

Anejo IV

Diseño estructural

ÍNDICE

1.-	INTRODUCCIÓN	2
2.-	BASES DE PROYECTO	2
	2.1.- NORMATIVA	2
	2.2.- ACCIONES	3
	2.2.1.- Acciones permanentes	3
	2.2.2.- Acciones variables (Q)	3
	2.2.3.- Acciones accidentales (A)	5
	2.3.- BASES DE CÁLCULO	5
	2.3.1.- Estados Límites de Servicio	5
	2.3.2.- Estados Límites Últimos	5
	2.3.3.- Valores representativos de las acciones	5
	2.3.4.- Valores de cálculo de las acciones	6
	2.3.5.- Casos de carga	8
	2.3.6.- Hipótesis de combinación de acciones	8
	2.3.7.- Materiales	9
	2.3.8.- Tipo de ambiente y recubrimiento	10
3.-	CÁLCULO ESTRUCTURAL	11
	3.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	11
	3.2.- DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN LA ESTRUCTURA	12
	3.2.1.- Arcos	12
	3.2.2.- Vigas longitudinales	12
	3.2.3.- Vigas transversales	13
	3.2.4.- Riostras	13
	3.2.5.- Péndolas	13
	3.2.6.- Losa de piso	14
	3.3.- DESCRIPCIÓN DE LAS UNIONES ENTRE DISTINTOS ELEMENTOS	14
	3.3.1.- Unión arco - arco	14
	3.3.2.- Unión riostra - arco	14
	3.3.3.- Unión viga longitudinal - viga longitudinal	14
	3.3.4.- Unión viga transversal – viga longitudinal	15
	3.3.5.- Unión péndola – arco	15
	3.3.6.- Unión péndola – viga longitudinal	16
	3.3.7.- Unión losa de piso – viga transversal	16
	3.4.- MODELO DE CÁLCULO	16
	3.5.- ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)	17
	3.5.1.- Estado Límite Último de Resistencia	17
	3.5.2.- Estado Límite Último de Equilibrio	34
	3.6.- ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)	34
	3.6.1.- Estado Límite de Servicio de Tensiones	34
	3.6.2.- Estado Límite de Servicio de Deformaciones	42
	3.6.3.- Estado Límite de Servicio de Vibraciones	43
	3.7.- DISPOSICIONES DE ARMADO	44

	3.8.- DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS AUXILIARES	45
	3.8.1.- Dispositivos de anclaje del pretensado	45
	3.8.2.- Elementos de apoyo	46
4.-	REFERENCIAS	48

1.- INTRODUCCIÓN

Este anejo recoge todos los aspectos relativos al análisis estructural, diseño y dimensionamiento de la pasarela, constituyendo, junto al Anejo nº 3: "Herramienta de cálculo seccional", los dos grandes anejos que componen el trabajo individual del autor, titulado: "Diseño de la superestructura de una pasarela sobre el río Cérvol en Vinaroz (Castellón), usando hormigón de altas prestaciones (UHPFRC). Análisis estructural, diseño y dimensionamiento". La redacción de este anejo se ha dividido en dos grandes apartados: "Bases de proyecto" y "Cálculo estructural".

En el apartado "Bases de proyecto" se recogen todos aquellos aspectos relativos a las bases a adoptar para el diseño y dimensionamiento de la pasarela. En primer lugar se indica la normativa de aplicación al proyecto de la pasarela. A continuación se describen y cuantifican las acciones a considerar en el dimensionamiento de la pasarela de acuerdo con la normativa anterior. Posteriormente se describen las bases de cálculo, estableciendo las distintas hipótesis de combinación de acciones adoptadas siguiendo la metodología de los Estados Límite, así como fijando los criterios de durabilidad y protección de armaduras. Por último, se especifican las características mecánicas de los materiales empleados en el proyecto de la pasarela.

Una vez establecidas las bases de proyecto, en el apartado "Cálculo estructural" se describen y analizan todos aquellos aspectos relativos al análisis estructural, diseño y dimensionamiento de la pasarela. En primer lugar se hace una descripción general de la misma así como de los distintos elementos que la forman, detallando tanto las dimensiones como armados dispuestos. A continuación se hace una descripción detallada de las uniones entre los distintos elementos. Para terminar con esta parte descriptiva, se incluye el modelo de cálculo realizado en SAP2000. Tras este primer bloque, se presentan los cálculos realizados para verificar los distintos Estados Límite.

En primer lugar se describen las secciones características analizadas, describiendo además aquellos aspectos representativos de su comportamiento resistente. Una vez conocidas las secciones que van a ser objeto de las comprobaciones, se recogen los cálculos relativos a los Estados Límite Últimos analizados: ELU de Resistencia y ELU de Equilibrio. Para realizar la comprobación resistente de las distintas secciones se recurre a la *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL*, obteniendo los diagramas de interacción axil - flector de rotura correspondientes. Por otro lado, debe destacarse dentro del ELU de Resistencia, la comprobación frente a pandeo global de la pasarela así como la comprobación frente a pandeo local de los arcos y las péndolas. Posteriormente se presentan los cálculos destinados a verificar los distintos Estados Límite de Servicio analizados: ELS de Tensiones, ELS de Deformaciones y ELS de vibraciones. Debe destacarse que, tal y como se indica en el Anejo I: "Estado del Arte", gracias a las características del UHPFRC se consigue acercar el ELS al ELU, permitiendo deformaciones en servicio de las secciones del 1,5 por mil. Puesto que esta deformación sobrepasa el comportamiento elástico en tracción del material, no es posible realizar un cálculo de tensiones convencional elástico-lineal. Esto provoca la necesidad de utilizar nuevamente la *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL* para obtener unos diagramas de interacción axil - momento de servicio, ajustando oportunamente la deformación límite de los pivotes en función de la limitación tenso-deformacional a adoptar.

Por último, una vez detalladas todas las comprobaciones de los Estados Límite llevadas a cabo, se incluyen una serie de criterios sobre disposiciones de armado, además de describir y dimensionar elementos auxiliares como los dispositivos de anclajes del pretensado o los elementos de apoyo de la pasarela.

2.- BASES DE PROYECTO

Este primer apartado del anejo de diseño estructural se articula conforme a los siguientes capítulos:

1. Normativa: Incluye las referencias de la normativa vigente que se ha tenido en consideración para el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales
2. Acciones: Se describen las acciones a considerar en el dimensionamiento de la pasarela de acuerdo con la normativa indicada en el apartado anterior.
3. Bases de cálculo: Se fijan las condiciones que permiten asegurar que, con una aceptable probabilidad, la estructura proyectada es capaz de soportar todas las acciones que la pueden solicitar durante el período de vida prevista, y pueda cumplir las funciones para las que ha sido construida con unos costes aceptables de mantenimiento. Se establecen los criterios de seguridad que permitan definir los valores de cálculo de las diversas acciones y la combinación de las mismas. También se fijan los criterios de durabilidad y protección de las estructuras.
4. Materiales: Se especifican las características mecánicas de los materiales que se requiere en el proyecto de las estructuras. También se definen los niveles de control, los coeficientes parciales de seguridad y los diagramas tensión-deformación con los que se caracteriza el comportamiento de los materiales de cara al cálculo de los esfuerzos últimos resistentes.

2.1.- Normativa

Para la elaboración del proyecto se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

Normas de acciones

- [1] IAP-11 – Instrucción de Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera. Ministerio de Fomento (2012).
- [2] NCSP-07 – Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (2008)

Normas de construcción

- [3] EHE-08 – Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento (2010)
- [4] UNE-EN 1992. Eurocódigo 2: proyecto de estructuras de hormigón. AENOR (2013)
- [5] Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes. Interim Recommendations. Association Française de Génie Civil (AFGV) (2013)
- [6] EAE-11 – Instrucción de acero estructural. Ministerio de Fomento (2012)
- [7] Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. Technical Guide. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) (2013)

2.2.- Acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP-11). Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones.

2.2.1.- Acciones permanentes

2.2.1.1.- Acciones permanentes de valor constante (G)

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

Peso propio: La carga se deduce de la geometría teórica de los elementos estructurales, considerando para la densidad los siguientes valores:

- Hormigón armado y pretensado: 25,0 kN/m³
- Aceros conformados y laminados: 78,5 kN/m³

Carga muerta: Son las debidas a los elementos no resistentes, y que en este caso son:

- Losa (6 cm de espesor): 1,5 kN/m²
- Barandilla: 1 kN/m

2.2.1.2.- Acciones permanentes de valor no constante (G*)

Pretensado tipo P₁: Es la acción inducida por elementos colocados dentro del contorno de la sección estructural de hormigón (pretensado interior), o fuera de la sección pero dentro del canto de la estructura (pretensado exterior).

En la pasarela objeto de este proyecto, se plantea inicialmente la realización de un pretensado exterior fuera de la sección pero dentro del canto de la estructura mediante armadura activa postesa no adherente dispuesta en el interior de las secciones huecas y, en caso de ser necesario, un pretensado interior previo mediante armaduras pretesas en planta de prefabricación. La disminución de la fuerza de pretensado debido a fenómenos instantáneos como la penetración de cuñas o el acortamiento elástico del hormigón, o debido a fenómenos diferidos como la retracción y fluencia del hormigón o la relajación del acero se han tenido en cuenta de forma simplificada mediante sendos coeficientes de pérdidas, del 10% para pérdidas instantáneas y del 30% para pérdidas totales.

La consideración de las acciones debidas al pretensado se ha realizado de dos maneras distintas. La primera de ellas ha sido la de considerar el pretensado como una fuerza interna que se introduce en la HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL mediante armaduras activas sometidas a la deformación de neutralización correspondiente. Esta modelización supone una ventaja notable en las primeras fases del dimensionamiento, puesto que el modelo estructural incluye el resto de acciones externas (acciones permanentes de valor constante, sobrecarga de uso, viento, etc) pero no incluye la fuerza de pretensado, que debido a la geometría poligonal del arco requiere de fuerzas puntuales desviadoras costosas de introducir cuando aún no se tiene claro el valor final de la carga de pretensado o la geometría de la propia pasarela, lo que supone constantes cambios. De este modo, para incorporar el pretensado a la comprobación, únicamente hay que definir la disposición y cuantía de las armaduras, así como su fuerza de tesado, proceso mucho más cómodo que editar constantemente las fuerzas desviadoras. Sin embargo, debido a que la estructura es internamente hiperestática, la acción del pretensado en un elemento origina unas deformaciones que inevitablemente originan tensiones en el resto de elementos de la estructura. Para tener en cuenta estos esfuerzos adicionales debidos al pretensado, se introduce en cada uno de los elementos pretensados la deformación que origina el mismo a través de incrementos y gradientes de temperatura. En resumen, se consigue el mismo efecto introduciendo el pretensado como fuerza externa mediante fuerzas puntuales que como fuerza interna mediante la definición de la

armadura activa y acciones térmicas, pero éste último procedimiento resulta mucho más cómodo en las primeras fases de predimensionamiento.

La variación térmica a introducir para simular un axil N es igual a:

ε = α · ΔT

ε = N / EA

ΔT = N / EA · 1 / α

Mientras que el gradiente térmico a introducir para simular un axil M es igual a:

χ = α · ΔT / h

χ = M / EI

ΔT = M / EI · h / α

Por otro lado, la segunda manera de introducir el pretensado es la ya mencionada de introducción como fuerza externa, mediante fuerzas puntuales y desviadoras. Una vez realizada a grandes rasgos la fase de dimensionamiento, teniendo clara la geometría de la pasarela y de las secciones, así como el pretensado requerido, es momento de realizar una serie de comprobaciones finales o de detalle. Este tipo de comprobaciones pueden ser relativas a Estados Límites Últimos de Equilibrio (pandeo global) o a los propios Estados Límites Últimos de Resistencia mediante un tipo de cálculo más detallado (cálculo elástico no-lineal geométrico). En los dos tipos de comprobaciones mencionadas, la compresión en el arco debido al pretensado juega un papel fundamental, por lo que se requiere introducirlo en el modelo como una fuerza externa. Es de esperar que estas comprobaciones adicionales no modifiquen en gran medida la geometría de las secciones o el valor de la fuerza de pretensado, por lo que la introducción del mismo como fuerza externa no supone una gran dificultad.

Acciones reológicas: No se ha tenido en cuenta el efecto de este tipo de acciones, si bien sí que se ha evaluado el efecto de las mismas en la fuerza de pretensado a través de un coeficiente de pérdidas diferidas.

Asientos del terreno: No se ha tenido en cuenta el efecto de este tipo de acciones.

2.2.2.- Acciones variables (Q)

2.2.2.1.- Sobrecarga de uso

Para la determinación de los efectos estáticos de la sobrecarga de uso debida al tráfico de peatones, se considera la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) Una carga vertical uniformemente distribuida q_{fk} de valor igual a 5 kN/m²
- b) Una fuerza horizontal longitudinal Q_{fk} de valor igual al 10% del total de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento

Ambas cargas se consideran como una acción única, cuyo valor constituye el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones.

2.2.2.2.- Viento

- Velocidad básica del viento

Según la figura 4.2-a de la IAP-11, la velocidad básica fundamental $v_{b,0}$ correspondiente a Vinaroz es de 27 m/s. Considerando los factores direccionales y estacionales iguales a 1, la velocidad básica del viento v_b se toma del mismo modo igual a 27 m/s.

- Velocidad media del viento

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno depende de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b y se determina según la siguiente expresión:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_b$$

Donde:

v_b es la velocidad básica del viento (m/s)

c_0 es un factor de topografía que se toma habitualmente igual a 1

$c_r(z)$ es un factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z > z_{min}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ para } z < z_{min}$$

Donde:

z es la altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno

k_r es un factor del terreno según la tabla 4.2-b de la IAP-11

z_0 es la longitud de rugosidad según la tabla 4.2-b de la IAP-11

z_{min} es la altura mínima según la tabla 4.2-b de la IAP-11

Considerando un tipo de entorno 0 (mar o zona costera expuesta al mar abierto), los distintos coeficientes adquieren los siguientes valores:

z dependerá del elemento estructural estudiado

$$k_r = 0,156$$

$$z_0 = 0,003 \text{ m}$$

$$z_{min} = 1 \text{ m}$$

- Empuje horizontal del viento

El empuje del viento sobre los distintos elementos estructurales se calcula mediante la siguiente expresión

$$F_w = \left(\frac{1}{2} \rho v_b^2\right) \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

Donde:

F_w es el empuje horizontal del viento (N)

ρ es la densidad del aire, igual a 1,25 kg/m³

v_b es la velocidad básica del viento (m/s)

c_f es el coeficiente de fuerza según la figura 4.2-b de la IAP-11

A_{ref} es el área de referencia del elemento, obtenida como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento (m²)

$c_e(z)$ es el coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 \cdot k_l \cdot c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \text{ para } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ para } z < z_{min}$$

Siendo k_l un factor de turbulencia igual a la unidad y el resto de parámetros los definidos anteriormente

Resultando para los distintos elementos:

	z (m)	C _f	C _e	q _w (kN/m²)
VIGA LONGITUDINAL	2	1,78*	2,137	1,732
ARCO	8	2.1	2,858	2,735
PÉNDOLA	8	2	2,137	2,606

*Obtenido según el coeficiente experimental para tableros indicado en la IAP-11 considerando un área expuesta adicional de 1,25m de altura correspondiente a la sobrecarga de uso

Tabla 1 Carga de viento horizontal según el tipo de elementos estructural

Las cargas recogidas en la tabla XX, obtenidas para la posición más desfavorable del elemento, se introducen como cargas lineales en cada uno de los elementos, multiplicando el valor indicado por el espesor de la pieza.

- Empuje vertical del viento

Se considera un empuje vertical sobre el tablero, actuando en el sentido más desfavorable igual a:

$$F_{w,z} = \left(\frac{1}{2} \rho v_b^2\right) \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

Tomando un coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z igual a 0,9 tal y como recoge la IAP-11, la carga uniforme vertical que solicita al tablero es de 1,84 kN/m².

- Efectos aeroelásticos

La IAP-11 establece que no es necesario comprobar los efectos aeroelásticos en puentes o pasarelas de luz menor a 80 m y frecuencia fundamental de flexión vertical mayor de 2 Hz, tal y como es la pasarela objeto de este proyecto.

2.2.2.3.- Acciones térmicas

No se ha tenido en cuenta el efecto de estas acciones.

2.2.3.- Acciones accidentales (A)

De acuerdo con lo indicado en el artículo 2.8 de la NCSP-07, no es necesaria la consideración de las acciones sísmicas dado que la aceleración horizontal básica del emplazamiento (Vinaroz) cumple lo siguiente:

$$a_b < 0,04 g$$

Donde g es la aceleración de la gravedad.

La aceleración básica del emplazamiento se obtiene a partir del mapa de peligrosidad sísmica recogido en el apartado 3.4 de la citada norma sismorresistente, y que se muestra a continuación:

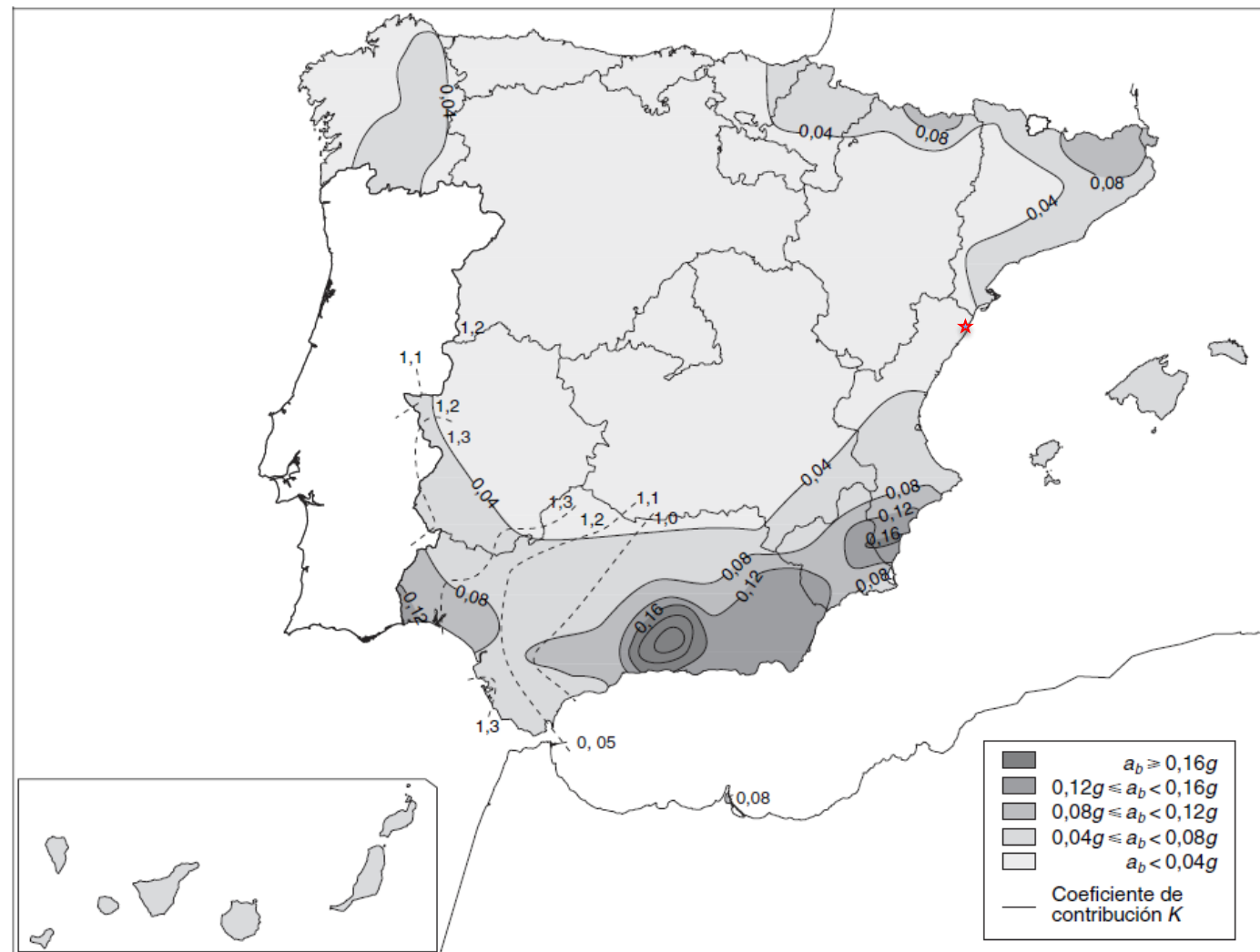


Figura 1 Localización de Vinaroz en el mapa de peligrosidad sísmica de la NCSP-07

2.3.- Bases de cálculo

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este Anejo, y su aptitud en servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados límites se clasifican en:

- Estados Límites de Servicio
- Estados Límites Últimos

Para la comprobación de los diferentes Estados Límite deberemos obtener los valores de cálculo de las diferentes acciones asociadas a los mismos. Dichos valores se obtendrán aplicando los coeficientes de seguridad, γ_F , a los valores representativos de las acciones características definidas en el apartado anterior.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

2.3.1.- Estados Límites de Servicio

Se consideran los siguientes Estados Límite:

- E.L.S. de compresión excesiva del hormigón.
- E.L.S. de fisuración del hormigón traccionado.
- E.L.S. de deformaciones.
- E.L.S. de vibraciones en pasarelas.

2.3.2.- Estados Límites Últimos

Los Estados Límite que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o la totalidad de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- E.L.U. de rotura, por deformación plástica excesiva, inestabilidad local o pérdida de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.

Se considerarán todos los Estados Límite Últimos incluidos en las diferentes normativas de materiales para garantizar ambos apartados.

2.3.3.- Valores representativos de las acciones

Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k .

Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

Para las acciones permanentes de valor no constante, el valor característico será el correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación. Aplicado al caso del pretensado tipo P1, el valor representativo se adoptará en función del coeficiente de pérdidas a aplicar en cada comprobación.

Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : valor de la acción cuando actúa aisladamente, definido anteriormente.
- Valor de combinación $\psi_0 Q_k$: valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable, con una pequeña probabilidad que actúen simultáneamente.
- Valor frecuente $\psi_1 Q_k$: valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente. (5% del tiempo)
- Valor casi-permanente $\psi_2 Q_k$: valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente. (>50%)

Los valores de los coeficientes ψ recogidos en la IAP-11 son los siguientes:

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
Viento	F_{wk}	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0
		En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

Figura 2 Factores de simultaneidad recogidos en la IAP-11 (tabla 6.1-a)

Acciones accidentales (A)

No se consideran estas acciones de acuerdo con lo expuesto.

2.3.4.- Valores de cálculo de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la instrucción actualizada, IAP-11, relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera.

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ_F a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

a) Listados límites últimos (E.L.U.)

Para la comprobación de equilibrio se utilizarán los siguientes valores básicos de los coeficientes parciales de seguridad:

ACCIÓN	EFECTO	
	ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾
	Carga muerta	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	1,5
	Empuje hidrostático	1,5
	Empuje hidrodinámico	1,5
	Sobrecargas de construcción	1,35

Figura 3 Coeficientes parciales para las acciones (ELU equilibrio) recogidos en la IAP-11 (tabla 6.2-a)

Para las comprobaciones resistentes se utilizarán los siguientes valores básicos de los coeficientes parciales de seguridad:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Figura 4 Coeficientes parciales para las acciones (ELU resistente) recogidos en la IAP-11 (tabla 6.2-b)

La instrucción indica que si bien para comprobaciones generales el coeficiente de seguridad de aplicación a la acción del pretensado es igual a 1, en casos de inestabilidad (pandeo) donde ésta pueda ser inducida por un axil debido a un pretensado exterior el coeficiente de seguridad a aplicar es 1,3.

b) Estados límites de servicio (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ_F se tomarán los siguientes valores:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

Figura 5 Coeficientes parciales para las acciones (ELS) recogidos en la IAP-11 (tabla 6.2-c)

Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

2.3.5.-Casos de carga

Se han definido distintos casos de carga según corresponda, en función de las acciones definidas en el apartado 2.2 de este documento.

PP+CM: peso propio de los elementos estructurales y carga muerta correspondiente a la losa del tablero

SC1: sobrecarga de uso actuando en la totalidad del tablero

SC2: sobrecarga de uso actuando únicamente en medio tablero en sentido transversal

SC3: sobrecarga de uso actuando únicamente en medio tablero en sentido longitudinal

VH: empuje horizontal del viento

VP: empuje vertical del viento en sentido descendente (presión)

VS: empuje vertical del viento en sentido ascendente (succión)

ΔTp: incremento y gradiente térmico equivalentes a la deformación originada por el pretensado

P: fuerza de pretensado introducida como fuerza externa

2.3.6.-Hipótesis de combinación de acciones

Las tablas que aparecen a continuación responden a las diferentes combinaciones de acciones que contempla la Instrucción IAP-2011.

