar movimientos.

Viaducto de Cruzul

En este viaducto, la dovela de arranque se ubicó inicialmente sobre cuatro gatos de movimiento horizontal y vertical.

Después de colocar 4 dovelas, se orientó todo el conjunto y se cambió el apoyo con los gatos a otros 4 apoyos sólo de movimiento vertical.

Los apoyos definitivos funcionan como rótulas que permiten libremente el giro en el sentido longitudinal.

Pero en sentido horizontal, su función varía entre las distintas pilas. Para las pilas centrales se usaron apoyos de neopreno de alturas variables y en las pilas extremas se colocaron apoyos deslizantes de neopreno-teflón unidireccionales.

10.1.4 NUEVAS REALIZACIONES DE PUENTES CON DOVELAS PREFABRICADAS [8]

Se trata de un documento preparado para el III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras.

El documento trata sobre los puentes de dovelas se caracterizan por la construcción en voladizo con dovelas prefabricadas.

Viaducto de La Alcazaba

En este documento se vuelve a poner como ejemplo el Viaducto del Alcazaba.

Tiene una longitud total de 221 m, distribuidos en 5 vanos con las siguientes luces: 22.25, 55.71, 65, 55.71, 22.25.



Ilustración 200. Viaducto de La Alcazaba [8]

El tablero es de sección cajón monocelular de canto variable de 3.25 m sobre las pilas centrales y de 1.85 m en el centro de los vanos y en los vanos extremos.

El ancho de la losa inferior es de 5.40 m y el de la losa superior es de 11.50 m.

Las pilas del vano principal tienen una altura de unos 70 m.

Como se ha comentado anteriormente, se encuentra ubicado en una zona de alto grado de sismicidad. Esto añade dificultad al proceso constructivo, ya que se han tenido que adoptar elementos de atado provisionales entre el tablero y las pilas durante la fase de montaje.

Se dispusieron cordones de pretensado que ataban el tablero a las pilas en las 3 direcciones.

Cuando se ejecutó la unión permanente, se quitaban los tendones de cosido.

En la siguiente imagen se puede apreciar un detalle del atado con los tendones.