2.3.6.1.- Estados Límites Últimos

Para la situación persistente o transitoria las hipótesis de combinación de acciones se llevan a cabo según la siguiente expresión:

$$\sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_G \cdot G_k^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

G _k	Valor característico de cada acción permanente
G [*] _k	Valor característico de cada acción permanente de valor no constante
Q _{k,1}	Valor característico de la acción variable dominante
Ψ _{0,i} · Q _{k,i}	Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante
γ _G , γ _Q	Coefficientes parciales

Las combinaciones de acciones evaluadas, teniendo en cuenta que cuando se considere el viento transversal sobre el tablero, se considerará la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente y que cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso, tal y como recoge la IAP-11 han sido:

CÓDIGO	PP+CM	ΔTp	P	SC1	SC2	SC3	VH	VP	VS
ELU – SC1	1,35	1	-	1,35	-	-	1,5·0,3	1,5·0,3	-
ELU – SC2	1,35	1	-	-	1,35	-	1,5·0,3	1,5·0,3	-
ELU – SC3	1,35	1	-	-	-	1,35	1,5·0,3	1,5·0,3	-
ELU – EQU	0,9	-	-	-	-	-	1,5	-	1,5
ELU – PANDEO	1,35	-	1,3	1,35	-	-	-	1,5·0,3	
ELU NL – SC1	1,35	-	1	1,35	-	-	1,5·0,3	1,5·0,3	-
ELU NL – SC2	1,35	-	1	-	1,35	-	1,5·0,3	1,5·0,3	-
ELU NL – SC3	1,35	-	1	-	-	1,35	1,5·0,3	1,5·0,3	-

Tabla 2 Combinaciones de acciones evaluadas en ELU

2.3.6.2.- Estados Límites Servicio

Para la combinación característica, la IAP-2011 propone la siguiente hipótesis de combinación de acciones, la cual coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU y se utiliza para la verificación de ELS irreversibles:

$$\sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_G \cdot G_k^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

G _k	Valor característico de cada acción permanente
G [*] _k	Valor característico de cada acción permanente de valor no constante
Q _{k,1}	Valor característico de la acción variable dominante
Ψ _{0,i} · Q _{k,i}	Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante
γ _G , γ _Q	Coefficientes parciales

CÓDIGO	PP+CM	ΔTp	P	SC1	SC2	SC3	VH	VP	VS
ELS K – SC1	1	0,9/1,1	-	1	-	-	1·0,3	1·0,3	-
ELS K – SC2	1	0,9/1,1	-	-	1	-	1·0,3	1·0,3	-
ELS K – SC3	1	0,9/1,1	-	-	-	1	1·0,3	1·0,3	-

Tabla 3 Combinaciones de acciones características evaluadas en ELS

Esta combinación se utilizará para verificar los ELS relativos a la compresión excesiva del hormigón y a la fisuración del hormigón traccionado. Para verificar el ELS relativo a deformaciones, la IAP-11 establece que se compruebe considerando únicamente al valor frecuente de la sobrecarga de uso, de modo que las combinaciones que se evalúan son:

CÓDIGO	PP+CM	ΔTp	P	SC1	SC2	SC3	VH	VP	VS
ELS FL – SC1	-	-	-	1·0,4	-	-	-	-	-
ELS FL – SC2	-	-	-	-	1·0,4	-	-	-	-
ELU FL – SC3	-	-	-	-	-	1·0,4	-	-	-

Tabla 4 Combinaciones de acciones frecuentes evaluadas en ELS

2.3.7.- Materiales

Los materiales empleados en el diseño del conjunto de la pasarela se describen a continuación:

2.3.7.1.- Armaduras

Activas postesas

Y-1860-S7 (100 mm²– 0,5")
Control estadístico
Carga unitaria máxima a tracción $f_{max} = 1860$ MPa
Límite elástico característico $f_{yk} = 1700$ MPa
Límite elástico de cálculo $f_{yd} = 1478,26$ MPa
Módulo de Elasticidad, $E_s = 190\,000$ N/mm²
Nivel de control: Intenso

Activas pretesas

Y-1860-S7 (100 mm²– 0,5")
Control estadístico
Carga unitaria máxima a tracción $f_{max} = 1860$ MPa
Límite elástico característico $f_{yk} = 1700$ MPa
Límite elástico de cálculo $f_{yd} = 1478,26$ MPa
Módulo de Elasticidad, $E_s = 190\,000$ MPa
Nivel de control: Intenso

Pasivas

B-500-SD
Control estadístico
Límite elástico característico, $f_{yk} = 500$ N/mm²
Límite elástico de cálculo, $f_{yd} = 434,78$ N/mm²
Módulo de Elasticidad, $E_s = 210\,000$ N/mm²
Nivel de control: Intenso

2.3.7.2.- Hormigón de Muy Alto Rendimiento (HMAR)

Módulo de Elasticidad inicial, $E = 48000$ N/mm²
Módulo de Poisson, $\nu_c = 0,20$
Coeficiente de dilatación térmica, $\alpha_c = 1,2 \cdot 10^{-5}$ °C⁻¹
Nivel de control: Total

Los parámetros mecánicos del hormigón a 7 y a 28 días se muestran en las siguientes tablas. La notación de los diferentes parámetros se corresponde con los indicados en las figuras adjunta.

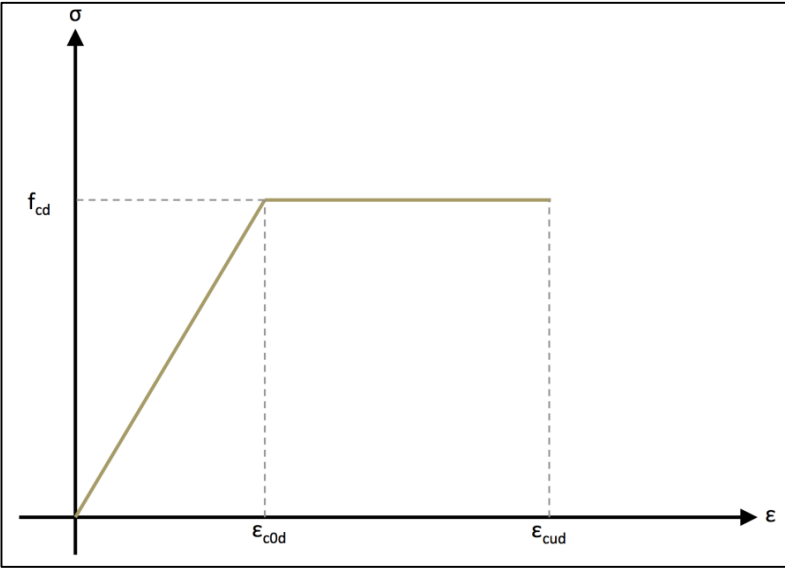


Figura 6 Ley constitutiva a compresión del UHPFRC

VALORES CARACTERÍSTICOS			
7 días		28 días	
DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)	DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)
$\epsilon_{c0k} = 2'3 \text{ ‰}$	$f_{ck} = 110$	$\epsilon_{c0k} = 3'125 \text{ ‰}$	$f_{ck} = 150$
$\epsilon_{cuk} = 3'5 \text{ ‰}$	$f_{ck} = 110$	$\epsilon_{cuk} = 3'5 \text{ ‰}$	$f_{ck} = 150$

VALORES DE CÁLCULO			
7 días		28 días	
DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)	DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)
-	-	$\epsilon_{cd} = 2'1 \text{ ‰}$	$f_{cd} = 85$
-	-	$\epsilon_{cud} = 3'5 \text{ ‰}$	$f_{cd} = 85$

Tabla 5 Puntos singulares de la ecuación constitutiva del UHPFRC a compresión (valores característicos y de cálculo)

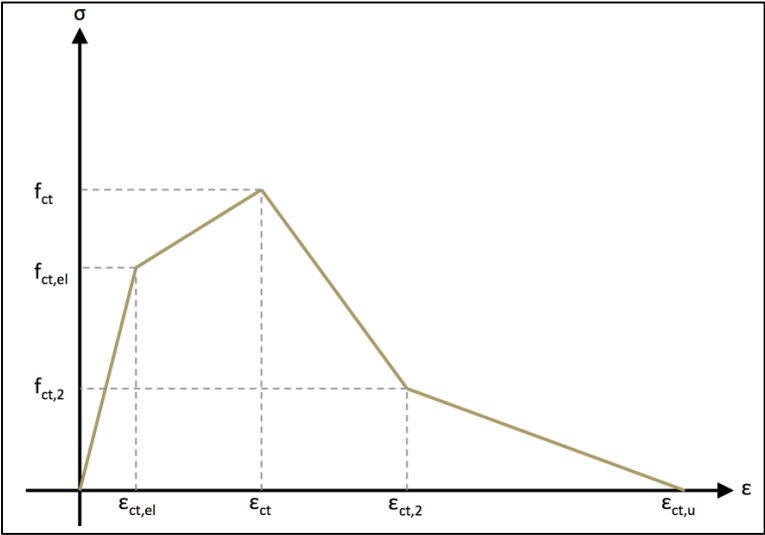


Figura 7 Ley constitutiva a tracción del UHPFRC

VALORES CARACTERÍSTICOS			
7 días		28 días	
DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)	DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)
$\epsilon_{ct,el} = 0'125 \text{ ‰}$	$f_{ctk,el} = -6$	$\epsilon_{ct,el} = 0'167 \text{ ‰}$	$f_{ctk,el} = -8$
$\epsilon_{ct} = 2 \text{ ‰}$	$f_{ctk} = -6$	$\epsilon_{ct} = 2'5 \text{ ‰}$	$f_{ctk} = -8$
$\epsilon_{ct,2} = 6 \text{ ‰}$	$f_{ctk,2} = -2$	$\epsilon_{ct,2} = 6'5 \text{ ‰}$	$f_{ctk,2} = -2'7$
$\epsilon_{ct,u} = 18 \text{ ‰}$	$f_{ctk} = 0$	$\epsilon_{ct,u} = 20 \text{ ‰}$	$f_{ctk} = 0$
VALORES DE CÁLCULO			
7 días		28 días	
DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)	DEFORMACIÓN	TENSIÓN (MPa)
-	-	$\epsilon_{ct,el} = 0'103 \text{ ‰}$	$f_{ct,el} = -4'92$
-	-	$\epsilon_{ct} = 2'5 \text{ ‰}$	$f_{ct} = -4'92$
-	-	$\epsilon_{ct,2} = 6'5 \text{ ‰}$	$f_{ct,2} = -1'64$
-	-	$\epsilon_{ct,u} = 20 \text{ ‰}$	$f_{cd} = 0$

Tabla 6 Puntos singulares de la ecuación constitutiva del UHPFRC a tracción (valores característicos y de cálculo)

2.3.8.-Tipo de ambiente y recubrimiento

La pasarela objeto de este proyecto se encuentra situada sobre la desembocadura del río Cérvol en el mar Mediterráneo, en Vinaroz, por lo que se trata de un emplazamiento costero. Según se indica en la tabla 4.1del EC-2, el tipo de ambiente correspondiente es el denominado XS1, donde la corrosión de las armaduras viene inducida por cloruros de origen marino. Por otro lado, siguiendo las modificaciones realizadas al artículo 4.4.1.2 (5) por las recomendaciones francesas de UHPFRC, donde la tabla 4.3NF del EC-2 deja de tener validez, se estima que la clase estructural de la pasarela es S6 puesto que se adopta una vida útil de 100 años.

Conocidos el tipo de ambiente y la clase estructural de la pasarela, se procede a estimar el recubrimiento nominal de las armaduras, que se calcula como se indica a continuación:

- Cnom= Cmin+ Δ Cdev
- Cmin= máx (Cmin,b ; Cmin,dur + ΔCdur,γ - ΔCdur,st - ΔCdur,add; 10 mm)
 - Cmin,b (pasivas) = Ø barra
 - Cmin,b (activas pretesas) = 2 · Ø cordón
 - Cmin,b (activas postesas) = Ø vaina
 - Cmin,dur (pasivas) = 20 mm
 - Cmin,dur (activas) = 25 mm
 - ΔCdur,γ = 0 mm
 - ΔCdur,st = 0 mm
 - ΔCdur,add = 0 mm
 - Δ Cdev= 5 mm (control de ejecución intenso, reducible a 0 si control muy intenso)

La siguiente figura muestra los valores de Cmin,dur para hormigones convencionales según el EC-2:

Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ (mm)							
Clase estructural	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabla 7 Valores de recubrimiento mínimo en hormigón requeridos por durabilidad – A. Pasiva (tabla 4.4N EC-2)

Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ (mm)							
Clase estructural	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabla 8 Valores de recubrimiento mínimo en hormigón requeridos por durabilidad – A. Activa (tabla 4.5N EC-2)

Mientras que la siguiente figura muestra los valores propuestos de $c_{min,dur}$ para elementos de UHPFRC por las recomendaciones francesas:

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)/ <i>Environmental requirement for $c_{min,dur}$ (mm)</i>							
Classe structurale <i>Structural class</i>	Classe d'exposition suivant le tableau 4.1/ <i>Exposure class according to Table 4.1</i>						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	5	5	5	10	10	15	15
S2	5	5	10	10	15	15	20
S3	5	5	10	15	15	20	20
S4	5	10	15	15	20	20	20
S5	10	10	15	20	20	20	25
S6	10	15	20	20	20	25	25

Tabla 9 Valores de recubrimiento mínimo en hormigón requeridos por durabilidad – A. Pasiva (mod. tabla 4.4N EC-2)

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)/ <i>Environmental requirement for $c_{min,dur}$ (mm)</i>							
Classe structurale <i>Structural class</i>	Classe d'exposition suivant le tableau 4.1/ <i>Exposure class according to Table 4.1</i>						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	irrelevant	5	10	15	15	20	20
S2		10	15	15	20	20	20
S3		10	15	20	20	20	25
S4		15	20	20	20	25	25
S5		15	20	20	25	25	30
S6		20	20	25	25	30	30

Tabla 10 Valores de recubrimiento mínimo en hormigón requeridos por durabilidad – A. Pasiva (mod. tabla 4.5N EC-2)

Como se observa, gracias a las excelentes propiedades de durabilidad que proporciona el UHPFRC es posible reducir en gran medida el recubrimiento mínimo necesario por durabilidad, logrando una reducción del orden de 2,25 veces menos según las recomendaciones francesas. A modo de síntesis se obtienen los siguientes recubrimientos nominales para los armados utilizados en la pasarela:

- Armaduras pasivas con $\varnothing \leq a$ 20 mm (control intenso) = 25 mm
- Armaduras activas pretesas con cordones de $\varnothing = 12,7$ mm (control intenso) = 30 mm
- Armaduras activas postesas con vainas de $\varnothing = 60$ mm (control muy intenso) = 60 mm

El hecho de que las armaduras postesas no tengan en cuenta el incremento de recubrimiento por ejecución se debe a que se tratan de armaduras dispuestas en el hueco interno de la sección, por lo que puede asegurarse que su recubrimiento es al menos igual al espesor de la sección.

3.- CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.1.- Descripción general de la estructura

La estructura objeto de este proyecto es una pasarela peatonal tipo arco atirantado (bowstring) que salva una luz de 60 m y cuenta con un ancho útil de tablero de 3,00 m. La pasarela está compuesta por dos arcos poligonales, arriostrados entre sí, unidos a sendas vigas longitudinales mediante péndolas oblicuas, empleando una configuración tipo Nielsen. Las péndolas se encuentran espaciadas entre sí 6,67 m a excepción de las péndolas iniciales, que tal y como se indicó en el Anejo II: "Estudio de soluciones" se encuentran a 10 m de los apoyos. Las vigas longitudinales se encuentran unidas entre sí a través de vigas transversales espaciadas 3,33 m, sobre las que se dispone una losa de piso de 6 cm de espesor. Los arcos cuentan con una flecha máxima a ejes de 6,12 m lo que conlleva una relación flecha/luz de 1/9,8, mientras que las vigas longitudinales cuentan con un canto de 0,50 m, lo que conlleva una relación de esbeltez (luz/canto) de 120. Las siguientes figuras muestran las dimensiones generales de la pasarela:

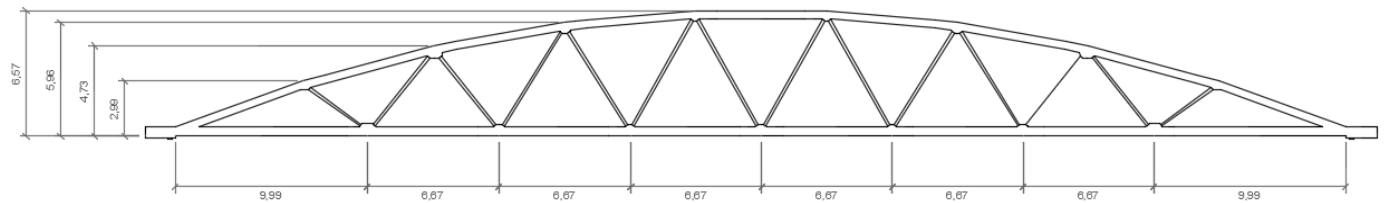


Figura 8 Dimensiones generales en alzado de la pasarela

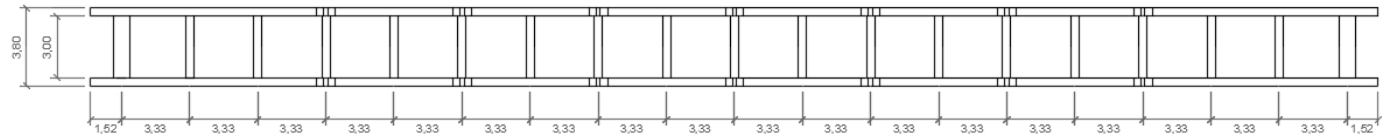


Figura 9 Dimensiones generales en planta de la pasarela (vigas longitudinales y vigas transversales)

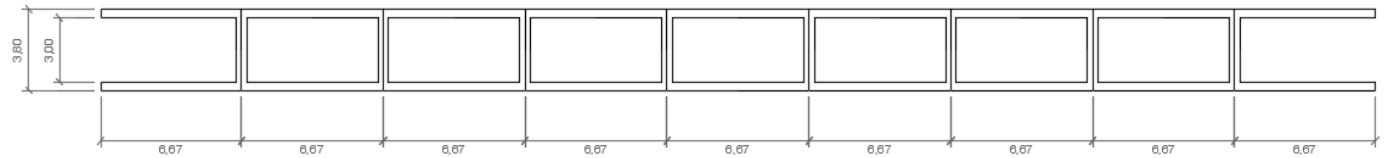


Figura 10 Dimensiones generales en planta de la pasarela (arcos y riostras)

La pasarela está compuesta por una serie de elementos prefabricados unidos entre sí mediante pretensado exterior y llaves de cortante, de manera similar al puente WILD descrito en el Anejo I: "Estado del Arte". La división en elementos de la estructura se ha realizado teniendo en cuenta condicionantes estructurales, constructivos y de transporte, buscando que ningún elemento supere las dimensiones máximas permitidas por largo para un transporte convencional (no así en ancho o altura) y que la unión entre elementos se aleje de las zonas críticas. Por ejemplo, la unión entre tramos de viga longitudinal se realiza a 1/3 de la viga transversal anterior, coincidiendo aproximadamente con la sección de momento nulo, mientras que la unión entre tramos de arco se hace a 1,10 m de la unión con la péndola.

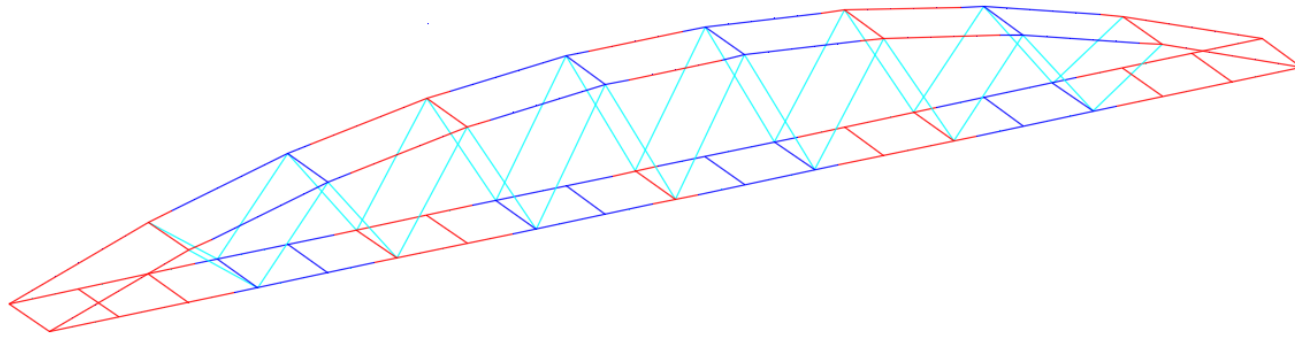


Figura 11 División en elementos prefabricados de la pasarela

Tras describir la estructura de forma general, en los siguientes apartados se procede a describir de forma detallada los distintos elementos así como las uniones entre ellos.

3.2.- Descripción de los elementos que forman la estructura

3.2.1.- Arcos

Los arcos que sustentan la pasarela objeto de este proyecto están compuestos por nueve tramos poligonales (2 tramos de 7,75 m de longitud, 6 tramos de 6,70 m de longitud y 1 tramo central de 4,40 m) ajustados a una parábola con los siguientes puntos de paso (x, y): (0, 0), (30, 6,2) y (60, 0). El motivo de buscar una relación flecha/luz ligeramente menor a 1/10 responde a la necesidad de respetar una altura libre mínima de 2,20 m. La sección tipo del elemento arco es una sección hueca rectangular de 0,40 x 0,40 m con un espesor superior e inferior de 10 cm y un espesor lateral de 5 cm. Los elementos tipo arco cuentan con un pretensado exterior no adherente dispuesto en el hueco interior de la sección, compuesto por cuatro cables de un único cordón envainado engrasado de 12,7 mm (0,5") situados cada uno en las esquinas del hueco, no siendo necesario de forma general ningún otro tipo de armado. Debe destacarse que, al igual que en el puente WILD, el pretensado del arco se dispone únicamente como mecanismo de unión y no responde a ningún otro requisito estructural (el propio arco se encuentra comprimido), por lo que la cuantía dispuesta es mínima. Los elementos tipo arco presentan un macizado en su tramo final tanto para ejecutar la unión con la péndola como para constituir un pasador que se introduce en el siguiente elemento tipo arco a modo de llave de cortante. Estas uniones se describen a continuación en los apartados correspondientes. La siguiente figura muestra dos secciones tipo del arco, en el tramo aligerado y en el tramo macizado, respectivamente:

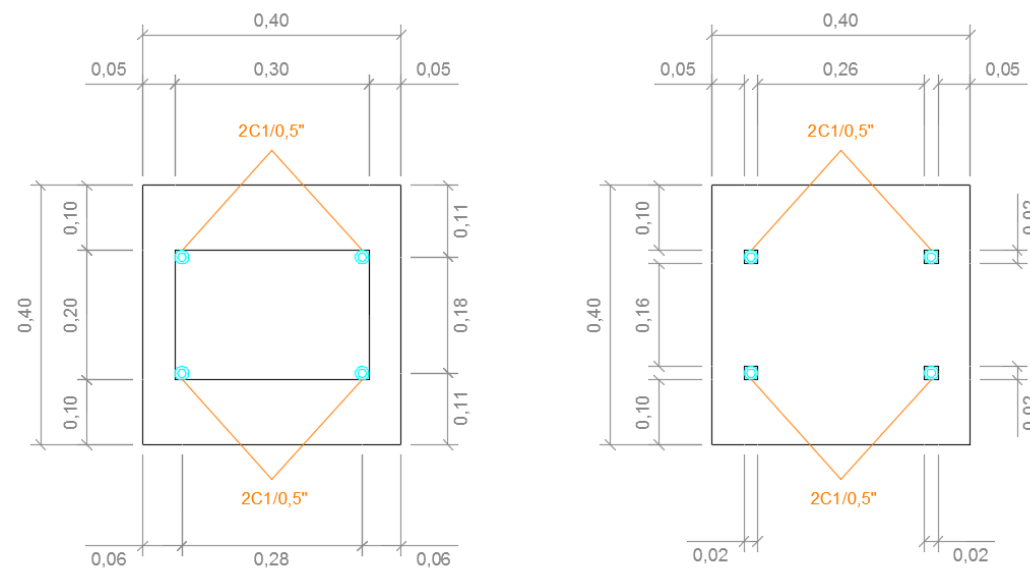


Figura 12 Sección tipo del arco en tramo aligerado (izquierda) y en tramo macizado (derecha)

3.2.2.- Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales que forman la pasarela están compuestas por nueve tramos rectos distribuidos como se indica a continuación: 2 tramos iniciales de 11,52 m, 6 tramos intermedios de 6,67 m y 1 tramo central de 2,22 m. La sección tipo del elemento viga longitudinal es una sección hueca rectangular de 0,40 x 0,50 m con un espesor superior e inferior de 10 cm y un espesor lateral de 5 cm. Los elementos tipo viga longitudinal cuentan con un pretensado exterior no adherente dispuesto en el hueco interior de la sección, compuesto por cuatro cables de seis cordones desnudos de 12,7 mm (0,5") situados cerca de las esquinas del hueco, no siendo necesario de forma general ningún otro tipo de armado a excepción del elemento inicial, donde deben disponerse 4 redondos de 16 mm de diámetro en la base inferior. Debe destacarse como, al contrario que en el arco, el pretensado representa un aspecto fundamental para el comportamiento resistente de la viga longitudinal, disponiendo por tanto una cuantía muy superior a la dispuesta en el arco. La siguiente figura muestra dos secciones tipo de la viga longitudinal, en el tramo aligerado del elemento inicial e intermedio, respectivamente:

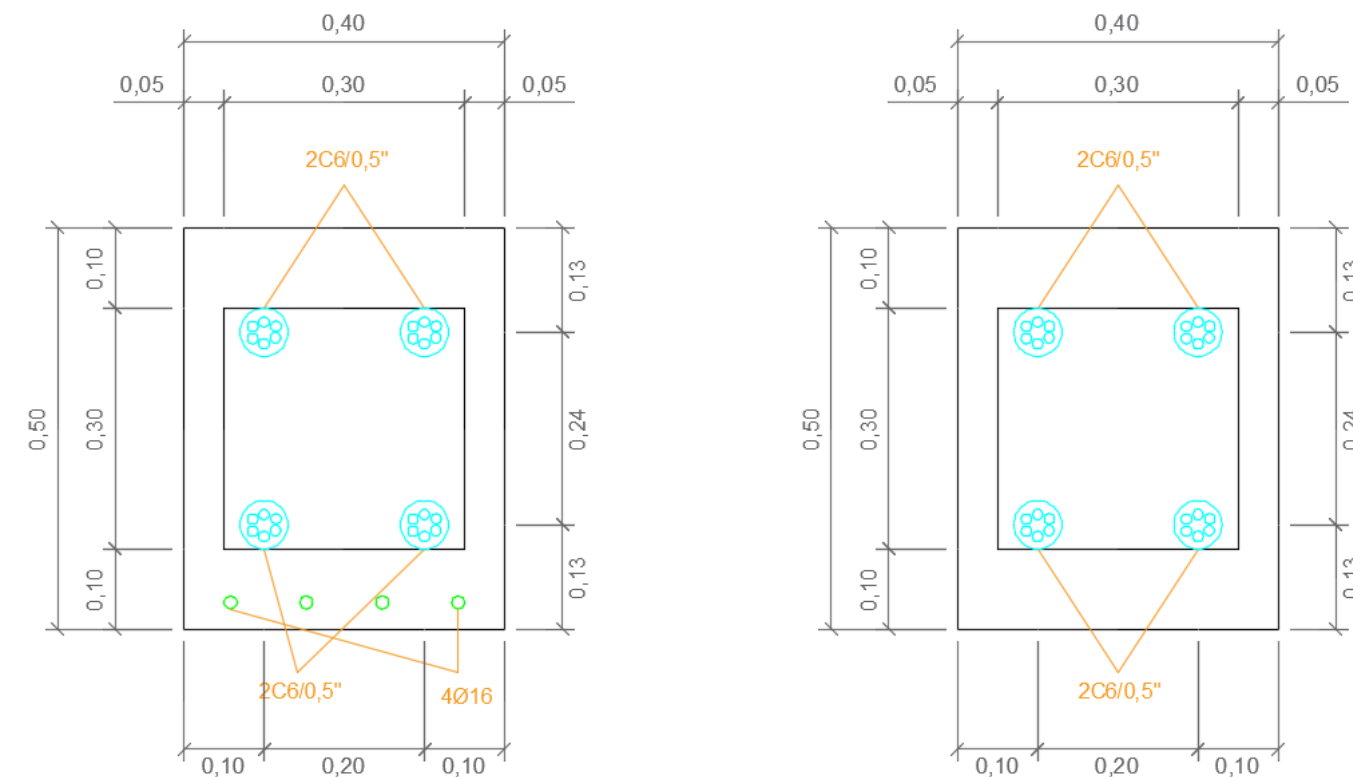


Figura 13 Sección tipo de la viga longitudinal en zona aligerada, tramo inicial (izquierda) y tramo intermedio (derecha)

Al igual que los elementos tipo arco, los elementos tipo viga longitudinal presentan un macizado en su tramo final tanto para ejecutar la unión con la péndola como para constituir un pasador que se introduce en el siguiente elemento tipo viga longitudinal a modo de llave de cortante. Estas uniones se describen a continuación en los apartados correspondientes. La siguiente figura muestra una sección tipo de la viga longitudinal en la zona macizada.

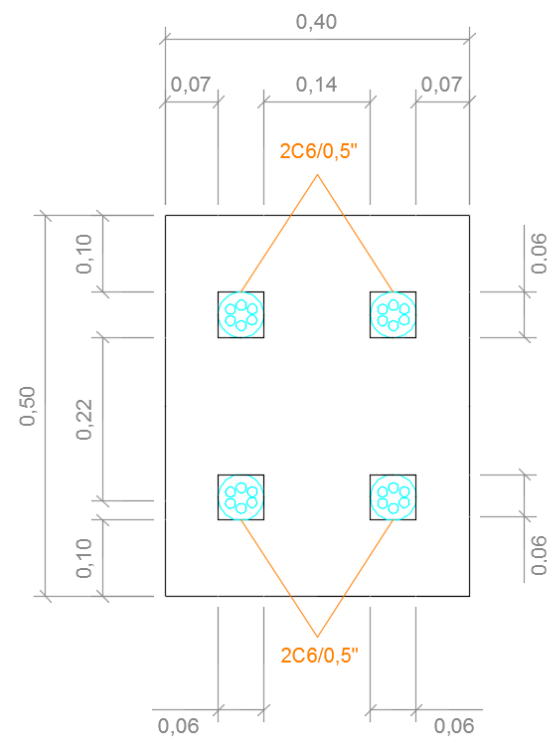


Figura 14 Sección tipo de la viga longitudinal en zona macizada

3.2.3.- Vigas transversales

Las vigas longitudinales que componen la pasarela se encuentran unidas entre sí por diecisiete vigas transversales de 3,00 m de longitud, además de por dos riostras iniciales, también de 3,00 m de longitud. La sección tipo del elemento viga transversal es una sección hueca rectangular de 0,40 x 0,40 m con un espesor superior e inferior de 10 cm y un espesor lateral de 5 cm, mientras que las riostras iniciales presentan una sección hueca rectangular de 0,80 x 0,40 y 10 cm de espesor. Las vigas transversales no necesitan ningún tipo de armado por cálculo, siendo capaces de resistir por sí mismas los esfuerzos que las solicitan. Sin embargo, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las vigas transversales y las longitudinales, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo". Al igual que en los elementos anteriores, el entorno de la unión se encuentra macizado. La siguiente figura muestra dos secciones tipo de la viga transversal, en el tramo aligerado y en el tramo macizado, respectivamente:

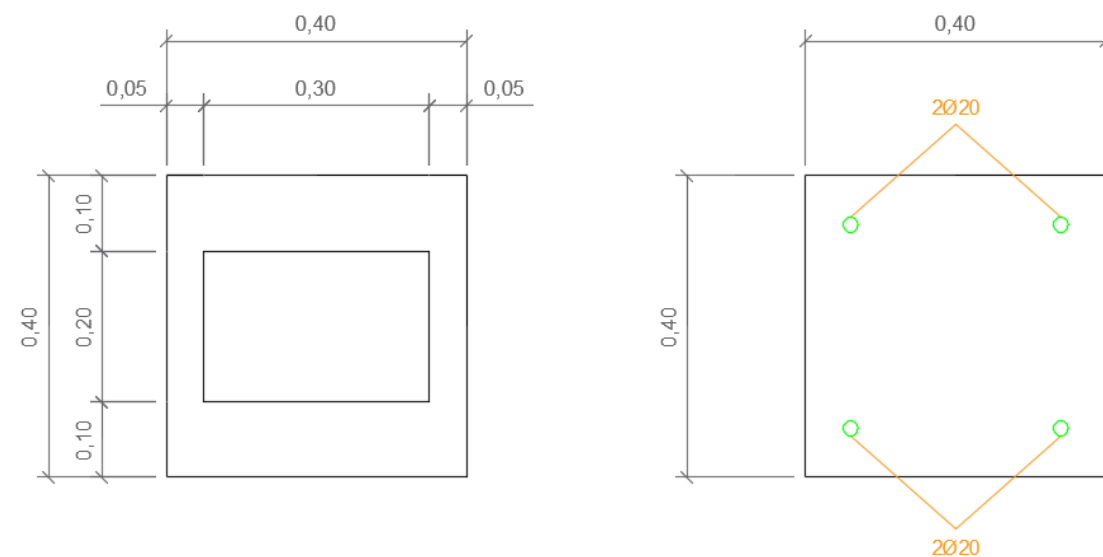


Figura 15 Sección tipo de la viga transversal en tramo aligerado (izquierda) y en tramo macizado (derecha)

3.2.4.- Riostras

Los arcos que componen la pasarela se encuentran unidos entre sí por ocho riostras de 3,00 m de longitud, además de por las riostras iniciales citadas anteriormente. La sección tipo del elemento riostra es una sección hueca poligonal de aproximadamente 0,50 x 0,50 m, la cual se adapta a la geometría del arco, con un espesor superior, inferior y lateral de 8 cm. Las riostras no presentan ningún tipo de armado y son capaces de resistir por sí mismas los esfuerzos que las solicitan. Sin embargo, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las riostras y los arcos, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo". Al igual que en los elementos anteriores, el entorno de la unión se encuentra macizado. La siguiente figura muestra dos secciones tipo de la riostra, en el tramo aligerado y en el tramo macizado, respectivamente:

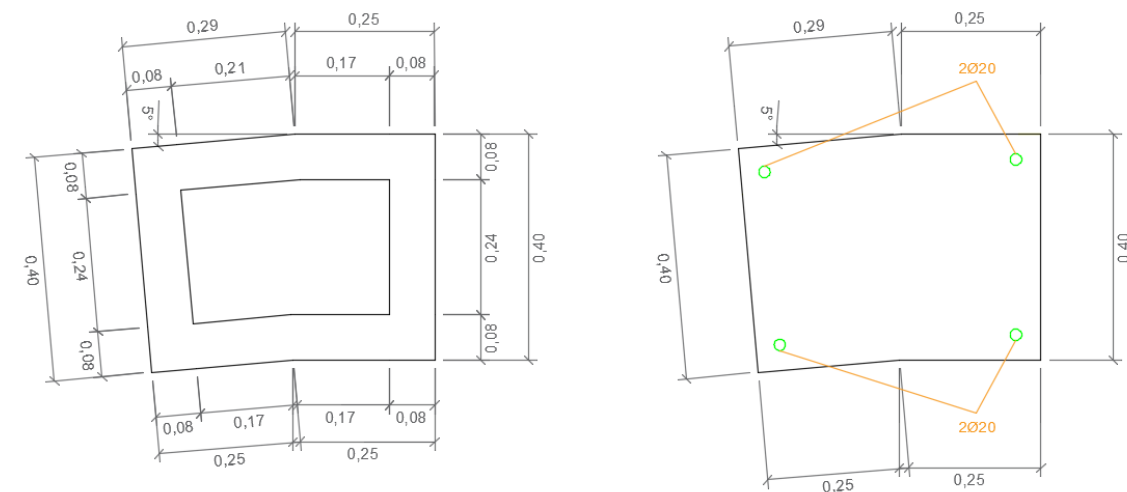


Figura 16 Sección tipo de la riostra en tramo aligerado (izquierda) y en tramo macizado (derecha)

3.2.5.- Péndolas

La unión entre las vigas longitudinales y los arcos se lleva a cabo mediante dos sistemas de catorce péndolas cada uno, dispuestos según una configuración tipo Nielsen. Las péndolas suponen un elemento singular de la pasarela puesto que también están formadas por elementos de UHPFRC. Si bien la durabilidad del conjunto de la estructura justifica esta decisión, así como el hecho de proponer una solución no convencional, el comportamiento de la péndola y más concretamente la respuesta de la unión entre ésta y el resto de elementos requieren de un análisis en detalle, lo que abre la puerta a futuros trabajos de investigación. Si bien la péndola presenta una sección rectangular de 0,12 x 0,12 m, la singularidad de la misma hace que deban distinguirse distintos tramos de armado, en consonancia con el tipo de unión que se comentará en el apartado correspondiente. Así, debe distinguirse un tramo inicial, armado mediante dos barras de 16 mm de diámetro y pretensado mediante dos cordones de 12,7 mm (0,5"); a continuación, y constituyendo la mayor parte de la péndola, un tramo armado por cuatro barras de 12 mm de diámetro; y por último un tramo armado nuevamente por dos barras de 16 mm. La justificación de estos armados se realiza en el apartado correspondiente a la unión de las péndolas con el resto de elementos. La siguiente figura muestra las distintas secciones tipo existentes en la pasarela, incluyendo las secciones en las que se produce solape:

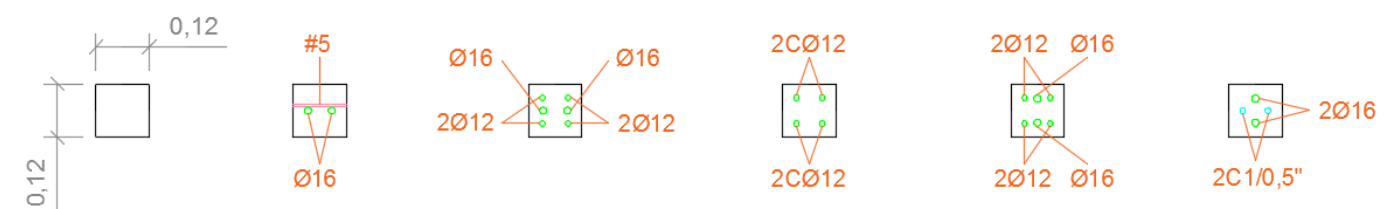


Figura 17 Secciones tipo de la péndola

3.2.6.- Losa de piso

Las losas de piso sobre las que circularán los peatones están compuestas por seis placas rectangulares de 10,00 x 3,00 m y 6 cm de espesor, apoyadas sobre las vigas transversales. Las placas no cuentan con ningún tipo de armado, siendo capaces de resistir por sí mismas resistir los esfuerzos que las solicitan.

3.3.- Descripción de las uniones entre distintos elementos

3.3.1.- Unión arco - arco

Como se ha indicado anteriormente, los distintos tramos de arco se unen entre sí gracias a la acción del pretensado, el cual permite que a partir de la fase constructiva los distintos elementos trabajen conjuntamente. En fase de servicio, la propia geometría del arco moviliza esfuerzos de compresión, por lo que se favorece todavía más el trabajo conjunto de los distintos tramos. Tal y como se observa en la figura 18, la unión entre distintos tramos de arco se realiza a una distancia de 1,10 m de la unión entre el arco y la péndola, de modo que se evite la concentración de tensiones.

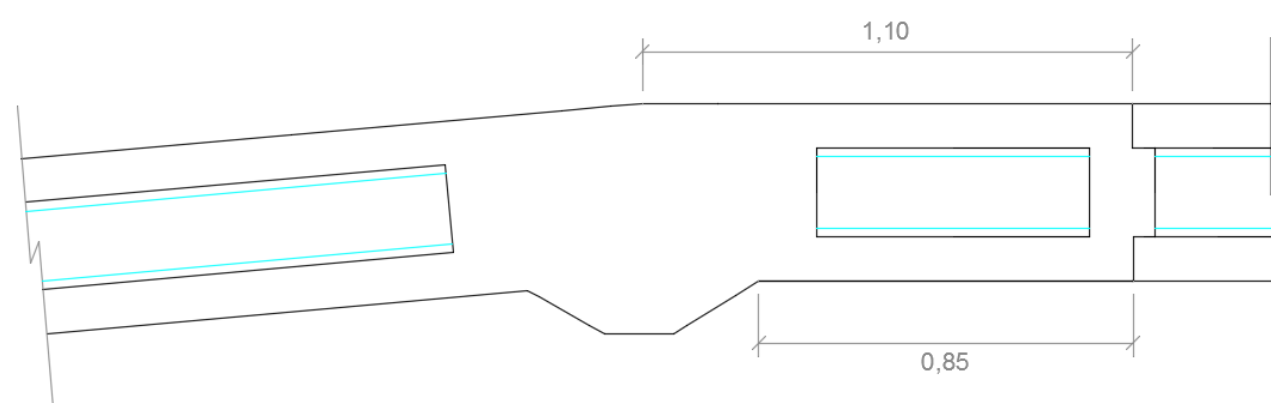


Figura 18 Detalle de unión arco - arco

Por otro lado, para lograr el correcto funcionamiento de la unión frente a solicitaciones tangenciales, los extremos finales de los elementos tipo arco son macizados, constituyendo un recrecido de hormigón a modo de pasador que se introduce en el interior del siguiente tramo, formando una unión macho-hembra. La resistencia frente a esfuerzos tangenciales de la unión se concentra en la resistencia de dicho elemento, pudiendo disponerse en su interior una barra de acero en caso de ser necesario. La siguiente figura muestra una sección tipo del arco en el tramo con recrecido:

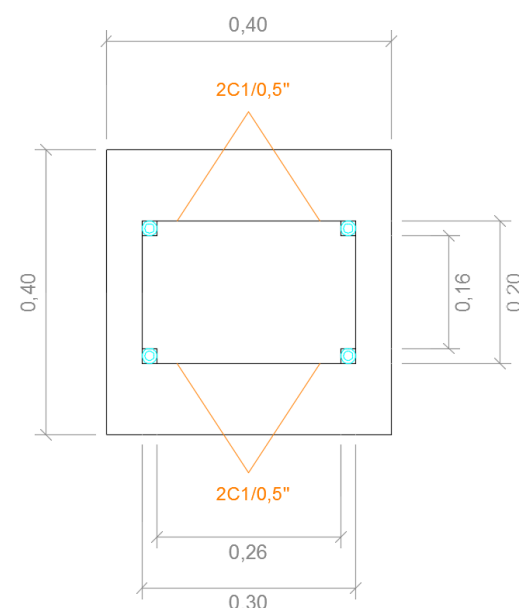


Figura 19 Sección tipo del arco en tramo con recrecido

3.3.2.- Unión riostra - arco

Para simplificar el proceso constructivo y reducir las uniones en obra, tal y como se observa en la figura 20, los tramos individuales que forman el arco de la pasarela están compuestos por dos tramos de arco paralelos y una riostra que los une en la zona de unión con la péndola. Esto supone que la unión entre la riostra y los arcos se ejecuta en la planta de prefabricados, constituyendo una unión monolítica convencional. Como se ha indicado anteriormente, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las riostras y los arcos, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo".



Figura 20 Detalle unión riostra - arco

3.3.3.- Unión viga longitudinal - viga longitudinal

Al igual que en la unión entre elementos tipo arco, los distintos tramos de viga longitudinal también se unen entre sí gracias a la acción del pretensado. Sin embargo, si bien el pretensado de los elementos del arco tenía como única función movilizar el comportamiento estructural tipo arco durante la fase constructiva, el pretensado de las vigas longitudinales tiene una función fundamental en el comportamiento estructural del conjunto de la pasarela. Mientras que en un arco atirantado tipo bowstring el arco se encuentra obviamente comprimido, el tablero se encuentra sometido a fuertes tracciones, por lo que el pretensado de las vigas longitudinales debe diseñarse de modo que la unión se encuentre siempre comprimida bajo cualquier combinación de acciones. Tal y como se observa en la figura 21, la unión entre distintos tramos de viga longitudinal se realiza a una distancia de 1/3 de la separación entre vigas transversales, buscando una zona de momento nulo, lo que conlleva que las uniones entre vigas longitudinales están sometidas a una distribución constante de tensiones, pudiendo disponerse el mismo pretensado en la capa superior y en la capa inferior.

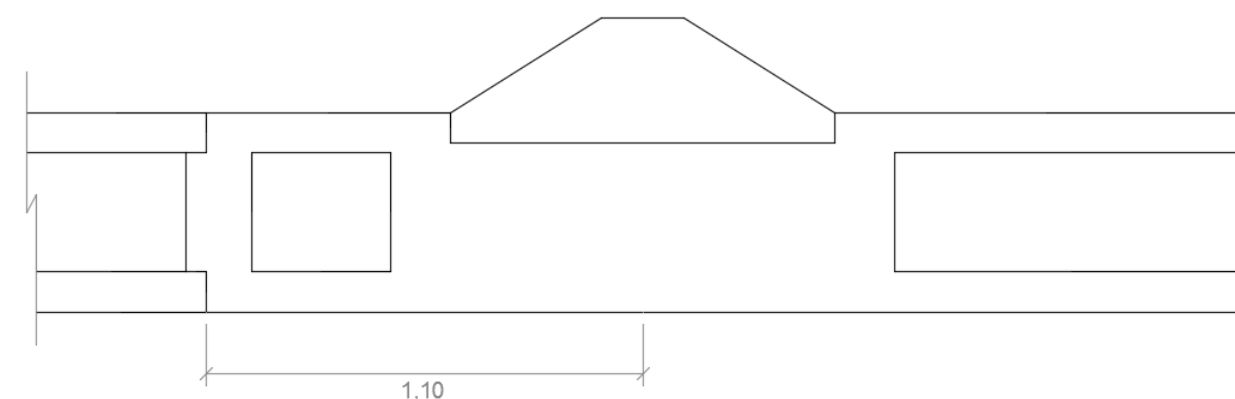


Figura 21 Detalle de unión viga longitudinal - viga longitudinal

Respecto al funcionamiento de la unión frente a solicitaciones tangenciales, se emplea el mismo recurso que en la unión entre elementos tipo arco, ejecutando un pasador en los extremos finales de los elementos que se introducen en el extremo inicial del elemento contiguo. La siguiente figura muestra una sección tipo de la viga longitudinal en el tramo con recrecido:

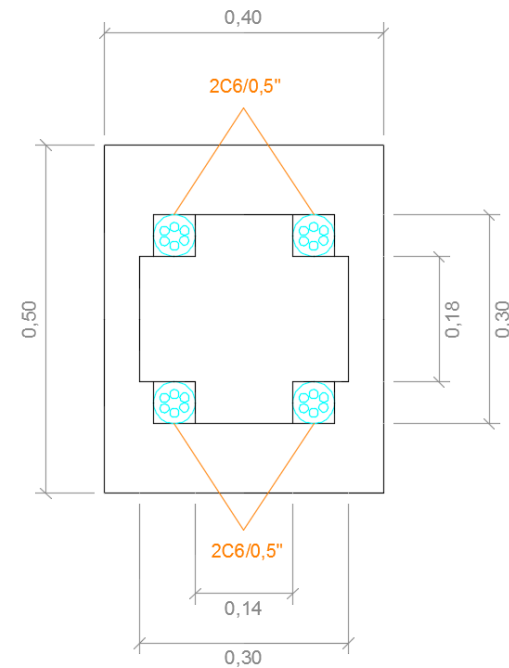


Figura 22 Sección tipo de la viga longitudinal en tramo con recrecido

3.3.4.- Unión viga transversal – viga longitudinal

Al igual que los elementos que forman el arco de la pasarela, para simplificar el proceso constructivo y reducir las uniones en obra, tal y como se observa en la figura 23, los tramos individuales que forman el tablero de la pasarela están compuestos por dos tramos de viga longitudinal paralelos y dos vigas transversales que los unen en las zonas de unión con la péndola. Esto supone que la unión entre la viga transversal y las vigas longitudinales se ejecuta en la planta de prefabricados, constituyendo una unión monolítica convencional. Como se ha indicado anteriormente, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las vigas transversales y las vigas longitudinales, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo".

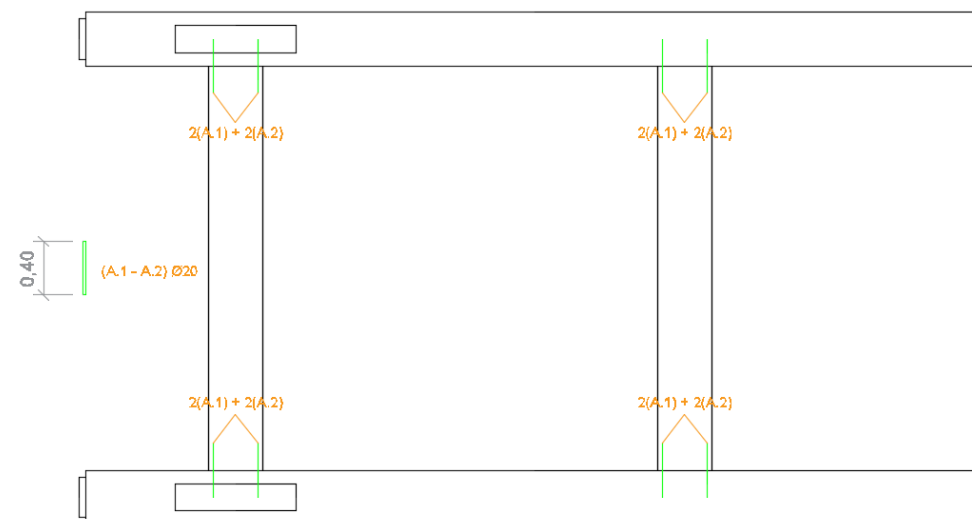


Figura 23 Detalle unión viga transversal – viga longitudinal

3.3.5.- Unión péndola – arco

Las uniones de las péndolas al resto de elementos, y en concreto las uniones de las péndolas al arco suponen quizás el aspecto más delicado de la pasarela, lo que motiva que dichas uniones sean objeto de futuros ensayos experimentales. Tal y como se indicó en el Anejo II: "Estudio de soluciones", una de las principales ventajas de la utilización del UHPFRC en la estructura en general, y en las péndolas en particular, es su excelente durabilidad. Dicha durabilidad está supeditada a que, durante la totalidad de la fase de servicio, los elementos únicamente presenten la microfisuración típica de este material, fisuración despreciable desde el punto de vista de la durabilidad. Sin embargo, ese tipo de fisuración únicamente es posible cuando existen fibras de acero cosiendo dichas fisuras, lo que lleva a que en uniones entre elementos hormigonados en distintos tiempos no haya transmisión de fibras y por tanto no se pueda contar con su colaboración en la resistencia a tracción. En determinadas zonas, como en la unión entre la péndola y la viga longitudinal, pueden prepararse unas esperas y unos caces, realizando un hormigonado in situ de la unión que permita tener en cuenta la colaboración de las fibras. Esta solución es posible en aquellas zonas fácilmente accesibles, debiendo buscar otras soluciones para la unión entre las péndolas y el arco.

La solución que se propone está basada en la premisa de que bajo ningún concepto la unión entre la péndola y el arco debe descomprimirse, asegurando por tanto la durabilidad de la misma. Para conseguir el pretensado de la unión, se recurre a una solución propia de las estructuras metálicas, basada en las uniones pretensadas con tornillos de alta resistencia. De este modo, en el extremo superior de la péndola se dejan embebidos dos cordones de 12,7 mm (0,5") los cuales sobresalen en la parte superior del elemento como esperas. Dichos cables se introducen en vainas previamente embebidas en el codo del elemento tipo arco, sobresaliendo por la parte superior del mismo. Una vez introducidos los cables en las vainas, se procede al pretensado de los mismos, con una fuerza de tesado igual a 1,30 veces la máxima tracción que sufrirá la péndola en hipótesis de Estado Límite Último, de modo que se asegura que en ningún momento se producirá la descompresión de la unión. Tras pretensar los cables, las vainas se inyectan a través de orificios dispuestos en los anclajes soldados a ellas, macizando de este modo el codo del elemento tipo arco. Los cables de pretensado se encuentran debidamente anclados en la péndola según la longitud de transferencia necesaria, disponiéndose a su vez el armado pasivo desde el mismo extremo superior de ésta. De este modo, a partir de la sección donde la armadura activa se encuentra completamente anclada y por tanto la armadura pasiva es requerida, ésta también se encuentra anclada y por tanto puede trabajar al límite elástico. Por último, debe destacarse que las péndolas se introducen 5 cm en la zona macizada del arco, ejecutando una llave de cortante, donde para no deteriorar el hormigón del extremo superior de la péndola, se introduce un neopreno entre la misma y el arco. La siguiente figura muestra un detalle de la unión:

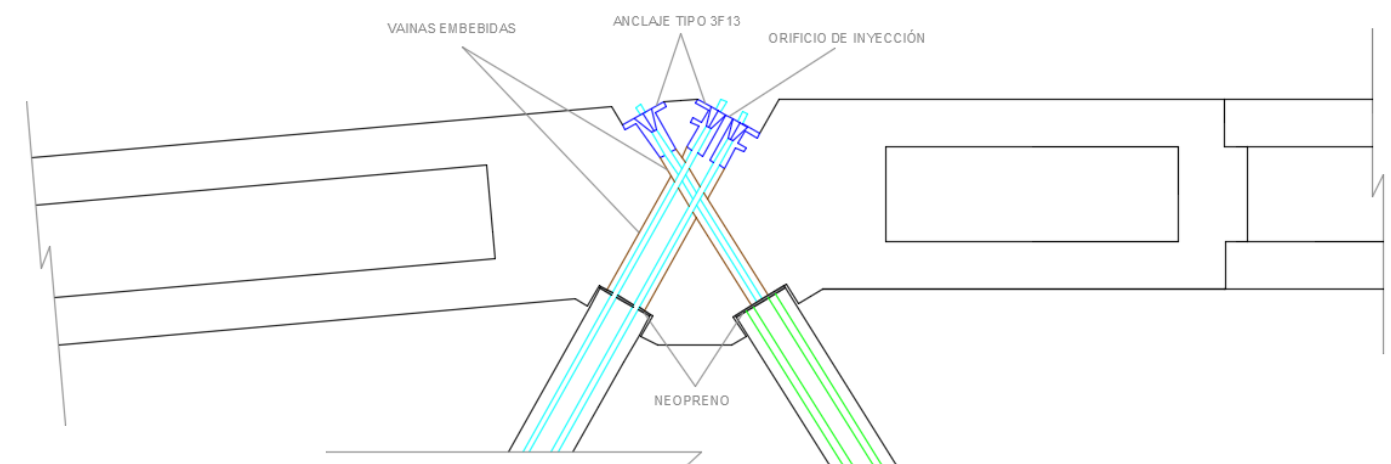


Figura 24 Detalle de unión péndola - arco

Nótese que para que los cables de pretensado no se intersecten entre sí, cada par de péndolas dispuesto en la unión se encuentra girado 90° entre sí.