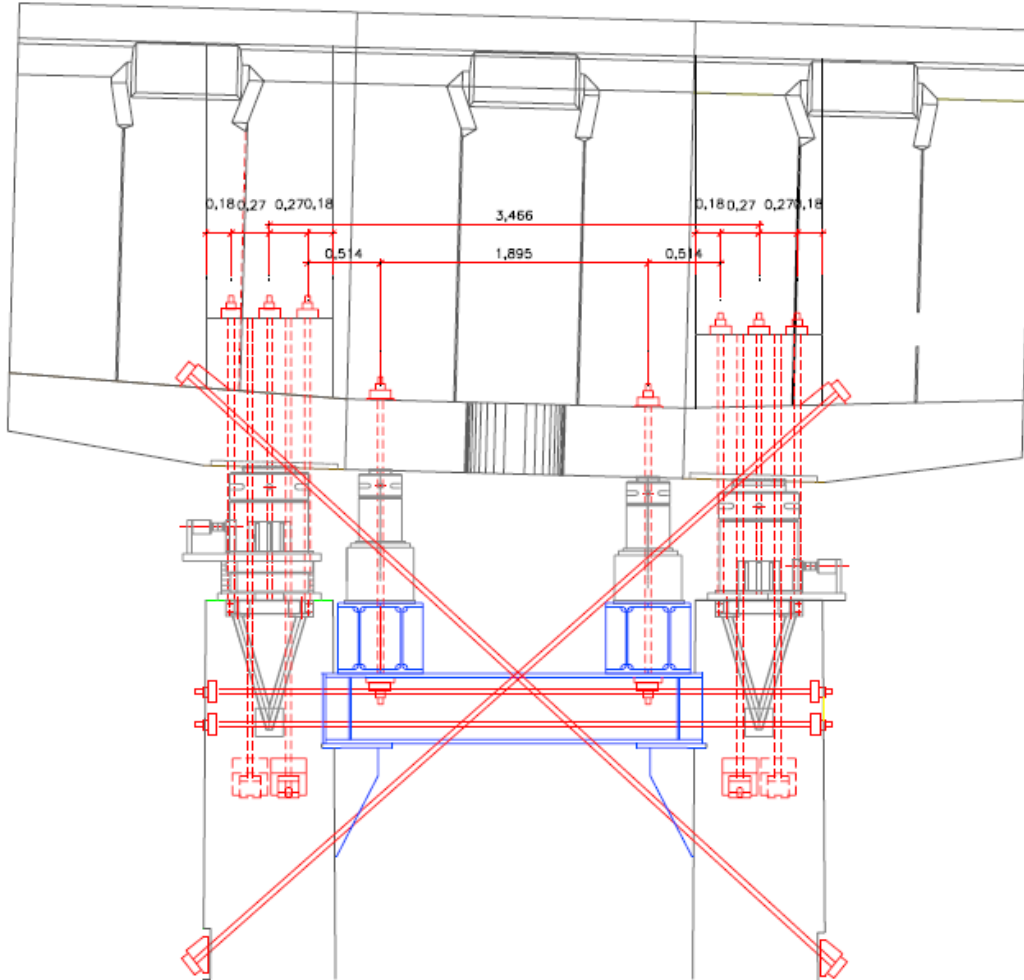


Ilustración 201. Detalle de la unión en construcción del Viaducto de La Alcazaba [8]

Se pueden apreciar en color rojo, los tendones de tesado provisionales para la unión en construcción debido al alto grado de sismicidad de la zona.

Viaducto de Río Mayor

Se encuentra situado en el subtramo Soto del Barco-Muros del Nalón, correspondiente al proyecto de construcción de la Autovía del Cantábrico.

Tiene una longitud total de 322 m y una altura sobre el fondo del valle de 78 m, siendo la pila más alta de 68 m.

La sección transversal tiene dos tableros independientes, ambos con un ancho total de plataforma de 13.5 m.

Consta de 4 vanos. Los interiores tienen una luz de 96 m y los extremos, una luz de 65.

La sección transversal del tablero es un cajón monocelular con voladizos. El ancho del voladizo de la sección transversal es de 3.50 m y constante a lo largo del tablero. El canto es variable, pasando de 4.75 m sobre las pilas a 2.50 m en el centro de los vanos y los estribos.

Las almas son verticales y con un espesor de 0.40 m. La losa inferior es de espesor variable de 0.60 m sobre las pilas y 0.23 en el centro del vano.

Las alturas de las pilas son: 38 m, 68 m y 52 m. Las pilas tienen sección transversal en cajón.

El apoyo del tablero en la pila se realiza mediante un apoyo centrado por medio de un dintel superior.

El proceso de colocación de dovelas en voladizo, se hace a partir de un pretensado provisional con barras de pretensado.

Se ha podido observar la gran variedad de posibles soluciones para la ejecución de la unión provisional del tablero con la pila.

Todas las soluciones, sin embargo, tienen un punto en común, que es el de conseguir una unión rígida que permita el comportamiento monolítico del tablero con la pila, mientras se colocan las dovelas de los voladizos. Esta unión provisional se elimina posteriormente, dejando la unión en servicio.

Las diversas formas que se encuentran para garantizar la unión rígida son: mediante el uso de gatos, barras de pretensado, normalmente barras enroscadas, y cordones de pretensado dispuestos en las tres direcciones del espacio.

11 ANEJO 2

11.1 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA SEGÚN LA NCSP-07 [1]

CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO											
Terreno tipo III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$										
<p>TABLA 3.1. Coeficientes del terreno</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">C</td> <td style="padding: 5px;">1.6</td> </tr> </table>		C	1.6								
C	1.6										
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Tipo de terreno</th> <th>Coeficiente C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">II</td> <td style="text-align: center;">1,3</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">III</td> <td style="text-align: center;">1,6</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">IV</td> <td style="text-align: center;">2,0</td> </tr> </tbody> </table>		Tipo de terreno	Coeficiente C	I	1,0	II	1,3	III	1,6	IV	2,0
Tipo de terreno	Coeficiente C										
I	1,0										
II	1,3										
III	1,6										
IV	2,0										