3.3.6.- Unión péndola – viga longitudinal

La unión entre la péndola y la viga longitudinal no representa una unión tan crítica como la unión entre la péndola y el arco pues, dada su mayor accesibilidad, permite la utilización de sistemas más convencionales en el ámbito del prefabricado. De este modo, se ha desarrollado una tipología de unión inspirada en el sistema de pies de pilar HPKM de PEIKKO, desarrollado para el solape entre pilares prefabricados y la unión de estos a la cimentación. Esta unión se compone de distintos elementos.

En primer lugar, en el extremo inferior de la péndola se disponen dos barras de diámetro 16 mm, que al igual que en el extremo superior, se solapan con los cuatro redondos de 12 mm que discurren por la práctica totalidad de la misma. Dicha barra lleva soldada en su parte inferior una chapa con un orificio, de manera similar al pie de pilar mostrado en la figura 25.

Por otro lado, en la zona de unión de la viga longitudinal se dejan embebidas dos barras de diámetro 16 mm con los extremos superiores mecanizados, a modo de esperas, al igual que se deja preparado un pequeño caz. El hecho de mecanizar los extremos de las barras embebidas en la viga permite la perfecta nivelación de la péndola mediante una serie de tuercas y arandelas, tal y como se muestra en la figura 25. Durante la totalidad del proceso constructivo, y en concreto durante la unión de las péndolas, las tolerancias son un aspecto muy importante. De este modo, mediante el sistema descrito, cualquier desviación producida durante la unión de la péndola con el arco puede ser corregida al unir la péndola a las vigas, gracias al hecho de contar con una unión nivelable mediante tuercas.

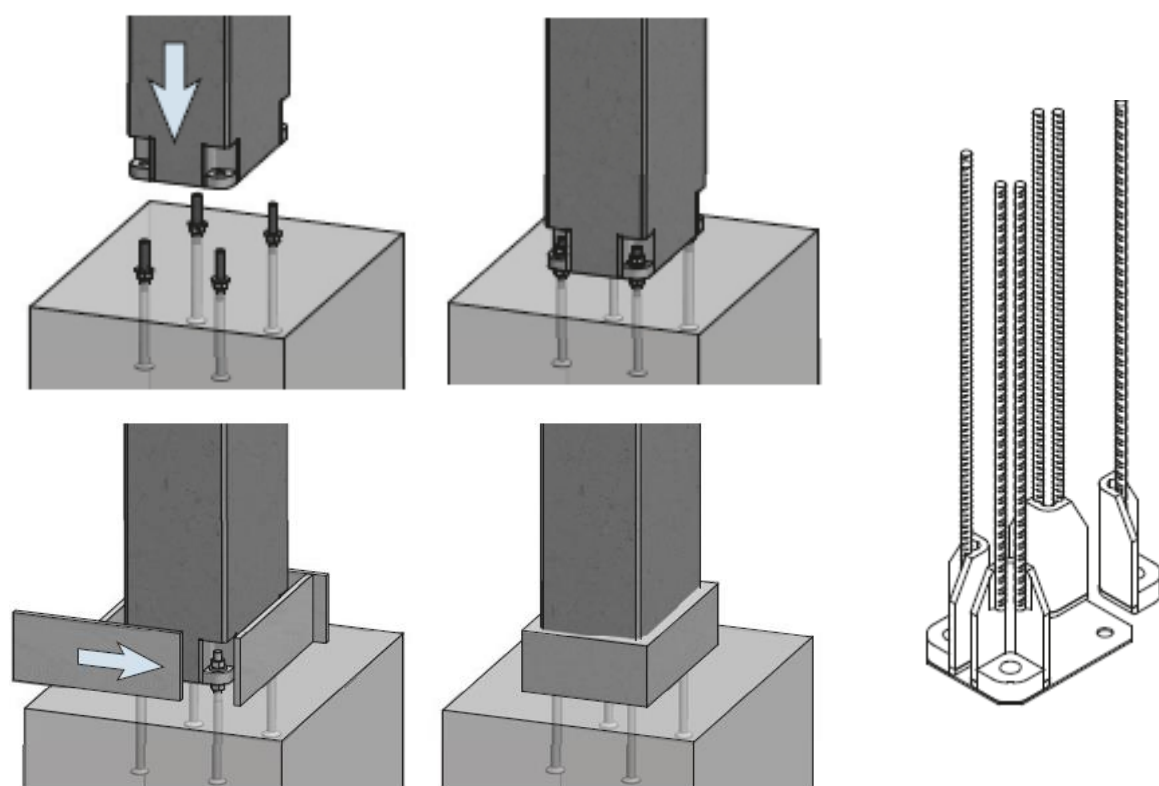


Figura 25 Detalle y proceso de montaje del sistema de pies de pilar HPKM de PEIKKO [PEIKKO 2007]

A modo de síntesis del comportamiento de la unión, la tracción de la péndola se transmite mediante solape de los cuatro redondos de 12 mm intermedios a las barra de 16 mm dispuestas en el extremo inferior de la misma, las cuales actúan como pie de pilar. La unión entre la péndola y la viga longitudinal se produce cuando las barras mecanizadas ancladas en la viga se introducen en la chapa dispuesta al final del pie de pilar, fijándose y nivelándose mediante arandelas y tuercas gracias al extremo mecanizado. Por último, para asegurar la durabilidad de la junta creada en la unión, se hormigona la misma tal y como se muestra en la figura 26, ejecutando por tanto un recrecido en la unión además de rellenar el caz practicado en la viga. La siguiente figura muestra un detalle de la unión:

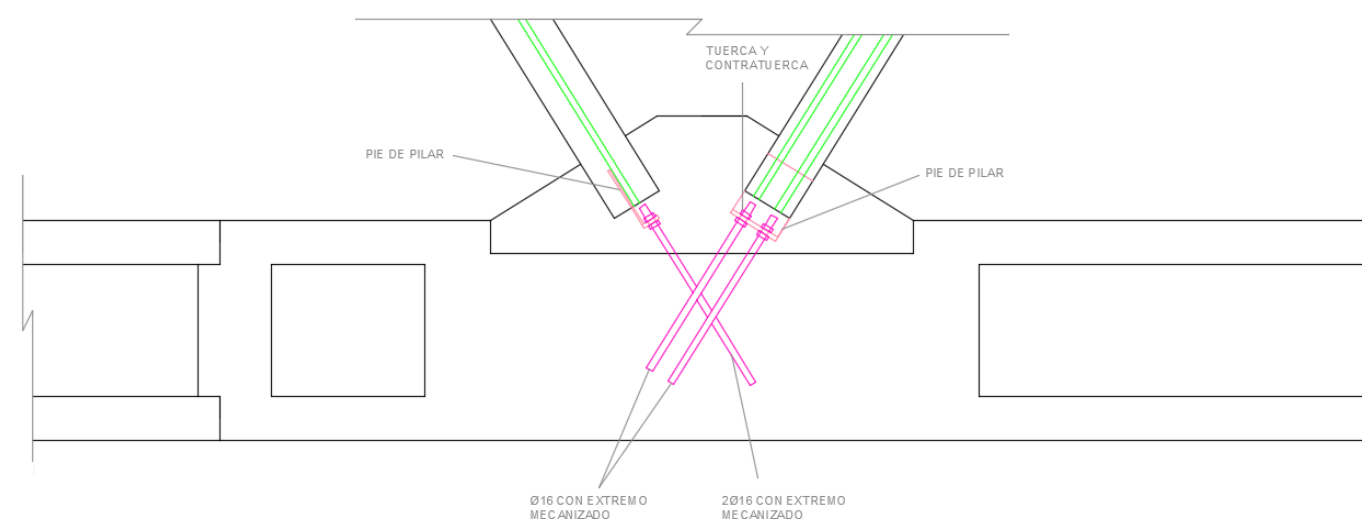


Figura 26 Detalle de unión péndola – viga longitudinal

Nótese que para que las barras mecanizadas no se intersecten entre sí, cada par de péndolas dispuesto en la unión se encuentra girado 90° entre sí.

3.3.7.- Unión losa de piso – viga transversal

La unión entre la losa de piso y las vigas transversales se realiza mediante un mortero autonivelante, no siendo necesario disponer ningún tipo de armado pues se asegura que bajo ninguna combinación se produce el levantamiento de la losa (en ningún momento hay reacciones verticales hacia arriba).

3.4.- Modelo de cálculo

Para evaluar el comportamiento de la estructura frente a las acciones que la solicitan se realiza un modelo estructural en el programa informático SAP2000.

Como se indica en el Anejo II: "Estudio de Soluciones", se realiza un primer predimensionamiento de la estructura basándose en un modelo bidimensional de la misma, formado por los elementos finitos tipo barra que incorpora el propio programa (1-D). Sin embargo, para realizar el cálculo estructural detallado objeto de este anejo, se recurre a un modelo tridimensional de la pasarela, empleando el mismo tipo de elemento finito, el cual se muestra en la siguiente figura:

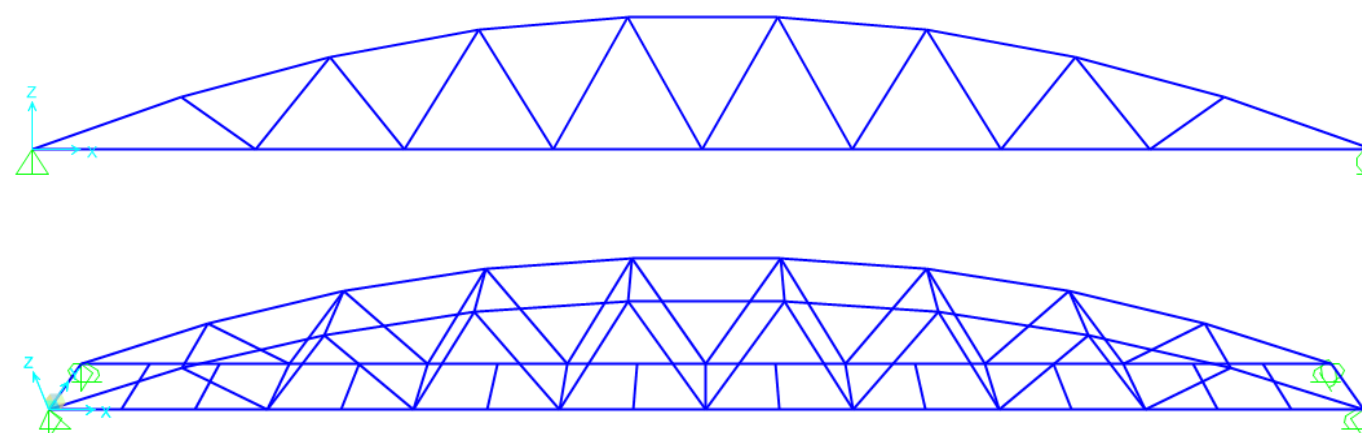


Figura 27 Modelos estructurales 2D y 3D de la pasarela realizados en SAP2000

La distancia longitudinal entre apoyos corresponde a la luz de la pasarela (60 m) mientras que la distancia transversal entre ellos corresponde a la distancia entre centros de gravedad de vigas longitudinales (ancho de la pasarela, 3 m + ancho de las vigas longitudinales, 0,40 m). En cuanto a las coacciones en los apoyos, se disponen de modo que permitan desarrollar el comportamiento bow-string del tablero pero a su vez coarten el movimiento como sólido rígido de la estructura.

Respecto a la introducción de las cargas, debe indicarse que las acciones correspondientes a la carga muerta y a la sobrecarga de uso se han introducido sobre las vigas transversales, representando el comportamiento real de la estructura: la losa de piso se colocará sobre las vigas transversales, transfiriendo a ellas las cargas, y éstas, a su vez, las transmitirán a las vigas longitudinales. Las acciones correspondientes al pretensado se introducen, bien como acción térmica en las barras afectadas para representar la deformación que el pretensado ejerce en el resto de la estructura (evaluación interna) o bien como acciones puntuales para representar las acciones que el cable ejerce sobre la estructura (evaluación externa). Por último, las acciones correspondientes al viento se introducen como cargas repartidas por unidad de longitud sobre los elementos expuestos al mismo.

Otro detalle a destacar es que las péndolas se han modelado como elementos barra biarticulados, evaluando de este modo su rigidez axil pero no su rigidez a flexión. Como se trata en el capítulo correspondiente, el diseño de la unión asegura el correcto comportamiento como articulación.

Por último, indicar que en aquellas comprobaciones que requieran de introducir imperfecciones geométricas (comprobación frente a pandeo o cálculo elástico no-lineal geométrico, P-Delta) se ha realizado una copia del modelo indicado anteriormente, modificando manualmente las coordenadas de los puntos afectados por la imperfección. Este aspecto se aborda más detalladamente en los capítulos correspondientes.

3.5.- Estados Límite Últimos (ELU)

3.5.1.- Estado Límite Último de Resistencia

Este apartado recoge las comprobaciones resistentes realizadas en aquellas secciones estimadas como críticas dentro de los distintos elementos frente a solicitaciones normales (flexión compuesta) como a solicitaciones tangenciales (cortante/rasante). En un primer subapartado, se justifican las secciones a comprobar a la vez que se describen las características diferenciadoras respecto del resto de secciones del elemento en cuestión. A continuación, se muestran las leyes de esfuerzos correspondientes a las hipótesis de combinación de acciones ELU-SC1, ELU-SC2 y ELU-SC3, a la vez que se recogen en una tabla los esfuerzos de cálculo para las secciones determinantes. Posteriormente, y para cada sección, se realiza la comprobación resistente frente a solicitaciones normales (*HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL*) y frente a solicitaciones tangenciales. Una vez verificada la validez de las secciones, se procede a realizar un cálculo elástico no-lineal que tenga en cuenta posibles imperfecciones geométricas, evaluando la influencia que tienen los efectos de segundo orden en el comportamiento de la estructura. Por último, como comprobación resistente final, se procede a estimar la carga crítica de pandeo de la estructura así como a determinar si es necesaria la evaluación del pandeo local de los elementos del arco.

3.5.1.1.- Secciones características

En primer lugar se recoge a modo de síntesis las secciones evaluadas en la comprobación resistente:

- ARCO
 - 01- Unión
 - 02- Tramo intermedio
 - 03- Elemento inicial
- VIGA LONGITUDINAL
 - 04- Unión
 - 05- Tramo intermedio
 - 06- Elemento inicial
- VIGA TRANSVERSAL
 - 07- Unión
 - 08- Elemento intermedio

- RIOSTRA DEL ARCO
 - 09- Unión
- PÉNDOLA
 - 10- Unión superior
 - 11- Unión inferior
 - 12- Tramo intermedio (tracción)
 - 13- Tramo intermedio (compresión)
- LOSA DE PISO
 - 14- Losa de piso

A continuación se describe brevemente la singularidad de cada sección, así como se indican los aspectos más relevantes de cara a la comprobación resistente correspondiente a ELU.

01- ARCO Unión

La unión entre los distintos elementos prefabricados que forman el arco se presenta como una clara sección crítica a la hora de evaluar la resistencia de la estructura. Como se ha indicado en el apartado nº 3.3.1: “Unión arco – arco”, la unión entre dos tramos de arco se materializa a través de una junta seca formada por una llave de cortante a modo de macho-hembra y una armadura activa postesa no adherente pasante a través de ambos elementos. Para optimizar el proceso constructivo y evitar realizar excesivas operaciones en obra, se prescinde de la posibilidad de disponer armadura pasiva pasante mediante pasadores y mortero así como de realizar una inyección para transformar la armadura postesa en adherente. Por otro lado, al tratarse de una junta seca, no puede contarse con la resistencia a tracción que aporta el UHPFRC pues no existe transferencia de fibras entre ambos elementos.

Por tanto, desde el punto de vista de las solicitaciones normales, únicamente puede contarse con la resistencia a compresión del hormigón y la compresión añadida por la fuerza de pretensado de las armaduras postesas no adherentes. Respecto a las tensiones tangenciales, se cuenta únicamente por la resistencia aportada por la llave de cortante, despreciando el posible efecto beneficioso de la compresión al tratarse de una unión macho-hembra.

Por último, debe indicarse que, puesto que la unión no se realiza en la zona donde se une la péndola al arco, los momentos flectores y cortantes que solicitan a la misma no son los máximos que solicitan al arco.

02- ARCO Tramo intermedio

Una vez evaluada la sección crítica que representa la unión entre los elementos que forman el arco, debe verificarse el funcionamiento de los mismos en un tramo intermedio.

Desde el punto de vista de las solicitaciones normales, la diferencia fundamental es que puede contarse con la resistencia a tracción del hormigón puesto que al tratarse de una sección intermedia del elemento, ésta se encuentra cosida por las fibras. Respecto a las solicitaciones tangenciales, se considera que únicamente las almas de la sección proporcionan resistencia a cortante, teniendo en cuenta en este caso el efecto beneficioso de la compresión.

03- ARCO Elemento inicial

Aunque formalmente se trata de una sección tipo 02, la gran diferencia de esfuerzos entre este elemento inicial y el resto del arco podría hacer que fuera necesario tomar algún tipo de medida concreta, por lo que decide evaluarse por separado.

En cuanto a comportamiento resistente, se aplica lo indicado para la sección tipo 02.

04- VIGA LONGITUDINAL Unión

La descripción de la unión entre elementos del arco realizada para la sección tipo 01 es perfectamente equiparable a la unión entre elementos de la viga longitudinal.

En cuanto a comportamiento resistente, se aplica lo indicado para la sección tipo 03.

Sin embargo, deben abordarse una serie de aspectos relevantes en cuanto a la viga longitudinal. A diferencia del arco, donde el postesado que se aplica es mínimo ya que su objetivo es asegurar la

correcta unión entre elementos, en este caso el postesado responde a una verdadera necesidad resistente puesto que las vigas longitudinales constituyen los tirantes de los arcos y por tanto se encuentran sometidas a unas tracciones muy importantes. Por otro lado, y también a diferencia del arco, los momentos flectores a los que se encuentran sometidas las vigas longitudinales son de gran magnitud debido a que éstas también constituyen el tablero de la pasarela. En definitiva, las vigas longitudinales se encuentran sometidas a unas solicitaciones normales muy comprometidas para un elemento de hormigón (tracción + flexión) por lo que es necesario llevar a cabo un estudiado proceso de dimensionamiento.

Dado que en la unión entre elementos de la viga longitudinal no se puede contar con la resistencia a tracción del hormigón, toda la componente resistente frente a solicitaciones normales recae en la fuerza de pretensado introducida por las armaduras postesas no adherentes. Dada la delicada situación de las uniones, se decide ejecutar las mismas a L/5 de la unión de la viga con la péndola, de modo que los momentos flectores solicitantes sean prácticamente nulos, estando sometida principalmente a tracción. De este modo, puede establecerse que la armadura activa postesa no adherente requerida para el correcto funcionamiento de la unión entre elementos de la viga longitudinal supone una cuantía mínima para el resto de secciones de la viga, siendo necesario en cada caso verificar la validez de dicha cuantía, buscando soluciones adicionales en caso de no ser suficiente.

05- VIGA LONGITUDINAL Tramo intermedio

Una vez evaluada la sección crítica que representa la unión entre los elementos que forman la viga longitudinal, debe verificarse el funcionamiento de los mismos en un tramo intermedio.

Desde el punto de vista de las solicitaciones normales, la diferencia fundamental es que puede contarse con la resistencia a tracción del hormigón puesto que al tratarse de una sección intermedia del elemento, ésta se encuentra cosida por las fibras. Respecto a las solicitaciones tangenciales, se considera que únicamente las almas de la sección proporcionan resistencia a cortante, teniendo en cuenta en este caso el efecto beneficioso de la compresión.

06- VIGA LONGITUDINAL Elemento inicial

Aunque formalmente se trata de una sección tipo 05, existe una gran diferencia de esfuerzos entre este elemento inicial y el resto de la viga longitudinal, debido a que la separación entre la primera péndola y el apoyo de la pasarela es 1,5 veces la separación entre péndolas. Tal y como se explica en el Anejo II: "Estudio de soluciones", esto obedece a conseguir un mejor funcionamiento de la péndola inicial además de repercutir en una mejora de la componente estética.

En cuanto a comportamiento resistente, se aplica lo indicado para la sección tipo 05. Sin embargo, a diferencia de dicha sección, es previsible que en elemento inicial de la viga longitudinal no sea suficiente con el postesado mínimo marcado por la unión entre elementos. En este caso, en función de la magnitud de los esfuerzos, debe estudiarse la posibilidad de disponer armadura pasiva o incluso realizar un primer pretensado en la planta de prefabricación mediante armadura pretesas, logrando un doble pretensado que permita mantener el postesado mínimo en obra.

07- VIGA TRANSVERSAL Unión

A diferencia de las uniones indicadas anteriormente, la unión entre la viga transversal y la viga longitudinal es monolítica puesto que en la planta de prefabricación se hormigonan conjuntamente tramos de vigas longitudinales unidos por vigas transversales.

Por tanto, desde el punto de vista de las solicitaciones normales, puede contarse tanto con la resistencia a compresión como con la resistencia a tracción del hormigón. Respecto a las tensiones tangenciales, se cuenta con la resistencia aportada por la totalidad de la sección.

08- VIGA TRANSVERSAL Tramo intermedio

La diferencia entre la sección tipo 08 y la sección tipo 07 se encuentra en que ésta se encuentra sometida a los momentos M3-3 máximos mientras que la anterior se encuentra sometida a los momentos M2-2 máximos, por lo que el diagrama N-M a representar para ambas secciones es distinto, puesto que se trata de secciones cuadradas huecas de espesores distintos según el eje. El resto de consideraciones realizadas para la sección tipo 07 son perfectamente aplicables en este caso.

09- RIOSTRA DEL ARCO Unión

Al igual que la unión de la viga transversal con la viga longitudinal, la unión entre las riostras y los arcos es monolítica puesto que en la planta de prefabricación se hormigonan conjuntamente tramos de arcos unidos por las mismas.

Por tanto, desde el punto de vista de las solicitaciones normales, puede contarse tanto con la resistencia a compresión como con la resistencia a tracción del hormigón. Respecto a las tensiones tangenciales, se cuenta con la resistencia aportada por la totalidad de la sección.

Puesto que mayoritariamente la riostra se encuentra sometida a momentos M2-2, esta sección representa la única sección crítica de la riostra.

10- PÉNDOLA Unión superior

La unión entre la péndola y el arco, tal y como expone en el apartado nº 3.3.5: "Unión péndola –arco", supone un aspecto singular de la pasarela, buscándose que bajo ninguna combinación de acciones la unión se descomprima, garantizando de este modo la durabilidad. Para ello, la unión se dimensiona basándose en el funcionamiento de una unión metálica mediante tornillos pretensados. Siguiendo ese concepto, se dejan embebidos unos cables de pretensado en el extremo superior de la péndola, aplicando un esfuerzo de pretensado en obra igual a la máxima tracción esperada (mayorada por las pérdidas). La unión resistirá una tracción prácticamente igual al pretensado aplicado, asegurando que en ninguna fase de servicio se produce la descompresión entre la péndola y el arco.

Al tratarse de elementos biarticulados, únicamente se transmiten esfuerzos axiles en la unión. Desde el punto de vista de estas solicitaciones normales, puede contarse con la resistencia a compresión del hormigón pero no con la resistencia a tracción del mismo.

11- PÉNDOLA Unión inferior

Tal y como se explica en el Apartado nº 3.3.6: "Unión péndola –viga longitudinal", la unión entre la péndola y la viga longitudinal no requiere de pretensado al tratarse de una zona más fácil de hormigonar in situ, lo que permite la ejecución de un caz que recubra la misma. De este modo, la unión se comporta como un tramo cualquiera de la péndola, contando con la resistencia a compresión como con la resistencia a tracción del hormigón, además de la resistencia de la armadura pasiva.

12- PÉNDOLA Tramo intermedio (tracción)

En general, todas las péndolas se encuentran traccionadas a partir de la unión (debe recordarse que las péndolas no se encuentran pretensadas, únicamente se pretensa la unión para asegurar que no se produce la descompresión de la misma en fase de servicio).

A diferencia de la unión, donde únicamente se transmitían esfuerzos axiles, los tramos intermedios de péndola también se encuentran sometidos a esfuerzos flectores originados por el peso propio de la péndola. Para resistir estas solicitaciones normales, puede contarse tanto con la resistencia a compresión como con la resistencia a tracción del hormigón, además de la resistencia de la armadura pasiva.

13- PÉNDOLA Tramo intermedio (compresión)

Como se ha indicado anteriormente, en general las péndolas trabajan en su totalidad a tracción. Sin embargo, debido a la configuración de la celosía Nielsen, frente a cargas asimétricas como las dispuestas en la combinación de acciones SC-3 algunas péndolas entran en compresión.

La importante rigidez axil que aporta una péndola de hormigón frente a una péndola de acero convencional hace que dichos esfuerzos puedan ser asumidos por las péndolas, manteniendo bajo cualquier combinación de acciones el funcionamiento completo de la celosía Nielsen. Sin embargo, dada la elevada esbeltez de los elementos que forman las péndolas, debe estudiarse en detalle la posible inestabilidad de las mismas, debiendo asegurar que esta no se produzca.

Por tanto, estos elementos se encuentran sometidos a esfuerzos axiales de compresión, a esfuerzos flectores de primer orden debidos al peso propio y a esfuerzos flectores de segundo orden originados por las imperfecciones geométricas existentes. Para resistir estas solicitaciones normales, puede contarse tanto con la resistencia a compresión como con la resistencia a tracción del hormigón, además de la resistencia de la armadura pasiva.

14- LOSA DE PISO

Por último, además de realizar la comprobación de aquellas secciones características que componen propiamente el esqueleto estructural de la pasarela, deberá evaluarse el comportamiento resistente y la aptitud en servicio de la losa de piso dispuesta sobre las vigas transversales.

Tal y como se describe en el Apartado 2.1, la losa de piso está constituida por 6 placas de 6 cm de espesor, 3 m de ancho y 10 m de longitud, apoyándose cada una de ellas sobre 4 vigas transversales. Con esta configuración se busca maximizar las ventajas del prefabricado, produciendo piezas que aprovechen lo mejor posible las dimensiones permitidas para el transporte, logrando del mismo modo un comportamiento estructural óptimo, como viga continua de 3 vanos, lo que reduce en gran medida los esfuerzos y las deformaciones sufridas por las piezas. El único inconveniente de ejecutar una losa de piso continua es que bajo determinadas combinaciones, puede producirse el levantamiento de la misma, debiendo tener en cuenta esta posibilidad a la hora de diseñar la unión entre la losa y la viga transversal.

Para la comprobación estructural de la losa de piso se adoptan distintas hipótesis de carga en relación con la posición de la sobrecarga, mayoradas según los coeficientes expuestos en el apartado 1.3.6. Para cada una de las hipótesis, las comprobaciones consistirán en asegurar que en ELU no se supera la resistencia a flexotracción del UHPFRC (14 MPa) mientras que en servicio se asegurará que no se superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas y no se tienen deformaciones excesivas.

3.5.1.2.- Esfuerzos de cálculo

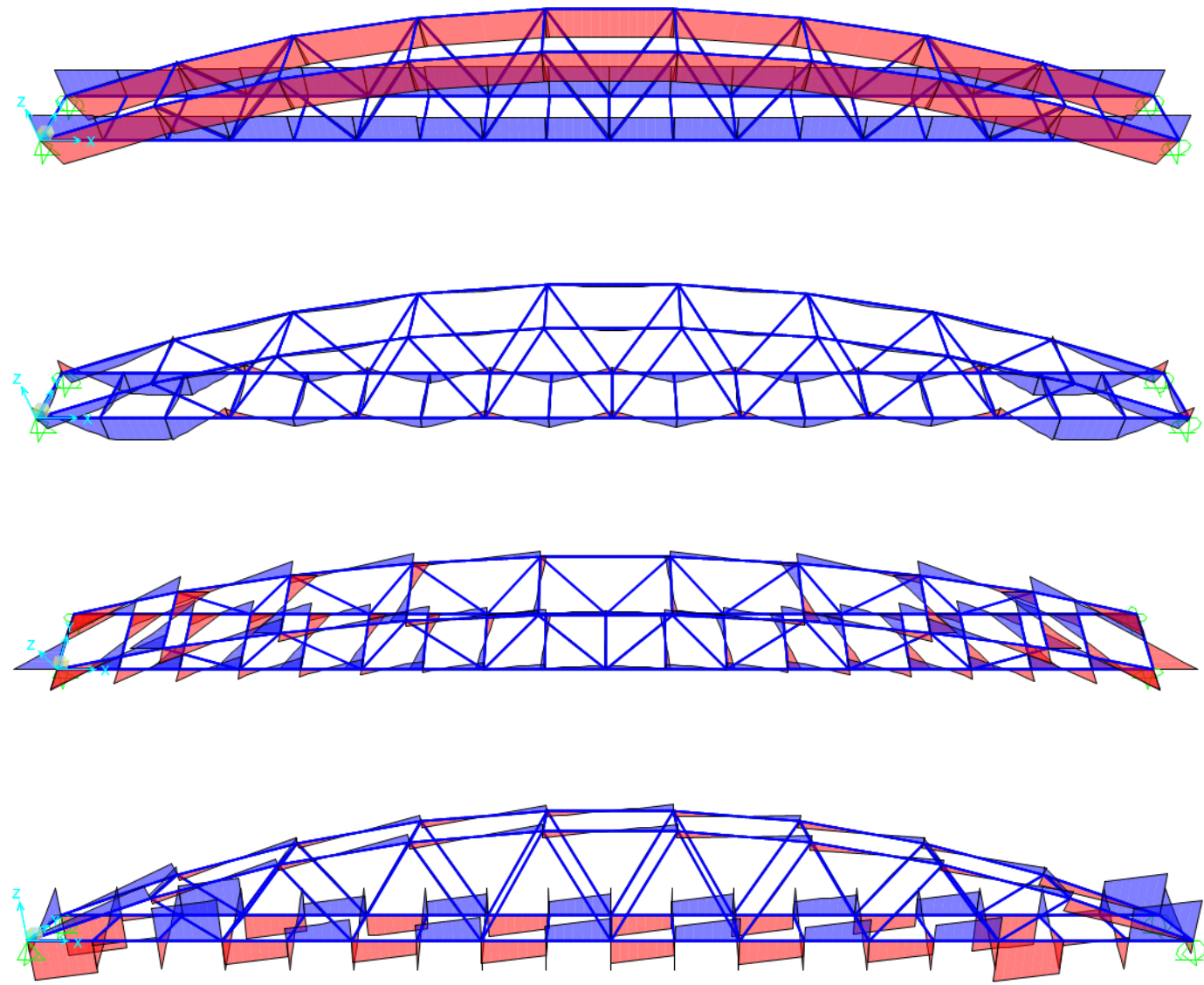


Figura 28 Leyes de axiles, momentos flectores M3-3, momentos flectores M2-2 y cortantes bajo la combinación ELU-SC1

ELU SC-1				
SECCIÓN	N _d (kN)	M _{3-3,d} (kN·m)	M _{2-2,d} (kN·m)	V _d (kN)
ARCO-01	1970	5	15	8
ARCO-02	1970	16	27	12
ARCO-03	1970	64	-37	21
VIGA LONG-04	-1667	0	12	41
VIGA LONG-05	-1667	-67	20	44
VIGA LONG-06	-1667	154	-29	69
VIGA TRANS-07	2,5	3	-54	49
VIGA TRANS-08	2,5	45	0	0
RIOSTRA-09	1	9	56	12
PÉNDOLA-10	-144	0	0	0,4
PÉNDOLA-11	-144	0	0	0,4
PÉNDOLA-12	-144	2,28	0	0
PÉNDOLA-13	-	-	-	-

Tabla 11 Resultados de axiles, momentos flectores M3-3, momentos flectores M2-2 y cortantes bajo la combinación ELU-SC1 en las secciones de cálculo

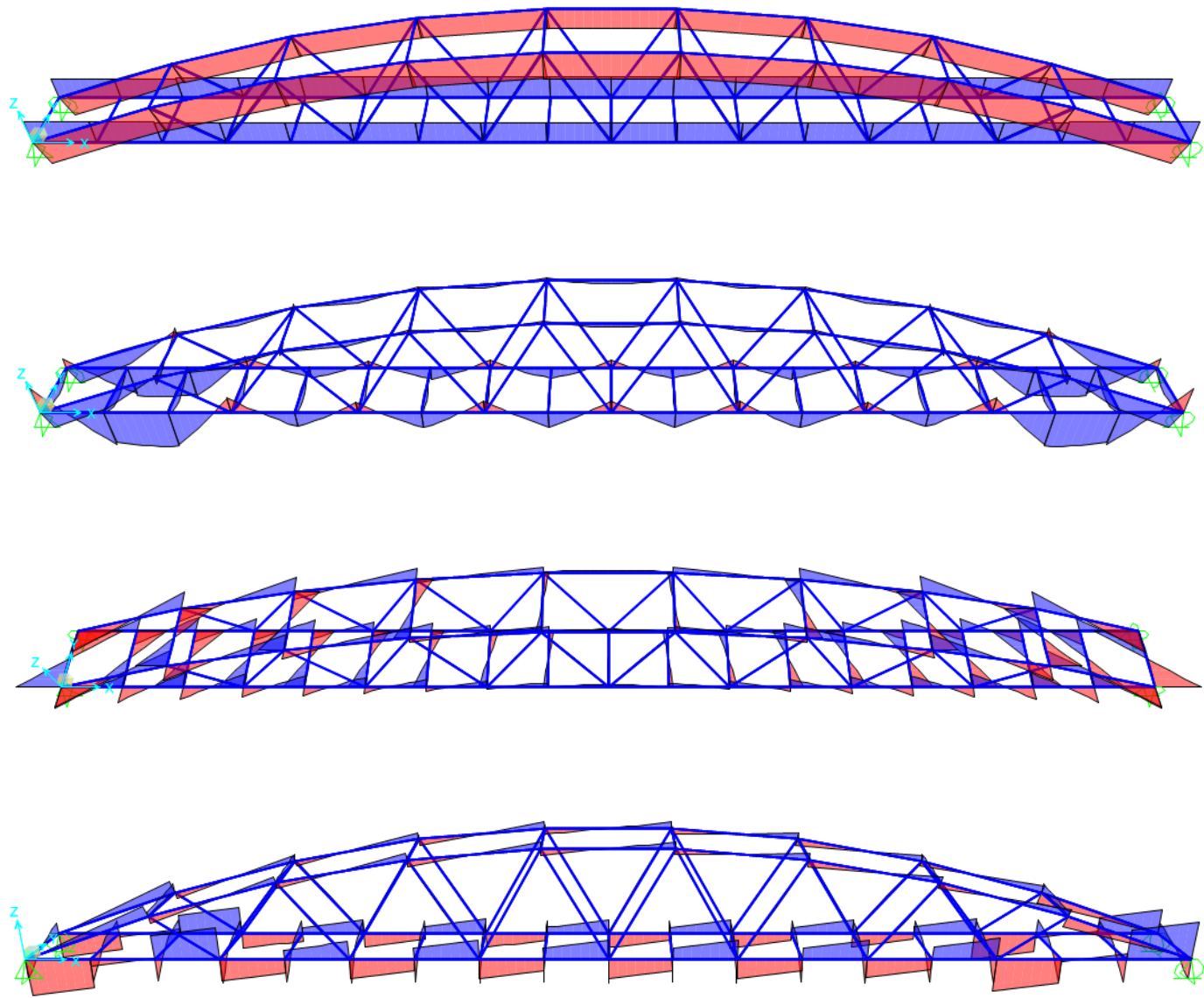


Figura 29 Leyes de axiles, momentos flectores M3-3, momentos flectores M2-2 y cortantes bajo la combinación ELU-SC2

ELU SC-2				
SECCIÓN	N _d (kN)	M _{3-3,d} (kN·m)	M _{2-2,d} (kN·m)	V _d (kN)
ARCO-01	1660	4	16	6
ARCO-02	1660	12	29	11
ARCO-03	1660	52	-40	20
VIGA LONG-04	-1380	0	14	34
VIGA LONG-05	-1380	-55	21	39
VIGA LONG-06	-1380	117	-28	62
VIGA TRANS-07	2,4	5	-51	0
VIGA TRANS-08	2,4	30	0	0
RIOSTRA-09	1,2	20	48	35
PÉNDOLA-10	-131	0	0	0,3
PÉNDOLA-11	-131	0	0	0,3
PÉNDOLA-12	-131	2,28	0	0
PÉNDOLA-13	-	-	-	-

Tabla 12 Resultados de axiles, momentos flectores M3-3, momentos flectores M2-2 y cortantes bajo la combinación ELU-SC2 en las secciones de cálculo

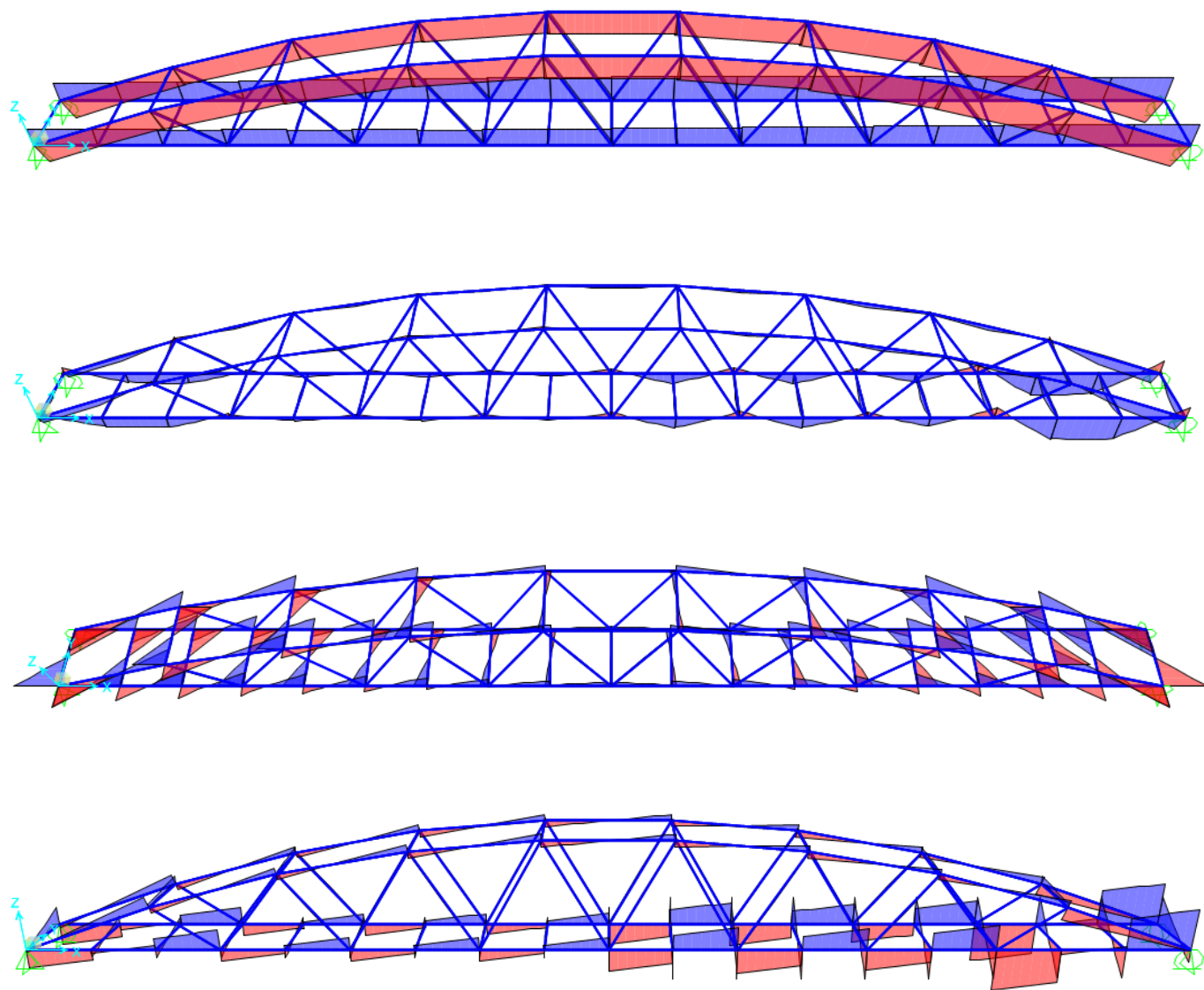


Figura 30 Leyes de axiles, momentos flectores M3-3, momentos flectores M2-2 y cortantes bajo la combinaci3n ELU-SC3

ELU SC-3				
SECCI3N	N _d (kN)	M _{3-3,d} (kN·m)	M _{2-2,d} (kN·m)	V _d (kN)
ARCO-01	1704	10	15	9
ARCO-02	1704	17	27	12
ARCO-03	1704	69	-36	22
VIGA LONG-04	-1470	0	11	41
VIGA LONG-05	-1470	-67	19	44
VIGA LONG-06	-1470	149	-27	76
VIGA TRANS-07	2,5	0	-54	48
VIGA TRANS-08	2,5	45	0	0
RIOSTRA-09	1,1	14	62	13
P3NDOLA-10	-148	0	0	0,4
P3NDOLA-11	-148	0	0	0,4
P3NDOLA-12	-148	2,28	0	0
P3NDOLA-13	27	2,28	0	0

Tabla 13 Resultados de axiles, momentos flectores M3-3, momentos flectores M2-2 y cortantes bajo la combinaci3n ELU-SC3 en las secciones de c3lculo

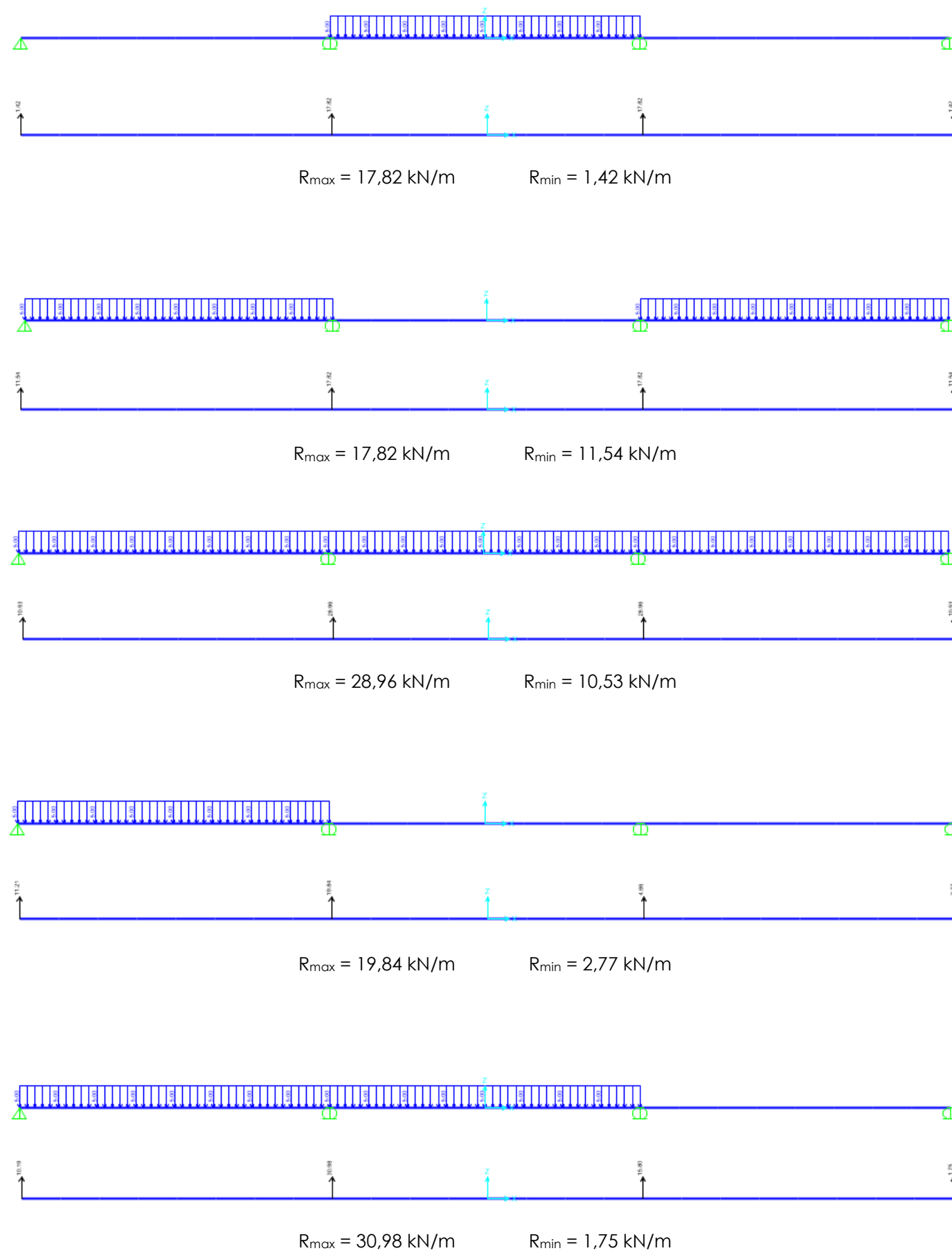


Figura 31 Hipótesis de carga SC y reacciones totales para losas de piso bajo combinación ELU

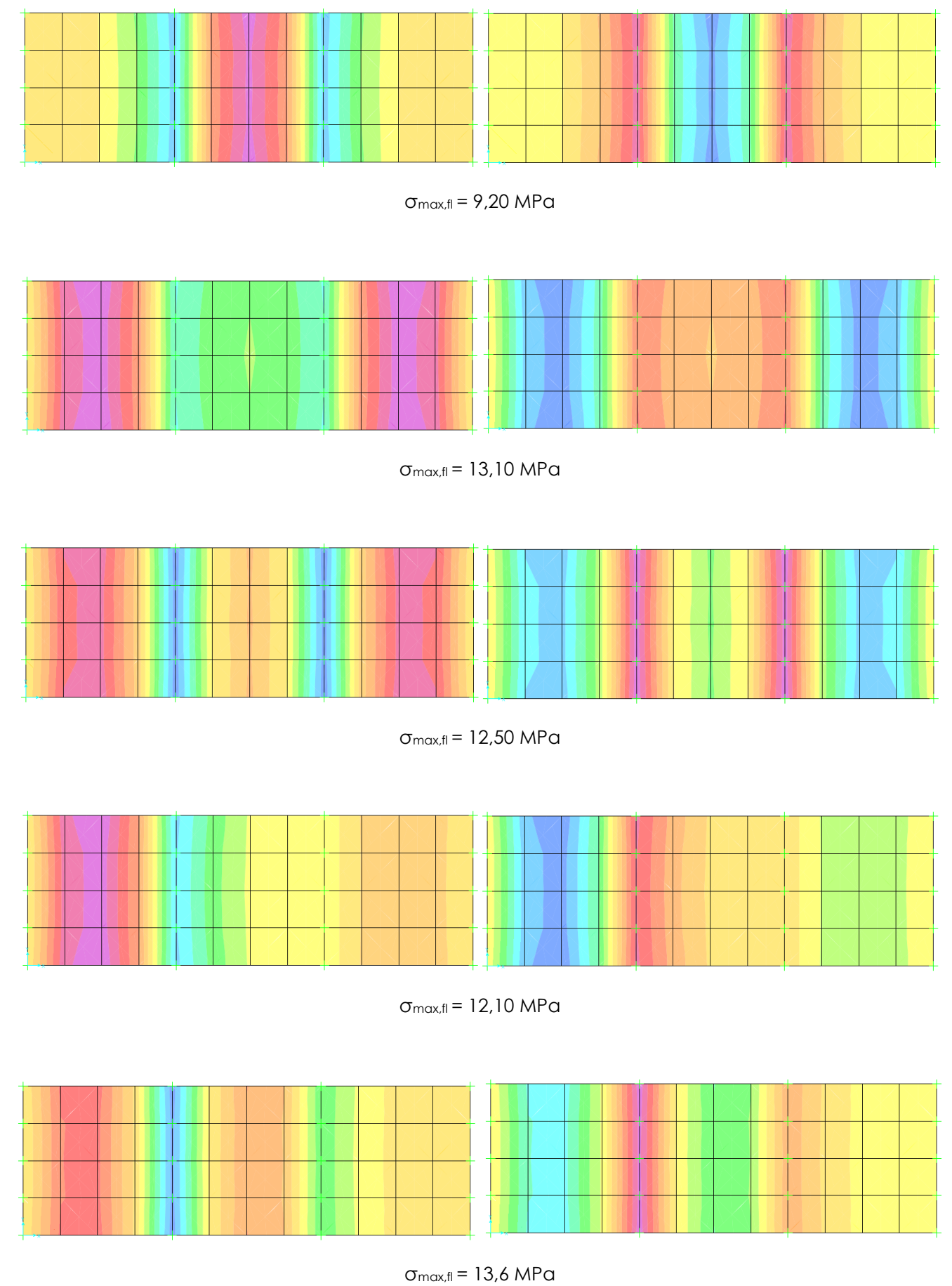


Figura 32 Resultados de tensiones S11 en cara superior e inferior de losa de piso para distintas hipótesis de carga ELU

3.5.1.3.- Comprobaciones resistentes

En este apartado se recogen las comprobaciones resistentes realizadas para las distintas secciones características. En el caso de las solicitaciones normales se representa el diagrama N-M para el momento de eje más relevante (M_{3-3} o M_{2-2}) obtenido introduciendo la geometría indicada en el apartado X y los esfuerzos de cálculo indicados en el apartado X en la *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL*. En el caso de las solicitaciones tangenciales se realiza la comprobación frente a cortante o frente a rasante, en función de la sección estudiada. Dada la poca magnitud de los esfuerzos de torsión, se prescinde de su comprobación pues se asumen como resistidos por los distintos elementos.