ACELERACIÓN SÍSMICA HORIZONTAL DE CÁLCULO																																														
$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$ <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td>a_b</td> <td>2.3544</td> <td>m/s^2</td> </tr> <tr> <td>ρ</td> <td>0.27186628</td> <td></td> </tr> <tr> <td>S</td> <td>1.28</td> <td></td> </tr> </table> <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td>a_c</td> <td>0.81930493</td> <td>m/s^2</td> </tr> </table>	a_b	2.3544	m/s^2	ρ	0.27186628		S	1.28		a_c	0.81930493	m/s^2	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 10%;">a_b</td> <td>Aceleración sísmica básica (NCSE-02). Valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un $T_r=500$ años. Valores en la figura 3.1 y en el Anejo 1.</td> </tr> <tr> <td>ρ</td> <td>Coeficiente adimensional de riesgo: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_I$</td> <td>Factor de importancia. Ap 2.3 (NCSP-07) <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">TABLA 2.1. Factor de importancia</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Importancia del puente</td> <td style="text-align: center;">γ_I</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Normal</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Especial</td> <td style="text-align: center;">1,3</td> </tr> </table> <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: center;">γ_I</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: center;">1.3</td> </tr> </table> </td> </tr> <tr> <td>γ_{II}</td> <td>Factor modificador para considerar un T_r distinto a 500 años. $\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0.4}$ <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 15%;">Duración aprox fases constructivas</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">29</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">días totales</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">21</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">días laborables</td> </tr> </table> $P_R = 100 \cdot 29 \text{ días} \cdot \frac{1 \text{ año}}{365 \text{ días}} = 7,945 \text{ años}$ <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">P_R</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">10</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">años</td> </tr> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">γ_{II}</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">0.20912791</td> <td></td> </tr> </table> </td> </tr> <tr> <td>S</td> <td>Coeficiente de amplificación del terreno. Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$ $S = \frac{C}{1,25}$ </td> </tr> </table>	a_b	Aceleración sísmica básica (NCSE-02). Valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un $T_r=500$ años. Valores en la figura 3.1 y en el Anejo 1.	ρ	Coeficiente adimensional de riesgo: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$	γ_I	Factor de importancia. Ap 2.3 (NCSP-07) <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">TABLA 2.1. Factor de importancia</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Importancia del puente</td> <td style="text-align: center;">γ_I</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Normal</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Especial</td> <td style="text-align: center;">1,3</td> </tr> </table> <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: center;">γ_I</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: center;">1.3</td> </tr> </table>	TABLA 2.1. Factor de importancia		Importancia del puente	γ_I	Normal	1,0	Especial	1,3		γ_I		1.3	γ_{II}	Factor modificador para considerar un T_r distinto a 500 años. $\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0.4}$ <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 15%;">Duración aprox fases constructivas</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">29</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">días totales</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">21</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">días laborables</td> </tr> </table> $P_R = 100 \cdot 29 \text{ días} \cdot \frac{1 \text{ año}}{365 \text{ días}} = 7,945 \text{ años}$ <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">P_R</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">10</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">años</td> </tr> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">γ_{II}</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">0.20912791</td> <td></td> </tr> </table>	Duración aprox fases constructivas	29	días totales	21	días laborables	P_R	10	años	γ_{II}	0.20912791		S	Coeficiente de amplificación del terreno. Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$ $S = \frac{C}{1,25}$
a_b	2.3544	m/s^2																																												
ρ	0.27186628																																													
S	1.28																																													
a_c	0.81930493	m/s^2																																												
a_b	Aceleración sísmica básica (NCSE-02). Valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un $T_r=500$ años. Valores en la figura 3.1 y en el Anejo 1.																																													
ρ	Coeficiente adimensional de riesgo: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$																																													
γ_I	Factor de importancia. Ap 2.3 (NCSP-07) <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">TABLA 2.1. Factor de importancia</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Importancia del puente</td> <td style="text-align: center;">γ_I</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Normal</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Especial</td> <td style="text-align: center;">1,3</td> </tr> </table> <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: center;">γ_I</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: center;">1.3</td> </tr> </table>	TABLA 2.1. Factor de importancia		Importancia del puente	γ_I	Normal	1,0	Especial	1,3		γ_I		1.3																																	
TABLA 2.1. Factor de importancia																																														
Importancia del puente	γ_I																																													
Normal	1,0																																													
Especial	1,3																																													
	γ_I		1.3																																											
γ_{II}	Factor modificador para considerar un T_r distinto a 500 años. $\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0.4}$ <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 15%;">Duración aprox fases constructivas</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">29</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">días totales</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">21</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">días laborables</td> </tr> </table> $P_R = 100 \cdot 29 \text{ días} \cdot \frac{1 \text{ año}}{365 \text{ días}} = 7,945 \text{ años}$ <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">P_R</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">10</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">años</td> </tr> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">γ_{II}</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">0.20912791</td> <td></td> </tr> </table>	Duración aprox fases constructivas	29	días totales	21	días laborables	P_R	10	años	γ_{II}	0.20912791																																			
Duración aprox fases constructivas	29	días totales	21	días laborables																																										
P_R	10	años																																												
γ_{II}	0.20912791																																													
S	Coeficiente de amplificación del terreno. Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$ $S = \frac{C}{1,25}$																																													