01- ARCO Unión

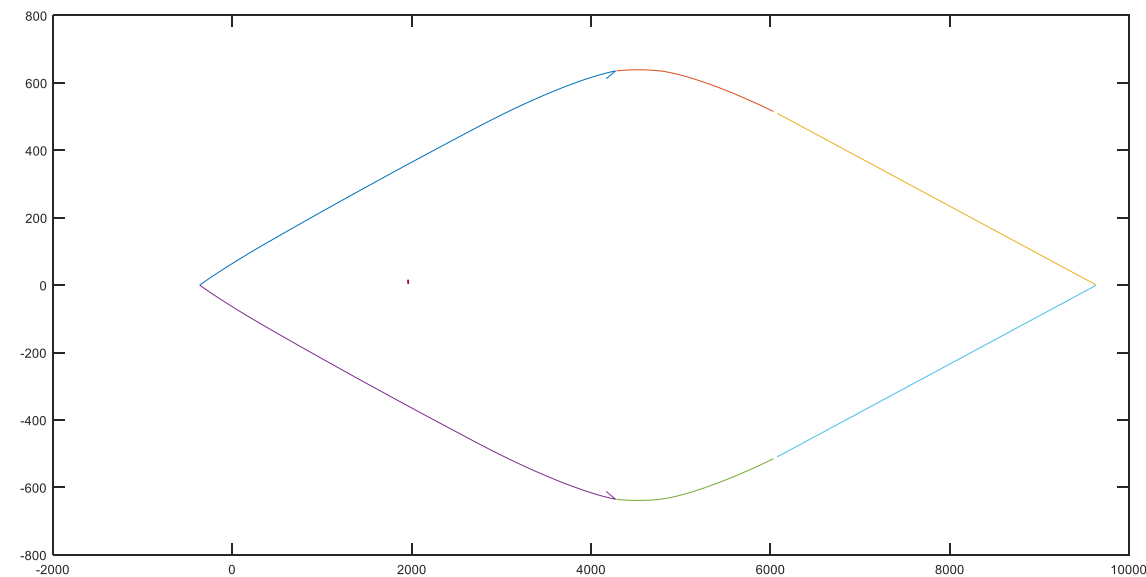


Figura 33 Diagrama interacción N-M ELU de sección 01

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia de la sección de unión entre elementos del arco viene determinada por la resistencia a cortante del elemento saliente que se introduce de un elemento al siguiente, despreciando la resistencia a rasante que pueda aportar el resto de superficie de la unión. Dicho elemento saliente funciona a modo de pasador de hormigón y su resistencia es, considerando que no se dispone ningún tipo de armadura y que las compresiones transmitidas entre elementos no le afectan, la siguiente:

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,f}$$

$$V_{rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot b_w \cdot 0,875 \cdot h$$

$$V_{rd,f} = \frac{A_{fv}}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{K_g \cdot \gamma_{cf}} \cdot \sigma_f$$

Donde:

$$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E = 1,5$$

$$k = 1$$

$$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,2 \text{ m}$$

$$A_{fv} = b_w \cdot z = b_w \cdot 0'8 \cdot h = 0,04 \text{ m}^2$$

$$\tan \theta = 1$$

$$K_g = 1,25$$

$$\gamma_{cf} = 1,3$$

$$\sigma_f = 6 \text{ MPa}$$

Resultando:

$$V_{rd,c} = 78,4 \text{ kN}$$

$$V_{rd,f} = 147,7 \text{ kN}$$

$$V_{ed} < V_{rd} = 8 < 226,1 \text{ kN}$$

02- ARCO Tramo intermedio

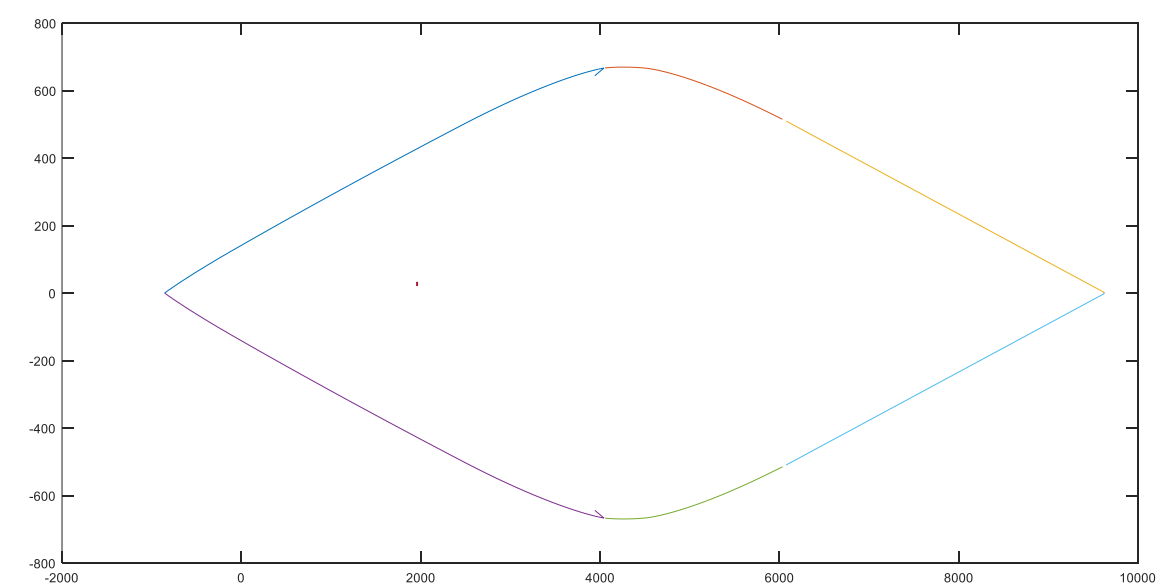


Figura 34 Diagrama interacción N-M ELU de sección 02

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia de la sección intermedia del arco se obtiene considerando la resistencia a cortante de las almas de la sección, teniendo en cuenta el efecto beneficioso del pretensado, resultando:

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,f}$$

$$V_{rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot b_w \cdot z \cdot n$$

$$V_{rd,f} = \frac{A_{fv}}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{K_g \cdot \gamma_{cf}} \cdot \sigma_f$$

Donde:

$$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E = 1,5$$

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} = 1 + 3 \cdot \frac{(1960 + 364)}{0,1} \cdot \frac{1}{150000} = 1,47$$

$$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,05 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$n^{\circ} \text{ de almas} = 2$$

$$A_{fv} = b_w \cdot z = b_w \cdot 0'8 \cdot h \cdot n = 0,032 \text{ m}^2$$

$$\tan \theta = 1$$

$$K_g = 1,25$$

$$\gamma_{cf} = 1,3$$

$$\sigma_f = 6 \text{ MPa}$$

Resultando:

$$V_{rd,c} = 92,0 \text{ kN}$$

$$V_{rd,f} = 118,2 \text{ kN}$$

$$V_{ed} < V_{rd} = 12 < 210,1 \text{ kN}$$

03- ARCO Elemento inicial

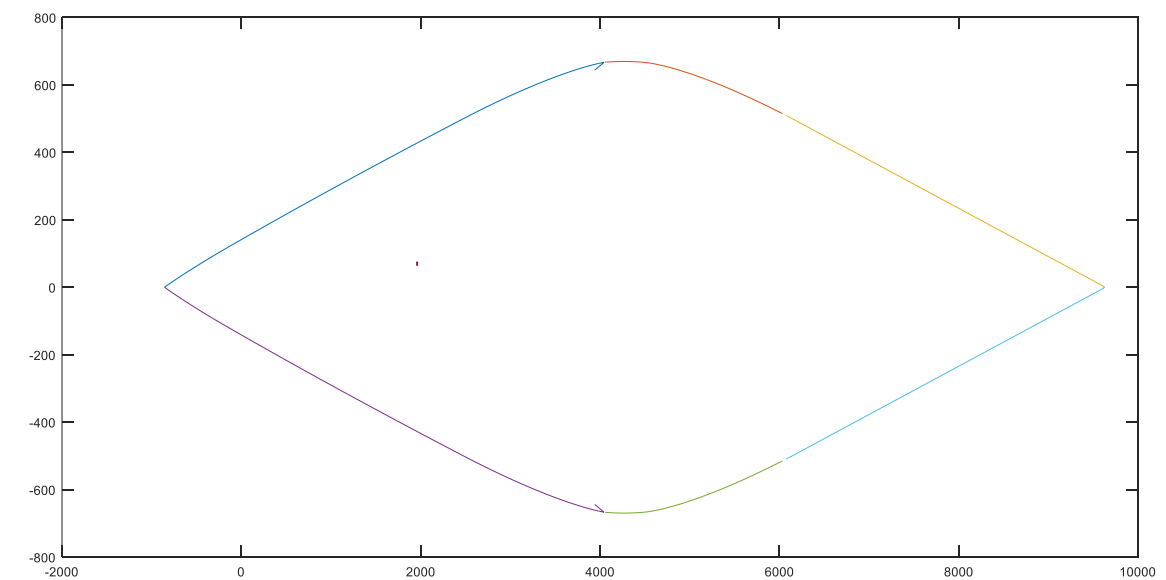


Figura 35 Diagrama interacción N-M ELU de sección 03

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia es la misma que en la sección tipo 02 por lo que resulta:

$$V_{ed} < V_{rd} = 21 < 210,1 \text{ kN}$$

04- VIGA LONGITUDINAL Unión

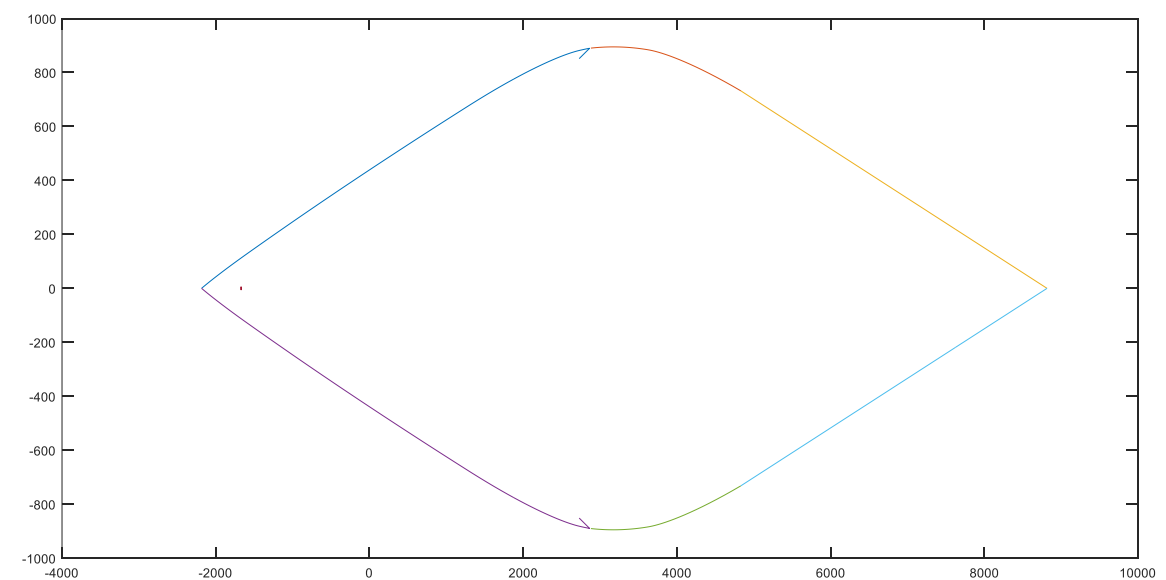


Figura 36 Diagrama interacción N-M ELU de sección 04

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia de la sección de unión entre elementos de la viga longitudinal viene determinada por la resistencia a cortante del elemento saliente que se introduce de un elemento al siguiente, despreciando la resistencia a rasante que pueda aportar el resto de superficie de la unión. Dicho elemento saliente funciona a modo de pasador de hormigón y su resistencia es, considerando que no se dispone ningún tipo de armadura y que las compresiones transmitidas entre elementos no le afectan, la siguiente:

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,f}$$

$$V_{rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot b_w \cdot 0,875 \cdot h$$

$$V_{rd,f} = \frac{A_{fv}}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{K_g \cdot \gamma_{cf}} \cdot \sigma_f$$

Donde:

$$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E = 1,5$$

$$k = 1$$

$$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,14 \text{ m}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$A_{fv} = b_w \cdot z = b_w \cdot 0'8 \cdot h = 0,008 \text{ m}^2$$

$$\tan \theta = 1$$

$$K_g = 1,25$$

$$\gamma_{cf} = 1,3$$

$$\sigma_f = 6 \text{ MPa}$$

Resultando:

$$V_{rd,c} = 112,6 \text{ kN}$$

$$V_{rd,f} = 124,1 \text{ kN}$$

$$V_{ed} < V_{rd} = 41 < 236,6 \text{ kN}$$

05- VIGA LONGITUDINAL Tramo intermedio

En un primer lugar se realiza la comprobación resistente disponiendo únicamente el postesado mínimo marcado por la sección de unión entre elementos de la viga.

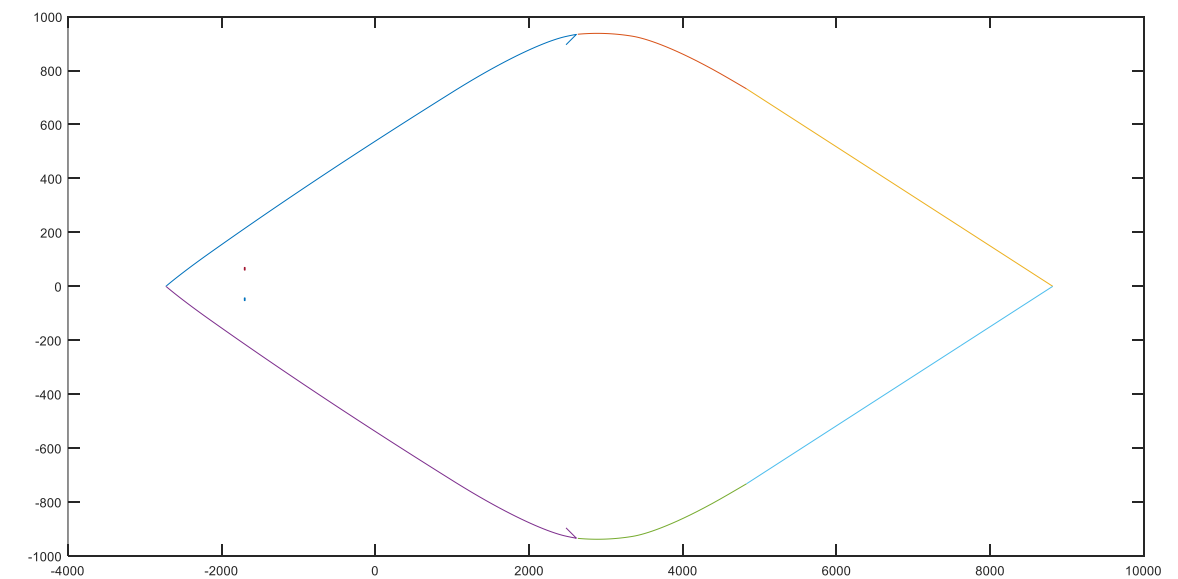


Figura 37 Diagrama interacción N-M ELU de sección 05

Como se observa en el diagrama, la capacidad adicional a flexotracción proporcionada por la resistencia a tracción del UHPFRC es suficiente para resistir los esfuerzos solicitados y por tanto no se requiere disponer ningún armado adicional.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia de la sección intermedia de la viga longitudinal se obtiene considerando la resistencia a cortante de las almas de la sección, teniendo en cuenta el efecto beneficioso del pretensado, resultando:

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,f}$$

$$V_{rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot b_w \cdot z \cdot n$$

$$V_{rd,f} = \frac{A_{fv}}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{K_g \cdot \gamma_{cf}} \cdot \sigma_f$$

Donde:

$$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E = 1,5$$

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} = 1 + 3 \cdot \frac{(-1667 + 2184)}{0,11} \cdot \frac{1}{150000} = 1,1$$

$$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,05 \text{ m}$$

$$h = 0,5 \text{ m}$$

$n^{\circ} \text{ de almas} = 2$

$A_{fv} = b_w \cdot z = b_w \cdot 0'8 \cdot h \cdot n = 0,04 \text{ m}^2$

$\tan \theta = 1$

$K_g = 1,25$

$\gamma_{cf} = 1,3$

$\sigma_f = 6 \text{ MPa}$

Resultando:

$V_{rd,c} = 86,5 \text{ kN}$

$V_{rd,f} = 147,7 \text{ kN}$

$V_{ed} < V_{rd} = 44 < 234,2 \text{ kN}$

06- VIGA LONGITUDINAL Elemento inicial

En un primer lugar se realiza la comprobación resistente disponiendo únicamente el postesado mínimo marcado por la sección de unión entre elementos de la viga.

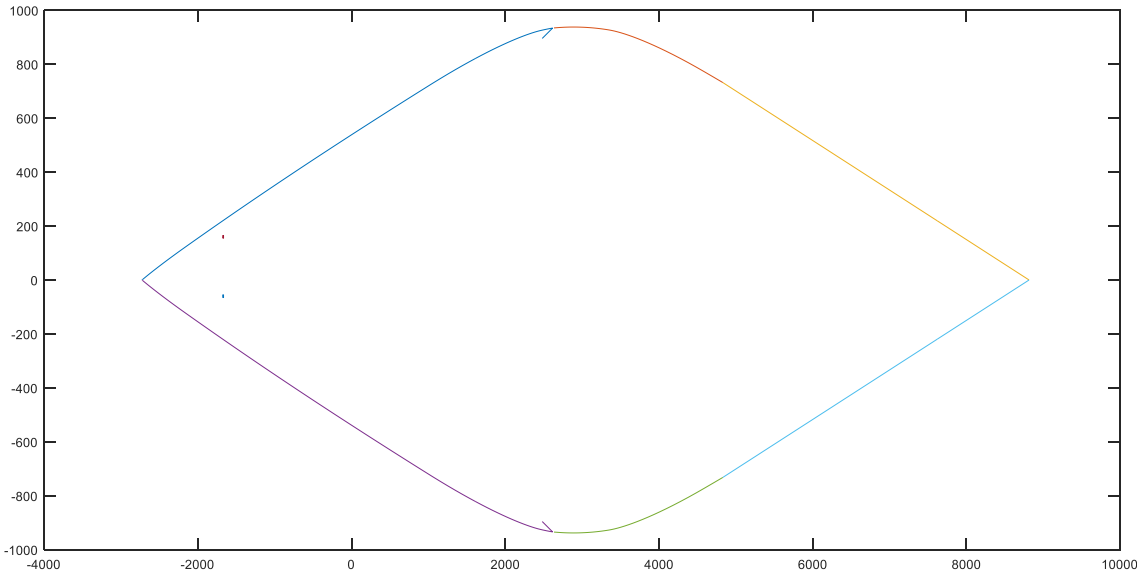
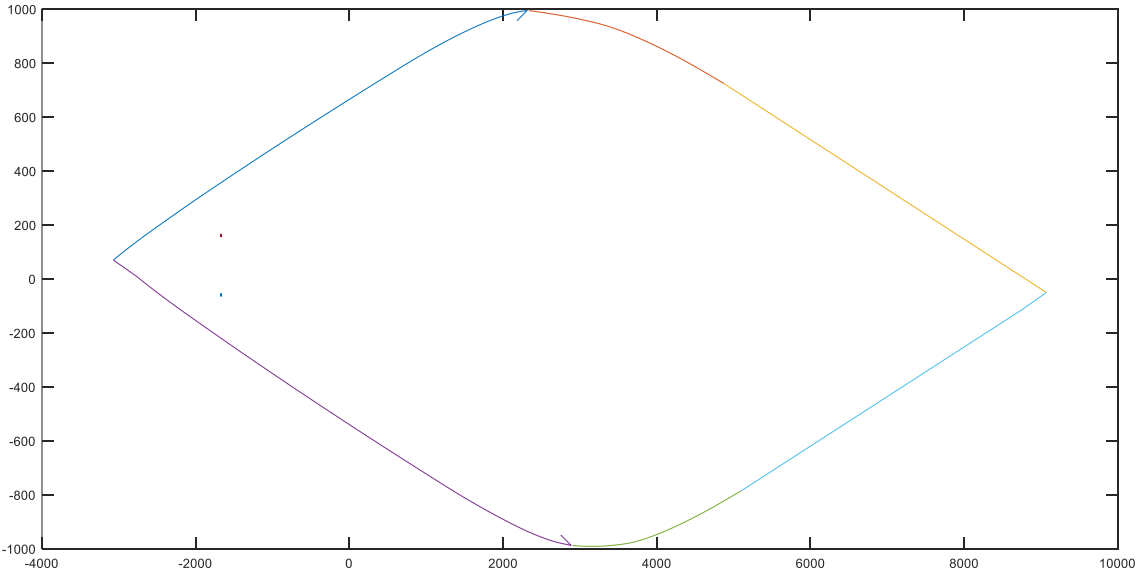


Figura 38 Diagrama interacción N-M ELU de sección 06

Como se observa en el diagrama, la capacidad de la sección para resistir el momento flector positivo que la solicita está cerca del límite de la sección. Como primera medida a adoptar, se propone la disposición de armadura pasiva en la cara inferior del elemento, en concreto 4 redondos de 16 mm de diámetro.



Se comprueba como la disposición de armadura pasiva inferior es suficiente para asegurar un correcto comportamiento de la sección en ELU. Cuando se realicen las comprobaciones tensionales en ELS se verificará si esta medida es suficiente o si es necesario incluir un pretensado en planta de prefabricación buscando un doble pretensado de la sección.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, despreciando la colaboración de las armaduras pasivas longitudinales, se tiene que la resistencia es la misma que en la sección tipo 05 por lo que resulta:

$V_{ed} < V_{rd} = 69 < 234,2 \text{ kN}$

07- VIGA TRANSVERSAL Unión

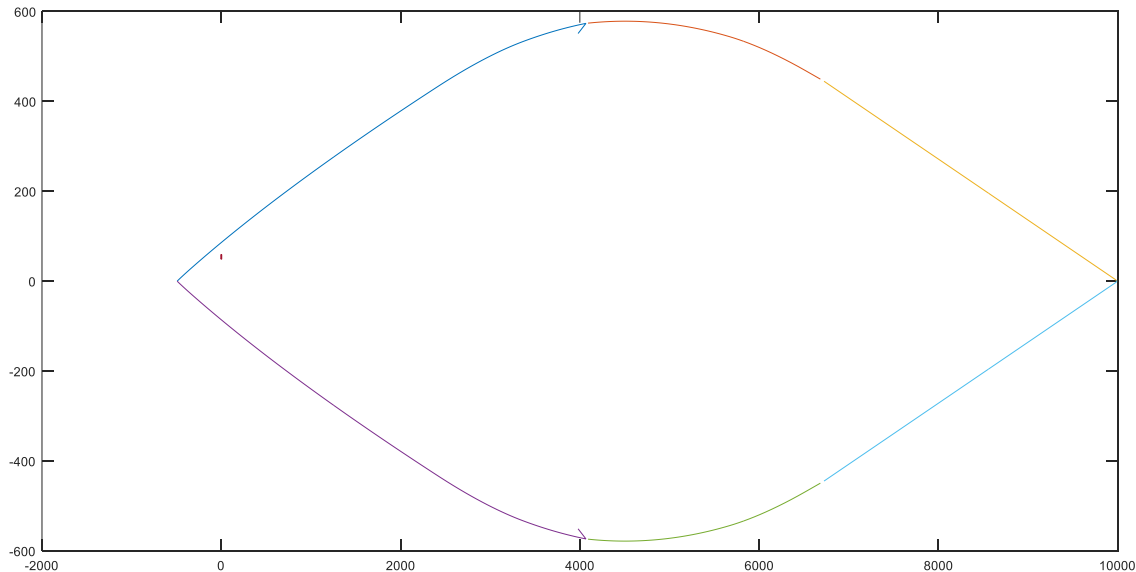


Figura 39 Diagrama interacción N-M ELU de sección 07

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia de la sección de unión de la viga transversal se obtiene considerando la resistencia a cortante de las almas de la sección, resultando:

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,f}$$

$$V_{rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot b_w \cdot 0,875 \cdot h \cdot n$$

$$V_{rd,f} = \frac{A_{fv}}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{K_g \cdot \gamma_{cf}} \cdot \sigma_f$$

Donde:

$$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E = 1,5$$

$$k = 1$$

$$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,05 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$n^\circ \text{ de almas} = 2$$

$$A_{fv} = b_w \cdot z = b_w \cdot 0'8 \cdot h \cdot n = 0,032 \text{ m}^2$$

$$\tan \theta = 1$$

$$K_g = 1,25$$

$$\gamma_{cf} = 1,3$$

$$\sigma_f = 6 \text{ MPa}$$

Resultando:

$$V_{rd,c} = 68,6 \text{ kN}$$

$$V_{rd,f} = 118,2 \text{ kN}$$

$$V_{ed} < V_{rd} = 49 < 186,7 \text{ kN}$$

08- VIGA TRANSVERSAL Tramo intermedio

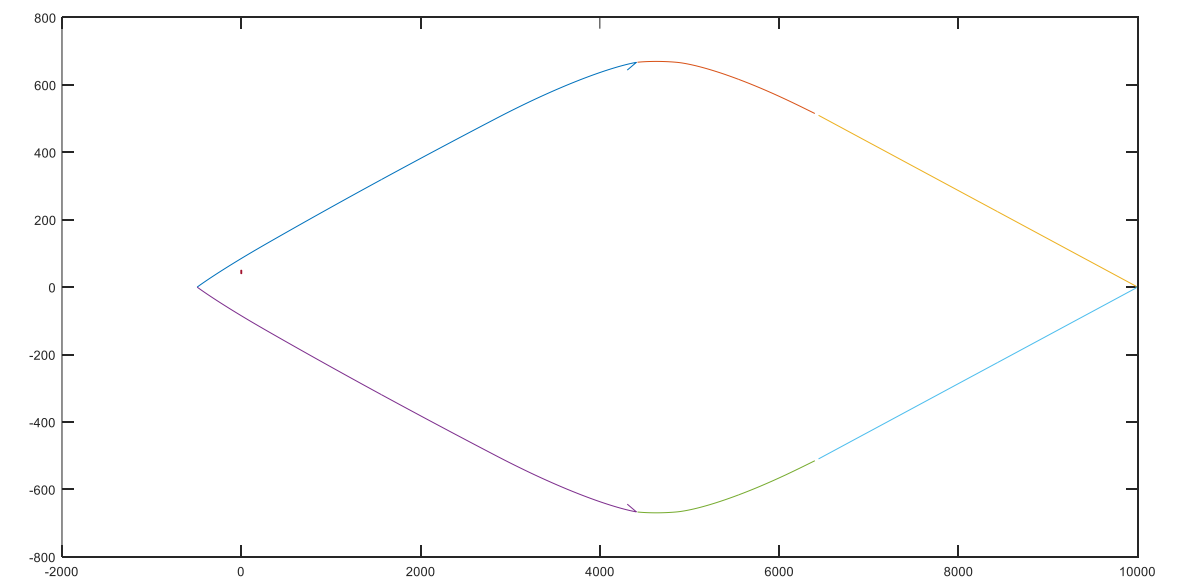


Figura 40 Diagrama interacción N-M ELU de sección 08

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

E En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia es la misma que en la sección tipo 07 por lo que resulta:

$$V_{ed} < V_{rd} = 0 < 186,7 \text{ kN}$$

09- RIOSTRA DEL ARCO Unión

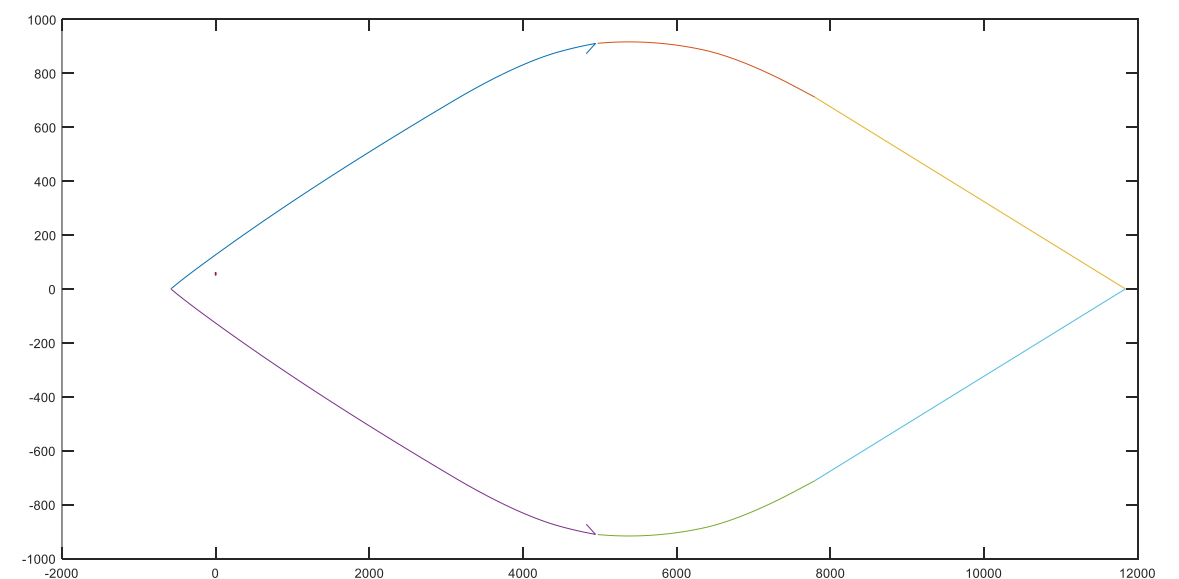


Figura 41 Diagrama interacción N-M ELU de sección 09

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

En el caso de las solicitaciones tangenciales, la resistencia de la sección de unión de la riostra del arco se obtiene considerando la resistencia a cortante de las almas de la sección, resultando:

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,f}$$

$$V_{rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot b_w \cdot 0,875 \cdot h \cdot n$$

$$V_{rd,f} = \frac{A_{fv}}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{K_g \cdot \gamma_{cf}} \cdot \sigma_f$$

Donde:

$$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E = 1,5$$

$$k = 1$$

$$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,05 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$n^{\circ} \text{ de almas} = 2$$

$$A_{fv} = b_w \cdot z = b_w \cdot 0'8 \cdot h \cdot n = 0,032 \text{ m}^2$$

$$\tan \theta = 1$$

$$K_g = 1,25$$

$$\gamma_{cf} = 1,3$$

$$\sigma_f = 6 \text{ MPa}$$

Resultando:

$$V_{rd,c} = 68,6 \text{ kN}$$

$$V_{rd,f} = 118,2 \text{ kN}$$

$$V_{ed} < V_{rd} = 12 < 186,7 \text{ kN}$$

10- PÉNDOLA Unión superior

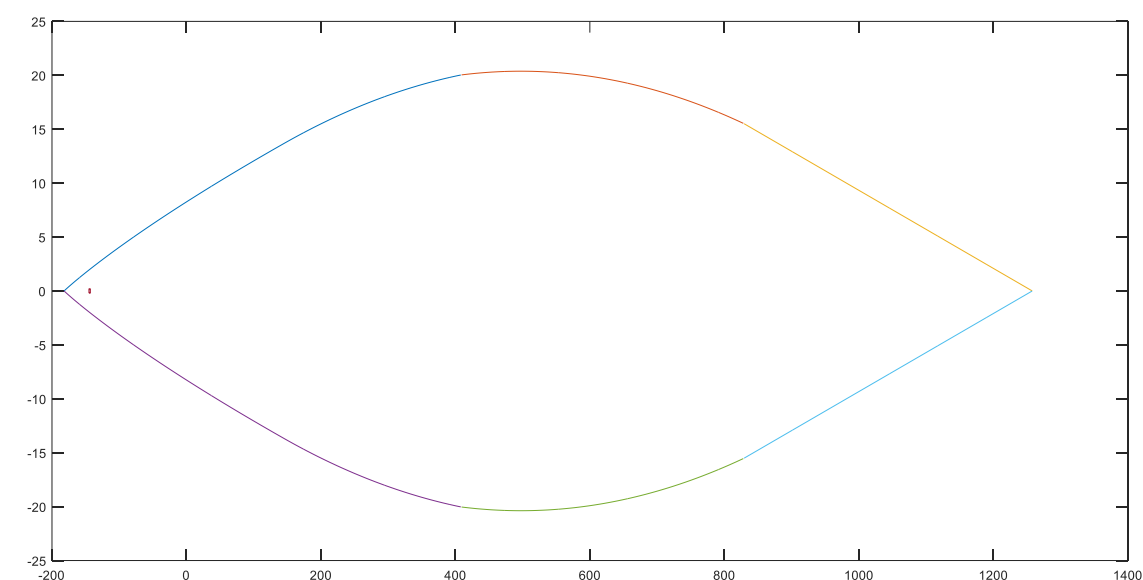


Figura 42 Diagrama interacción N-M ELU de sección 10

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

11- PÉNDOLA Unión inferior

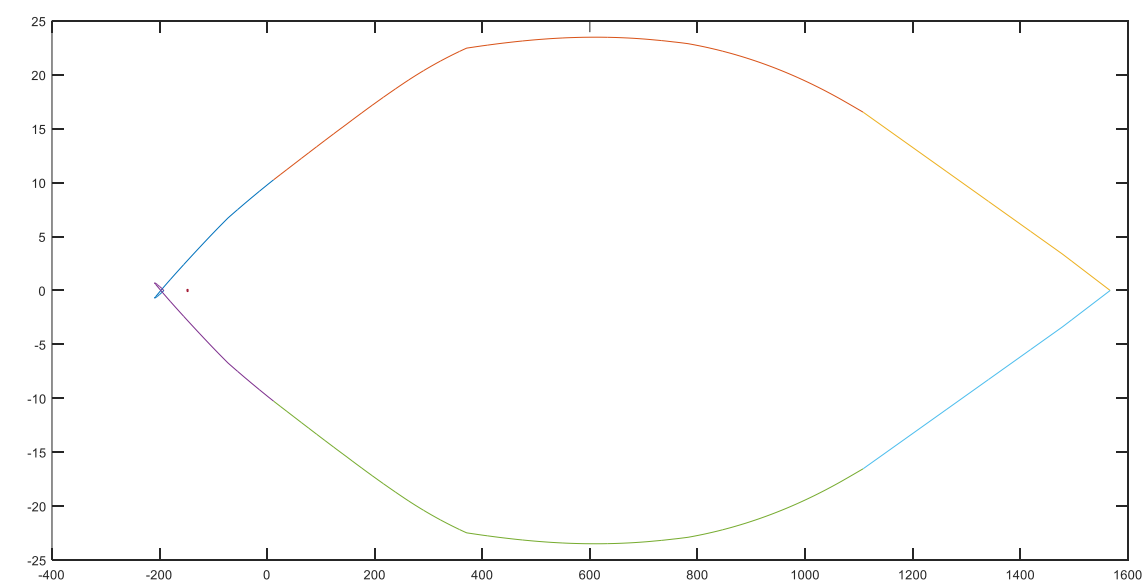


Figura 43 Diagrama interacción N-M ELU de sección 11

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

12- PÉNDOLA Tramo intermedio (tracción)

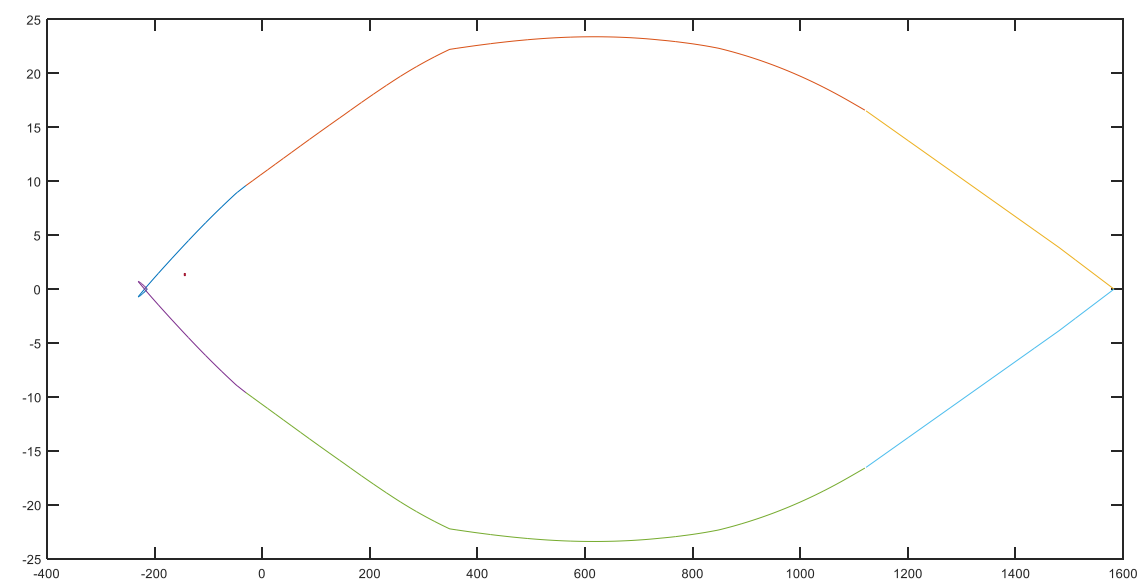


Figura 44 Diagrama interacción N-M ELU de sección 12

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

13- PÉNDOLA Tramo intermedio (compresión)

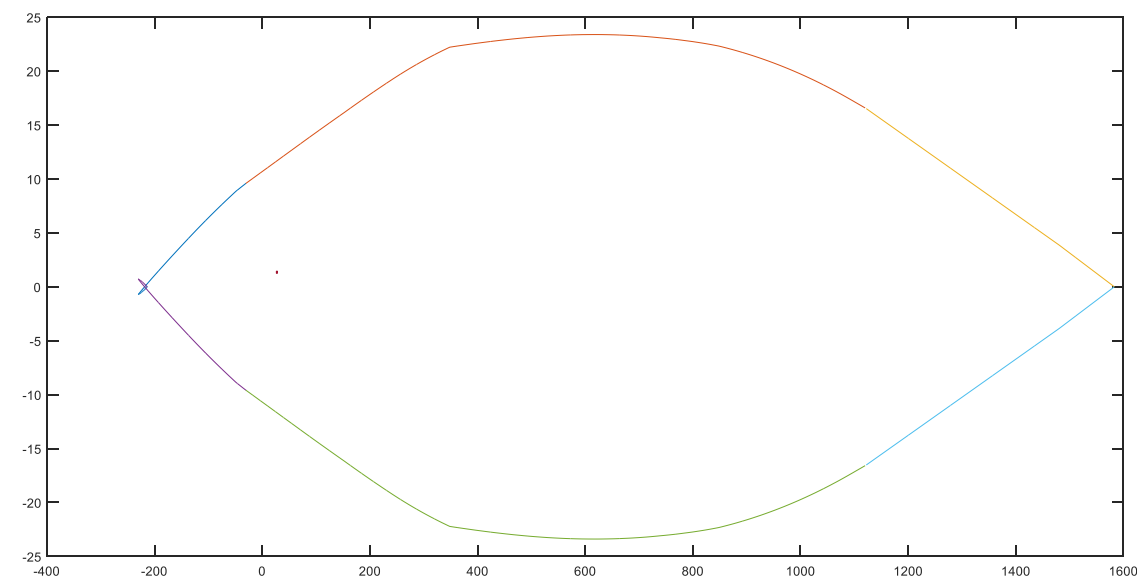


Figura 45 Diagrama interacción N-M ELU de sección 14

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

14- LOSA DE PISO

Tal y como se recoge en el apartado XX, en ninguna de las combinaciones estudiadas se supera la resistencia a flexotracción del UHPFRC, por lo que asegura la capacidad de la losa de piso para resistir las acciones que la solicitan.

Además, se comprueba que bajo ninguna de las combinaciones de acciones se produce el levantamiento de la losa de piso, por lo que la unión entre ella y la viga transversal no requiere una comprobación específica.

3.5.1.4.- Comprobación frente a pandeo global de la estructura

Para comprobar la resistencia de la pasarela frente al pandeo global de la misma se realiza un análisis tipo Buckling en el programa informático SAP2000. Este tipo de cálculo permite determinar el factor por el que hay que multiplicar un patrón de cargas (en este caso la combinación de acciones denominada ELU-PANDEO) para producir el pandeo de la estructura. Este cálculo se basa en el problema de valores y vectores propios, lo que quiere decir que los modos de pandeo y la carga crítica dependen del patrón de cargas a partir del cual se determinen.

A continuación se muestran los resultados para los tres primeros modos de pandeo:

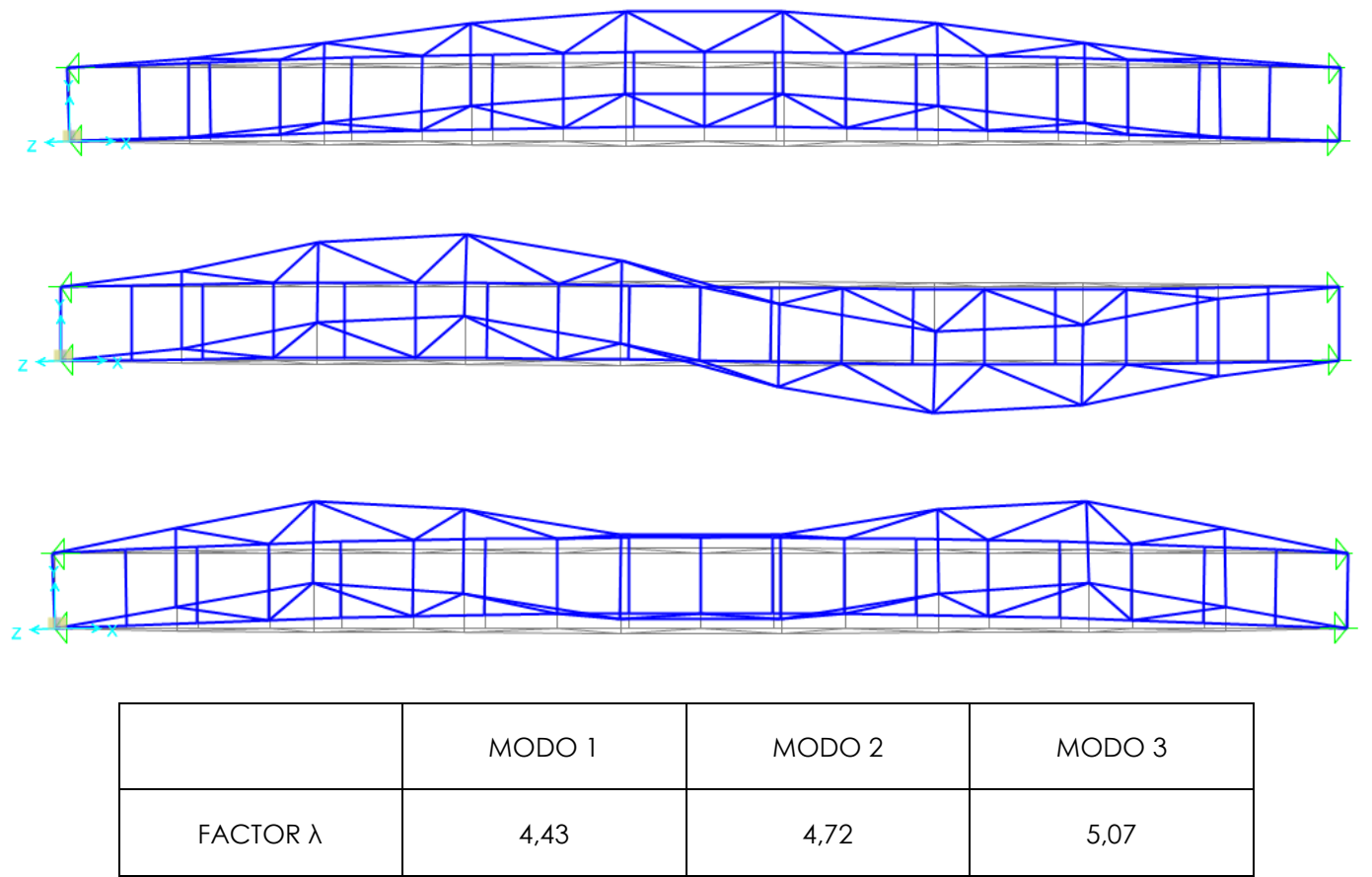


Figura 46 Resultados del análisis de pandeo global: modos de pandeo y factor λ

Para estudiar la sensibilidad de la carga crítica de la estructura, se realiza un estudio de la misma en función de la imperfección inicial de construcción del arco fuera de su plano vertical. Estas imperfecciones, que se detallan en el apartado de cálculo no-lineal geométrico, corresponden con las formas modales asociadas a los primeros modos de pandeo observados. Dichos modos han sido idénticos en todos los casos estudiados, siendo la carga crítica de pandeo prácticamente independiente de las imperfecciones iniciales anteriores.

3.5.1.5.- Comprobación frente a pandeo local de los elementos del arco

Para comprobar la necesidad de considerar los efectos de segundo orden en los elementos aislados que forman el arco se recurre al artículo 43.1.2 de la EHE-08. En dicho artículo se indica que los efectos de segundo orden en elementos aislados pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una pérdida de capacidad portante del elemento del 10% respecto de un elemento no esbelto. La esbeltez límite λ_{inf} puede aproximarse mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_2}{e_1} - 1 \right)^2 \right]} < 100$$

Donde para la inestabilidad en el plano del arco:

$$v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} = \frac{2334}{0,1 \cdot 100000} = 0,2334$$

$$e_2 = \frac{M_{d,max}}{N_d} = \frac{64}{2334} = 0,0274$$

$$e_1 = \frac{M_{d,min}}{N_d} = \frac{-5}{2334} = -0,0021$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$C = 0,2$$

Resultando, para el caso más desfavorable (elemento biapoyado):

$$\lambda_{3-3} = \frac{\beta \cdot L}{i_{3-3}} = \frac{1 \cdot 6,67}{0,139} = 47,99$$

$$\lambda_{inf,3-3} = 94,19$$

$$\lambda_{2-2} < \lambda_{inf,3-3} = 47,99 < 94,19$$

Y donde para la inestabilidad fuera del arco:

$$v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} = \frac{2334}{0,1 \cdot 100000} = 0,2334$$

$$e_2 = \frac{M_{d,max}}{N_d} = \frac{82}{2334} = 0,0261$$

$$e_1 = \frac{M_{d,min}}{N_d} = \frac{-61}{2334} = -0,0351$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$C = 0,2$$

Resultando, para el caso más desfavorable (elemento biapoyado):

$$\lambda_{2-2} = \frac{\beta \cdot L}{i_{2-2}} = \frac{1 \cdot 6,67}{0,1297} = 51,71$$

$$\lambda_{inf,2-2} = 121,54 > 100 = 100$$

$$\lambda_{2-2} < \lambda_{inf,2-2} = 51,71 < 100$$

Quedando descartada la necesidad de evaluar los efectos de segundo orden en los elementos aislados del arco.

3.5.1.6.- Análisis cinemáticamente no-lineal

Las normativas de estructuras de hormigón hablan de la necesidad de realizar un análisis cinemáticamente no-lineal de la estructura en aquellos casos donde sea relevante el efecto de las imperfecciones geométricas. Así, la EHE-08 indica en su artículo 19.1 lo siguiente: "En general, las condiciones de equilibrio se formularán para la geometría original de la estructura sin deformar. Para estructuras esbeltas, el equilibrio se comprobará para la configuración deformada (teoría de 2º orden)". Por otro lado, el EC-2 indica en su artículo 5.1.4 (1) lo siguiente: "Se deben tener en cuenta efectos de segundo orden, si pueden afectar a la estabilidad general de la estructura de manera significativa, y para cumplir el estado límite último en secciones críticas".

Estos aspectos están muy relacionados con la tradicional clasificación de las estructuras en traslacionales o intraslacionales. En estas últimas, no resulta necesario realizar la comprobación del pandeo global de la estructura, siendo por tanto despreciable el efecto de las imperfecciones geométricas (aunque la estructura sea globalmente intraslacional, puede producirse la inestabilidad de algún elemento aislado, motivo por el cual se ha realizado la comprobación pertinente en el apartado anterior). Sin embargo, en las estructuras traslacionales sí que es necesario llevar a cabo un análisis cinemáticamente no-lineal que tenga en cuenta los efectos de segundo orden amplificados por las imperfecciones.

Como se ha indicado en otros capítulos, la pasarela objeto de este proyecto constituye una estructura esbelta, con una geometría más propia del acero que del hormigón convencional. Por tanto, en algunos aspectos es habitual recurrir a las normativas y recomendaciones relativas al acero estructura. Por ejemplo, a la hora de clasificar la estructura como traslacional o intraslacional se acude al artículo 23.2 de la EAE-11 o al artículo 5.2.1 (3) del EC-3, en los cuales se recoge que pueden considerarse intraslacionales las estructuras que cumplan lo siguiente:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} > 10$$

Siendo α_{cr} el coeficiente amplificación por el que debe multiplicarse la configuración de cargas de cálculo para provocar la inestabilidad elástica según el modo de pandeo global considerado. Este coeficiente se ha determinado anteriormente en el apartado 3.5.1.4 y corresponde al factor λ resultado del cálculo Buckling realizado con SAP2000. Como se observa en la figura 46, el factor de carga crítica de pandeo es menor que 10 por lo que la pasarela debe considerarse una estructura traslacional y por tanto debe realizarse un análisis cinemáticamente no-lineal que incorpore las imperfecciones geométricas.

Respecto a las imperfecciones, el artículo 19.2.2 de la EHE-08 indica lo siguiente: "En los casos en los que resulte significativo el efecto de las imperfecciones geométricas, éstas se tendrán en cuenta para la evaluación del efecto de las acciones sobre la estructura". Por otro lado, el artículo 5.2 del EC-2 establece que: "(1) Se deben tener en cuenta los efectos desfavorables de posibles desviaciones en la geometría de la estructura y en la posición de las cargas en el cálculo de elementos y estructuras. (2) Se deben tener en cuenta las imperfecciones en estados límite últimos en las situaciones de proyecto persistente y accidental. (3) No es necesario considerar las imperfecciones para estados límite de servicio".

En el caso concreto de los puentes arco, el artículo 5.2 del EC-2 Parte 2: "Puentes de hormigón" establece que: "Las imperfecciones en los planos horizontal y vertical se deben basar en los primeros modos de pandeo horizontal y vertical" y que "la forma de cada modo se puede modelizar mediante una función sinusoidal", no indicando nada más al respecto.

Nuevamente es necesario recurrir a la EAE-11 donde sí que se establecen unos valores claros y definidos de imperfección geométrica a considerar. Así, en su artículo 22.3.4 establece que en el caso del pandeo en el plano del arco, debe considerarse una imperfección geométrica afín a una onda sinusoidal de dos nodos, con una amplitud igual a $L/600$. Para el caso del pandeo fuera del arco indica que debe considerarse una imperfección afín a una onda sinusoidal de un nodo y amplitud igual a $L_0/300$, donde L_0 es una longitud minorada para puentes de más de 20 m de luz.

Las imperfecciones geométricas se introducen en el modelo modificando la coordenada de los puntos con los valores que se muestran a continuación:

IMPERFECCIÓN GEOMÉTRICA			
EN EL PLANO DEL ARCO		FUERA DEL PLANO DEL ARCO	
X (m)	Z (cm)	X (m)	Y (cm)
0	0	0	0
6,67	3,76	6,67	-6,43
13,34	7,07	13,34	-9,85
20	9,53	20	-8,65
26,67	10,83	26,67	-3,41
33,34	10,83	33,34	3,41
40	9,53	40	8,65
46,67	7,07	46,67	9,85
53,34	3,76	53,34	6,43
60	0	60	0

Tabla 14 Imperfecciones geométricas globales introducidas en el modelo

Tras introducir las imperfecciones en el modelo, se realiza un análisis no-lineal tipo P-Delta en SAP2000 cuyos resultados más significativos se muestran en la siguiente tabla:

	EN EL PLANO DEL ARCO		FUERA DEL PLANO DEL ARCO	
SECCIÓN	M _{3-3,d} (kN·m)	M _{2-2,d} (kN·m)	M _{3-3,d} (kN·m)	M _{2-2,d} (kN·m)
ARCO-01	10,17	15	11,23	23
ARCO-02	17,44	27,31	18,99	40,18
ARCO-03	69,42	-36,32	71,15	45,71
RIOSTRA-09	14,32	64,42	15,16	80,27

Tabla 15 Resultados significativos análisis cinemáticamente no-lineal

Como se observa, la pasarela es mucho más sensible a las imperfecciones geométricas fuera del plano del arco que en el plano del arco, resultado lógico dado que los principales modos de pandeo obtenidos se producen fuera de dicho plano. Los momentos flectores M₃₋₃ prácticamente no se ven afectados tras realizar el cálculo no-lineal. Sin embargo, en los momentos flectores M₂₋₂ se produce un incremento muy significativo de esfuerzos, que reafirma la necesidad de realizar este tipo de cálculos en estructuras esbeltas como la que ocupa este proyecto.

En cuanto a la importancia del incremento de esfuerzos, si se observan los diagramas de interacción N-M obtenidos en el apartado 3.5.1.3 para los elementos del arco, se comprueba como su capacidad supera muy ampliamente los nuevos requerimientos. Sin embargo, en el caso de la riostra, se observa cómo frente a las solicitaciones iniciales su comportamiento ya estaba cercano a la rotura, puesto que no cuenta con el aspecto beneficioso de la compresión. Este hecho requiere que se analice de nuevo la sección de unión de la riostra frente a las nuevas solicitaciones, mostrándose a continuación el resultado:

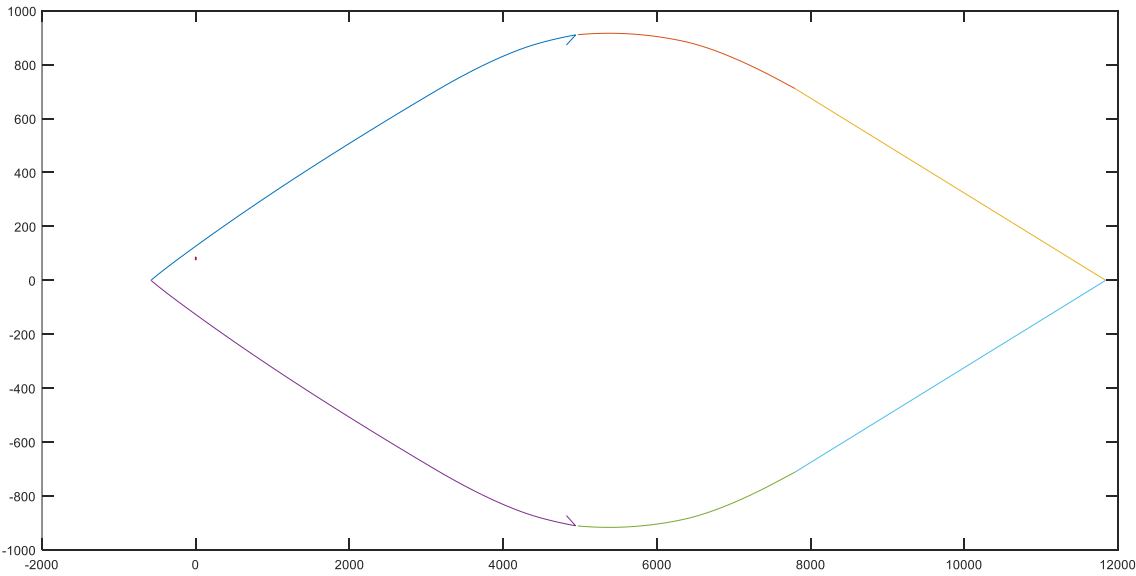


Figura 47 Diagrama interacción N-M ELU P-DELTA Global de sección 09

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, la nueva sección en cuestión es capaz de resistir los esfuerzos normales que la solicitan.