11.1.1 ESPECTRO HORIZONTAL

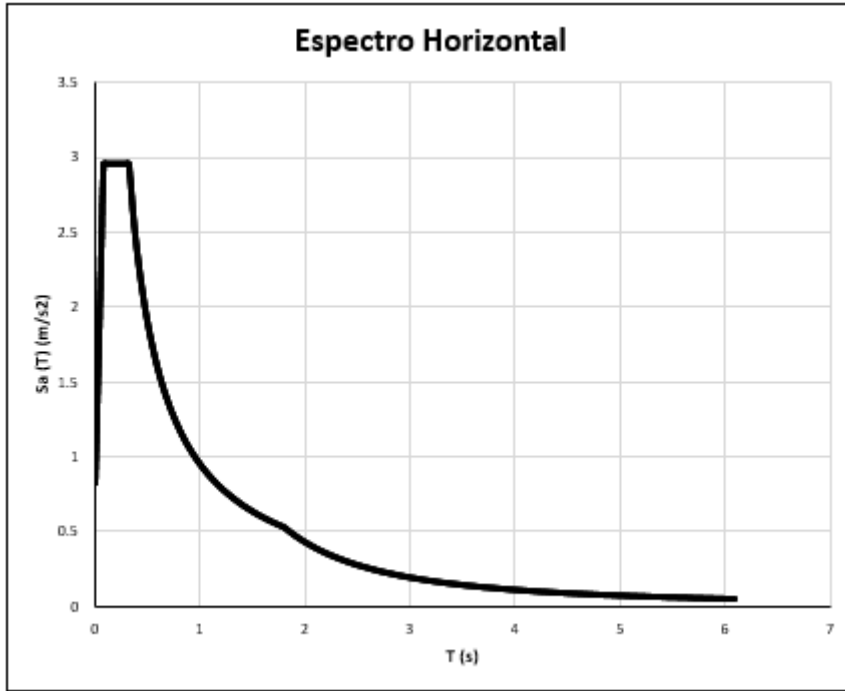
TA (s)	0.08
TB (s)	0.32
TC (s)	1.8
ζ (%)	2
ν	1.4427
K	1
C	1.6

T(s)	Sa(T)
0	0.81930493
0.01	1.0862703
0.02	1.35323567
0.03	1.62020103
0.04	1.8871664
0.05	2.15413177
0.08	2.95502787
0.11	2.95502787
0.15	2.95502787
0.17	2.95502787
0.2	2.95502787
0.23	2.95502787
0.26	2.95502787
0.29	2.95502787
0.32	2.95502787
0.37	2.55569978
0.42	2.25144981
0.47	2.01193387
0.52	1.81847869
0.57	1.65896302
0.62	1.52517568
0.67	1.4113566
0.72	1.31334572
0.77	1.22806353
0.82	1.15318161
0.87	1.0869068
0.92	1.02783578
0.97	0.97485456
1.02	0.92706757
1.07	0.88374665
1.12	0.84429368
1.17	0.80821275
1.22	0.77508928
1.27	0.74457395
1.32	0.71637039
1.37	0.69022549

1.42	0.66592177
1.47	0.64327137
1.52	0.62211113
1.57	0.60229867
1.62	0.58370921
1.67	0.56623289
1.72	0.54977263
1.77	0.53424233
1.8	0.52533829
1.85	0.49732536
1.9	0.47149475
1.95	0.44762552
2	0.42552401
2.05	0.40501988
2.1	0.38596282
2.15	0.36821981
2.2	0.35167274
2.25	0.3362165
2.3	0.32175729
2.35	0.30821115
2.4	0.29550279
2.45	0.28356452
2.5	0.27233537
2.55	0.26176025
2.6	0.25178936
2.65	0.24237751
2.7	0.23348368
2.75	0.22507055
2.8	0.21710409
2.85	0.20955322
2.9	0.20238954
2.95	0.19558702
3	0.18912178
3.05	0.1829719
3.1	0.17711718
3.15	0.17153903
3.2	0.16622032
3.25	0.16114519
3.3	0.15629899
3.35	0.15166817
3.4	0.14724014
3.45	0.14300324
3.5	0.13894662
3.55	0.13506019
3.6	0.13133457

3.65	0.12776101
3.7	0.12433134
3.75	0.12103794
3.8	0.11787369
3.85	0.11483191
3.9	0.11190638
3.95	0.10909124
4	0.106381
4.05	0.10377053
4.1	0.10125497
4.15	0.09882979
4.2	0.09649071
4.25	0.09423369
4.3	0.09205495
4.35	0.08995091
4.4	0.08791818
4.45	0.08595359
4.5	0.08405413
4.55	0.08221693
4.6	0.08043932
4.65	0.07871874
4.7	0.07705279
4.75	0.07543916
4.8	0.0738757
4.85	0.07236034
4.9	0.07089113
4.95	0.06946622
5	0.06808384
5.05	0.06674232
5.1	0.06544006
5.15	0.06417555
5.2	0.06294734
5.25	0.06175405
5.3	0.06059438
5.35	0.05946706
5.4	0.05837092
5.45	0.05730481
5.5	0.05626764
5.55	0.05525837
5.6	0.05427602
5.65	0.05331964
5.7	0.05238831
5.75	0.05148117
5.8	0.05059739
5.85	0.04973617

5.9	0.04889676
5.95	0.04807841
6	0.04728045
6.05	0.04650218
6.1	0.04574297



11.1.2 ESPECTRO VERTICAL

T(s)	Sa(T)
0	0.57351345
0.01	0.76038921
0.02	0.94726497
0.03	1.13414072
0.04	1.32101648
0.05	1.50789224
0.08	2.06851951
0.11	2.06851951
0.15	2.06851951
0.17	2.06851951
0.2	2.06851951
0.23	2.06851951
0.26	2.06851951
0.29	2.06851951
0.32	2.06851951
0.37	1.78898985
0.42	1.57601486

0.47	1.40835371
0.52	1.27293508
0.57	1.16127411
0.62	1.06762297
0.67	0.98794962
0.72	0.919342
0.77	0.85964447
0.82	0.80722713
0.87	0.76083476
0.92	0.71948505
0.97	0.68239819
1.02	0.6489473
1.07	0.61862266
1.12	0.59100557
1.17	0.56574893
1.22	0.54256249
1.27	0.52120177
1.32	0.50145928
1.37	0.48315784
1.42	0.46614524
1.47	0.45028996
1.52	0.43547779
1.57	0.42160907
1.62	0.40859645
1.67	0.39636302
1.72	0.38484084
1.77	0.37396963
1.8	0.3677368
1.85	0.34812775
1.9	0.33004633
1.95	0.31333787
2	0.29786681
2.05	0.28351392
2.1	0.27017398
2.15	0.25775386
2.2	0.24617092
2.25	0.23535155
2.3	0.2252301
2.35	0.2157478
2.4	0.20685195
2.45	0.19849517
2.5	0.19063476
2.55	0.18323218
2.6	0.17625255
2.65	0.16966426

2.7	0.16343858
2.75	0.15754939
2.8	0.15197286
2.85	0.14668726
2.9	0.14167268
2.95	0.13691091
3	0.13238525
3.05	0.12808033
3.1	0.12398202
3.15	0.12007732
3.2	0.11635422
3.25	0.11280163
3.3	0.1094093
3.35	0.10616772
3.4	0.1030681
3.45	0.10010227
3.5	0.09726263
3.55	0.09454213
3.6	0.0919342
3.65	0.08943271
3.7	0.08703194
3.75	0.08472656
3.8	0.08251158
3.85	0.08038234
3.9	0.07833447
3.95	0.07636387
4	0.0744667
4.05	0.07263937
4.1	0.07087848
4.15	0.06918085
4.2	0.06754349
4.25	0.06596358
4.3	0.06443847
4.35	0.06296564
4.4	0.06154273
4.45	0.06016752
4.5	0.05883789
4.55	0.05755185
4.6	0.05630753
4.65	0.05510312
4.7	0.05393695
4.75	0.05280741
4.8	0.05171299
4.85	0.05065224
4.9	0.04962379

4.95	0.04862635
5	0.04765869
5.05	0.04671963
5.1	0.04580804
5.15	0.04492289
5.2	0.04406314
5.25	0.04322784
5.3	0.04241606
5.35	0.04162695
5.4	0.04085964
5.45	0.04011337
5.5	0.03938735
5.55	0.03868086
5.6	0.03799322
5.65	0.03732374
5.7	0.03667181
5.75	0.03603682
5.8	0.03541817
5.85	0.03481532
5.9	0.03422773
5.95	0.03365489
6	0.03309631
6.05	0.03255153
6.1	0.03202008