3.5.1.7.- Análisis de estabilidad de las péndolas comprimidas

Una de las principales limitaciones de la disposición de péndolas tipo Nielsen en estructuras ligeras como pasarelas es que, bajo configuraciones de sobrecarga de uso asimétricas, algunas péndolas entran en compresión. En pasarelas convencionales, donde se suelen utilizar cables de acero como péndolas, la entrada en compresión de alguna de las péndolas origina que dejen de trabajar, cambiando el comportamiento resistente de la pasarela e imponiendo importantes limitaciones en la fase de diseño. Una primera solución al problema sería disponer perfiles tubulares en vez de cables, con tal de aumentar la rigidez axil, pero aun así habría limitaciones en cuanto al pandeo de los perfiles.

En la pasarela objeto de este proyecto, la utilización de elementos de gran rigidez axil como son las secciones rectangulares macizas de hormigón origina que, aunque se produzca la entrada en compresión de las péndolas, el funcionamiento resistente de la pasarela no se ve alterado, no suponiendo por tanto ninguna limitación de cara al dimensionamiento global de la pasarela. Sin embargo, si bien es prácticamente imposible el pandeo de un soporte convencional de hormigón armado, la elevada esbeltez de las péndolas obliga a una comprobación en profundidad de la estabilidad de las mismas.

En primer lugar, se estudia la posibilidad del pandeo de las péndolas, si bien como se ha comentado es muy poco probable. Para ello, se realiza un análisis tipo Buckling en el programa informático SAP2000, cuyos detalles se han expuesto al analizar el pandeo global del arco. Evaluando la péndola más desfavorable, de sección cuadrada de 0,12x0,12 m y 6,67 m de longitud, se obtiene teóricamente lo siguiente:

$$\lambda = \frac{N_{cr}}{N_{ed}} = \frac{184}{27} = 6,41$$

Tras realizar el análisis tipo Buckling, se obtiene el mismo resultado, lo que confirma que bajo las cargas actuantes no se produce el pandeo de las péndolas.

Sin embargo, que se haya comprobado que no se produce el pandeo de las péndolas no implica que éstas sean estables, pues puede producirse la inestabilidad por efectos de 2º orden. Si se recuerda lo expuesto en el apartado de análisis cinemáticamente no-lineal sobre las estructuras traslacionales e intranslacionales, en aquellas estructuras donde la relación entre la carga crítica de pandeo y la carga actuante sea menor que 10 deben evaluarse los efectos de 2º orden. Esto implica la péndola será estable si se dimensiona su armadura de modo que resista los siguientes esfuerzos:

$$N = N_d$$

$$M = N_d \cdot e_{tot} = N_d \cdot (e_1 + e_2)$$

Donde e_1 es la excentricidad equivalente de 1º orden (imperfección geométrica + M_{1d}/N_d) y e_2 es una excentricidad ficticia que representa los efectos de 2º orden.

Para soportes cuya esbeltez mecánica será inferior a 100, la EHE-08 propone en su artículo 43.5 un método aproximado para la obtención de la excentricidad e_2 , la cual se describe del siguiente modo: "La excentricidad e_2 no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que sumada a la excentricidad equivalente de primer orden e_1 , tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado". Sin embargo, la esbeltez mecánica de la péndola más desfavorable es de 192,77 por lo que este método aproximado no es de aplicación. En ese caso, se indica que para soportes con esbeltez mecánica comprendida entre 100 y 200 deberá aplicarse el método general establecido en el artículo 43.2, el cual indica que deberá realizarse un análisis de la estructura teniendo en cuenta las no linealidades geométricas y mecánicas.

De este modo, pueden evaluarse los efectos de 2º orden mediante un análisis cinemáticamente no-lineal tipo P-Delta en SAP2000, siempre y cuando se asegure que bajo los esfuerzos actuantes la péndola se encuentre en régimen elástico lineal. Para ello, en primer lugar, deben introducirse las imperfecciones geométricas de las péndolas en el modelo. Respecto al valor que deben tener dichas imperfecciones, se siguen los criterios del artículo 22.3.2 de la EAE-11, pues resultan más restrictivos que el habitual $h/20$ de la EHE-08. En concreto, la EAE establece una imperfección geométrica que convierta la directriz de la pieza en una parábola de 2º grado, con un valor máximo en el centro de $L/200$.

Para realizar este cálculo se sigue la metodología descrita por Casanova (2015), donde se indica que a diferencia del análisis cinemática no-lineal global de la estructura, donde se introdujeron las imperfecciones directamente modificando la geometría y originando un nuevo modelo, dada la dificultad que supondría introducir una imperfección parabólica de manera continua en un elemento se sustituye la imperfección por un sistema de fuerzas autoequilibrado que la representa. El efecto combinado del axil N_d y la imperfección es originar una ley parabólica de momentos flectores, de valor máximo $N_d \cdot e_0$ en centro luz, por lo que debe buscarse una fuerza que origine esa misma ley parabólica. Por tanto, deberá disponerse una carga repartida de valor:

$$q = \frac{8 \cdot N_d \cdot e_0}{L^2} = \frac{8 \cdot N_d \cdot L/200}{L^2} = \frac{Nd}{25 \cdot L}$$

Además, para que dicho sistema sea realmente autoestable, deberán introducirse las reacciones que originaría dicha carga repartida en los extremos de las péndolas mediante fuerzas puntuales exteriores.

Nótese que el sistema de fuerzas autoestable introducido se ha obtenido para que produzca los mismos momentos flectores que originaría la imperfección, pero no la misma flecha. A efectos de analizar los efectos de 2º orden, el procedimiento adoptado es el correcto.

A efectos de comprobación de los resultados obtenidos, debe indicarse que la solución analítica de este problema determina que el efecto de la imperfección, supuesta como sinusoidal, es multiplicar la ley de momentos flectores de 1º orden por un factor de amplificación Φ igual a:

$$\Phi = \frac{1}{1 - \rho} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Para el caso de la péndola más desfavorable se obtiene:

$$M_1 = 2,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = \frac{1}{1 - \rho} = \frac{1}{1 - \frac{27}{184}} = 1,172$$

$$M_{tot,teórico} = M_1 \cdot \Phi = 2,28 \cdot 1,172 = 2,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tot,SAP200} = 2,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La gran exactitud del procedimiento adoptado se comprueba con el resto de péndolas, donde los esfuerzos de 2º orden obtenidos mediante el programa informático corresponden prácticamente con exactitud a los que se obtendrían aplicando la solución teórica en función del axil y el axil crítico de cada elemento.

Bajo esas sollicitaciones, la fibra más traccionada de la péndola más desfavorable, asumiendo un comportamiento elástico lineal es de:

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2} = \left(\frac{27}{0,0225} - \frac{2,69}{1,728 \cdot 10^{-5}} \cdot 0,06 \right) \cdot \frac{1}{1000} = 8,1 \text{ MPa}$$

Como se comprueba, tanto la péndola más desfavorable como el resto de péndolas se encuentra trabajando en régimen elástico lineal bajo la sollicitación de compresión, por lo que se verifica la validez del cálculo realizado

La siguiente figura representa el diagrama de interacción N-M de la sección intermedia de la péndola más desfavorable.

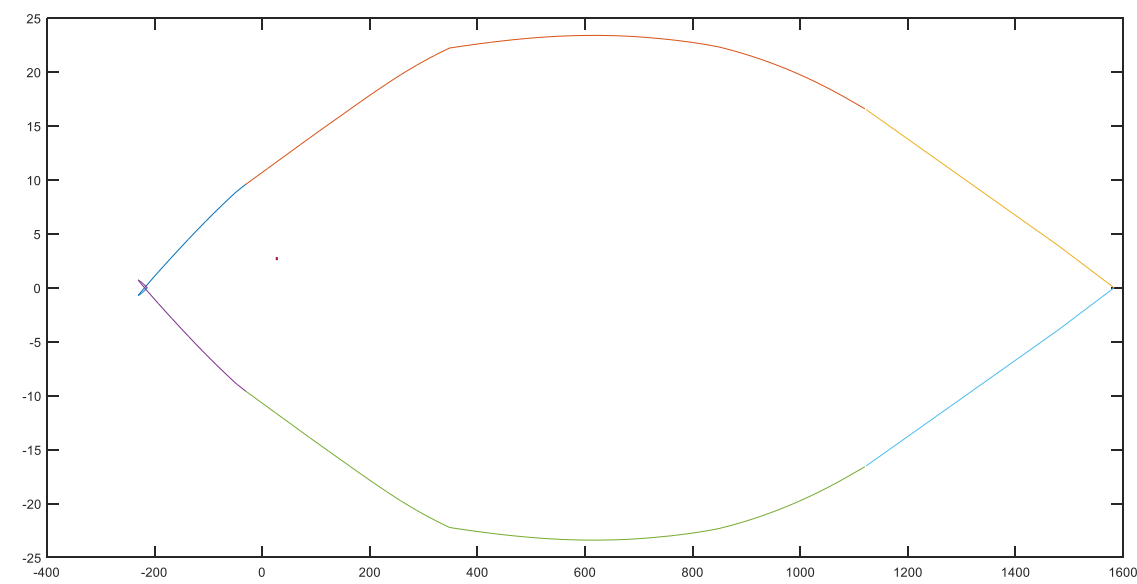


Figura 48 Diagrama interacción N-M ELU P-DELTA Global de sección 14

Como se observa, la sección es capaz de resistir holgadamente los efectos de 2º orden, por lo que puede confirmarse que no se produce la inestabilidad de las péndolas bajo la combinación de cargas que produce su entrada en compresión.

3.5.2.- Estado Límite Último de Equilibrio

Las reacciones obtenidas tras evaluar la hipótesis de combinación de acciones ELU-EQU reflejan que ante dicha solicitud no se produce el vuelco de la pasarela. Los valores de las reacciones se recogen en la siguiente tabla:

REACCIÓN RZ			
APOYO 1A	APOYO 2A	APOYO 1B	APOYO 2B
49,88	49,88	286,71	286,71

Tabla 16 Reacciones que se producen bajo la hipótesis de combinación de acciones ELU-EQU

3.6.- Estados Límite de Servicio (ELS)

3.6.1.- Estado Límite de Servicio de Tensiones

3.6.1.1.- Procedimiento de comprobación

El procedimiento de comprobación de tensiones en servicio de elementos de hormigón convencional suele basarse inicialmente en un cálculo seccional elástico y lineal en el que se limita la máxima tensión de compresión en el hormigón al 60% de su resistencia característica a compresión y la máxima tensión de tracción a la resistencia característica a tracción. En caso de que la sección fisure, se realiza un cálculo en hipótesis de sección fisurada y se limita la máxima abertura de fisura en la fibra más traccionada al valor indicado en la normativa según el ambiente (o bien se limita la máxima tensión de tracción en dicha fibra para que incluso no se produzca la descompresión de la sección).

Cuando se trata de la verificación en servicio de elementos de UHPFRC, si bien podría realizarse el mismo tipo de cálculo seccional elástico lineal mediante superposición de tensiones inicialmente o en hipótesis de sección fisurada en caso de ser necesario, la experiencia con este material indica que debe modificarse el procedimiento de comprobación para aprovechar al máximo todas sus posibilidades.

Como se recoge detalladamente en el Apartado 2.3.7: “Materiales”, el comportamiento a tracción del UHPFRC cuenta con una primera rama elástica en la que no tienen lugar cambios microestructurales durante la deformación y se puede considerar el material elástico lineal con el módulo de elasticidad obtenido en compresión. Es al final de esta rama cuando se alcanza prácticamente la máxima tensión de tracción en el material, pero con una deformación muy pequeña. A continuación, el material experimenta un endurecimiento por deformación. Según se extrae de López Martínez (2012):

“El final del régimen elástico coincide con la aparición de la primera microfisura en la fibra más traccionada. Con el incremento de las deformaciones más allá del nivel elástico, la tensión de tracción aumenta a un nivel no tan alto como lo hace en la rama elástica, o incluso llega a permanecer constante sin que haya un endurecimiento apreciable. El alto incremento de las deformaciones que caracterizan esta fase se debe a la formación de un alto número de microfisuras, de magnitud de micras. El proceso de microfisuración está constituido por gran cantidad de fisuras muy juntas entre ellas y cosidas por las fibras. En el caso de utilizar el UHPFRC con piezas armadas, la fase de endurecimiento tiene un papel muy importante en el ELS de los elementos diseñados. Cuando el UHPC alcanza la deformación asociada a la tensión máxima, aproximadamente al 3 por mil, las armaduras B500SD comienzan su proceso de plastificación. La multifisuración del UHPC hace que hasta este nivel de deformación no aparezca ningún tipo de fisura visible en el material y por tanto, no es hasta el punto en el que las armaduras han plastificado hasta que comienza a abrirse una fisura. Por tanto, con el UHPFRC se consigue acercar el ELS al ELU”.

Como se ha comentado en otros apartados, una de las principales ventajas competitivas del UHPFRC frente a otros materiales como el acero es su excelente durabilidad. Esa durabilidad viene supeditada a la no aparición de fisuras de tamaño considerable (lo que comúnmente se conoce como macrofisuración). Según se concluye al analizar el comportamiento a tracción del material, hasta el final de la rama de endurecimiento por deformación, aproximadamente al 3 por mil de deformación, no se produce dicha macrofisura. Las microfisuras que se producen desde el final de la rama elástica hasta dicha deformación se encuentran en su totalidad cosidas por las fibras y tienen un tamaño de micras, por lo que no tienen relevancia de cara a la durabilidad del elemento.

Por tanto, para aprovechar al máximo las ventajas que ofrece el comportamiento en servicio del UHPFRC, debe realizarse un procedimiento de comprobación que permita incorporar comportamiento no lineal del material. Para ello, se aprovecha la HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL, adaptando los pivotes y los dominios de deformación, de modo que se limite la máxima tensión de compresión en la sección al 60% de la resistencia característica y la máxima deformación tracción en la sección, de modo conservador, al 1,5 por mil (o incluso a un valor nulo para el caso de secciones de unión). En el caso de elementos pretensados se plantean dos fases de comprobación: una relativa al momento de transferencia del pretensado, con comportamiento característico del hormigón a 7 días, pretensado como fuerza externa y pérdidas instantáneas y otra relativa a la fase de servicio, con comportamiento característico del hormigón a 28 días, pretensado como fuerza interna y pérdidas totales.

3.6.1.2.- Esfuerzos de cálculo

TRANSFERENCIA DEL PRETENSADO			
SECCIÓN	$P_{k,sup}$ (kN)	$M_{3-3,d}$ (kN·m)	$M_{2-2,d}$ (kN·m)
ARCO-01	515	0	0
ARCO-02	515	0	0
ARCO-03	515	0	0
VIGA LONG-04	3089	0	0
VIGA LONG-05	3089	0	0
VIGA LONG-06	3089	0	0
VIGA TRANS-07	-	-	-
VIGA TRANS-08	-	-	-
RIOSTRA-09	-	-	-
PÉNDOLA-10	-	-	-
PÉNDOLA-11	-	-	-
PÉNDOLA-12	-	-	-
PÉNDOLA-13	-	-	-

Tabla 17 Fuerza de pretensado $P_{k,sup}$ tras pérdidas instantáneas en secciones críticas

NOTA: Las comprobaciones tensionales llevadas a cabo en este anejo durante el instante de transferencia corresponden a verificar globalmente que la fuerza de pretensado introducida no supera el 60% de la resistencia a compresión de las secciones. Las comprobaciones tensionales locales correspondientes a cada fase de tesado, en las cuales se verifica que en ninguna operación se produce la fisuración de las secciones se recogen en el Anejo V: “Proceso constructivo”.

ELS K – SC1			
SECCIÓN	N_d (kN)	$M_{3-3,d}$ (kN·m)	$M_{2-2,d}$ (kN·m)
ARCO-01	1490	2	7
ARCO-02	1490	10	12
ARCO-03	1490	56	-28
VIGA LONG-04	-1260	0	10
VIGA LONG-05	-1260	46	16
VIGA LONG-06	-1260	109	-23
VIGA TRANS-07	1,5	0	-34
VIGA TRANS-08	1,5	34	0
RIOSTRA-09	0,7	6	-36
PÉNDOLA-10	-103	0	0
PÉNDOLA-11	-103	0	0
PÉNDOLA-12	-103	1,02	0
PÉNDOLA-13	-	-	-

Tabla 18 Resultados de axiles, momentos flectores M3-3 y momentos flectores M2-2 bajo la combinación ELU-K-SC1 en las secciones de cálculo

ELS K – SC2			
SECCIÓN	N _d (kN)	M _{3-3,d} (kN · m)	M _{2-2,d} (kN · m)
ARCO-01	1270	1	8
ARCO-02	1270	8	14
ARCO-03	1270	38	-30
VIGA LONG-04	-1050	0	11
VIGA LONG-05	-1050	37	17
VIGA LONG-06	-1050	82	-24
VIGA TRANS-07	1,5	0	-31
VIGA TRANS-08	1,5	23	0
RIOSTRA-09	0,7	5	-30
PÉNDOLA-10	-85	0	0
PÉNDOLA-11	-85	0	0
PÉNDOLA-12	-85	1,02	0
PÉNDOLA-13	-	-	-

Tabla 19 Resultados de axiles, momentos flectores M3-3 y momentos flectores M2-2 bajo la combinación ELU-K-SC2 en las secciones de cálculo

ELS K – SC3			
SECCIÓN	N _d (kN)	M _{3-3,d} (kN · m)	M _{2-2,d} (kN · m)
ARCO-01	1280	3	7
ARCO-02	1280	11	12
ARCO-03	1280	56	-27
VIGA LONG-04	-1100	0	10
VIGA LONG-05	-1100	45	17
VIGA LONG-06	-1100	107	-24
VIGA TRANS-07	1,5	0	-33
VIGA TRANS-08	1,5	35	0
RIOSTRA-09	0,7	6	-35
PÉNDOLA-10	-110	0	0
PÉNDOLA-11	-110	0	0
PÉNDOLA-12	-110	1,02	0
PÉNDOLA-13	-20	1,02	0

Tabla 20 Resultados de axiles, momentos flectores M3-3 y momentos flectores M2-2 bajo la combinación ELU-K-SC3 en las secciones de cálculo

ELS LOSA DE PISO					
POSICIÓN SC	1	2	3	4	5
M _{max} (kN · m/m)	3,71	5,51	5,85	5,22	6,60

Tabla 21 Resultados de momentos flectores en losa de piso bajo distintas combinaciones de SC

3.6.1.3.- Comprobaciones tensionales

01- ARCO Unión

TRANSFERENCIA

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

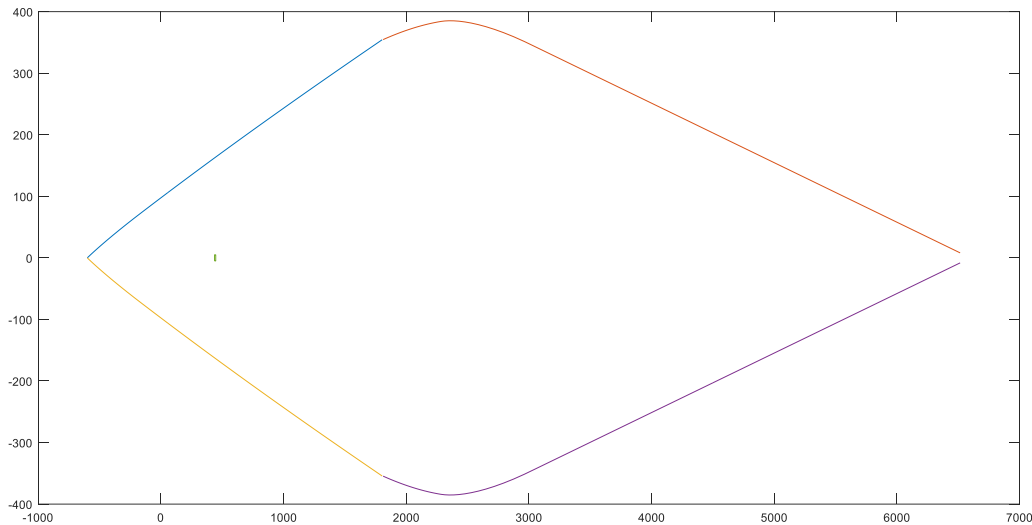


Figura 49 Diagrama interacción N-M Transferencia de sección 01

02- ARCO Tramo intermedio

TRANSFERENCIA

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

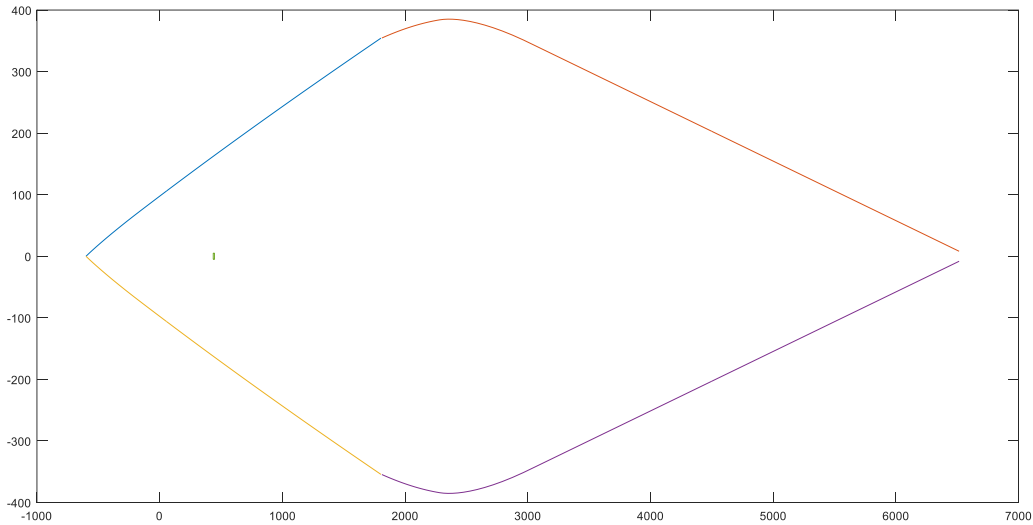


Figura 51 Diagrama interacción N-M Transferencia de sección 02

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: nula

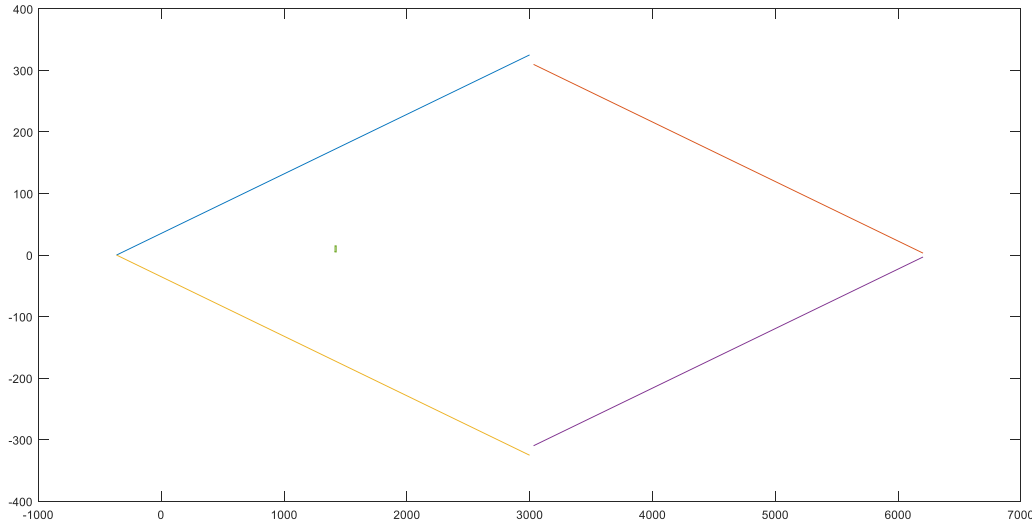


Figura 50 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 01

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

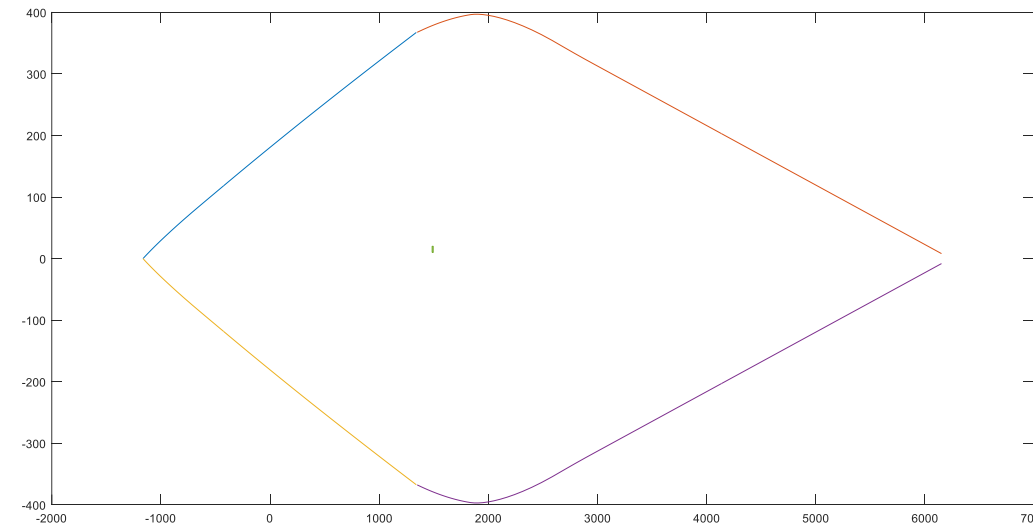


Figura 52 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 02

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

03- ARCO Elemento inicial

TRANSFERENCIA

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

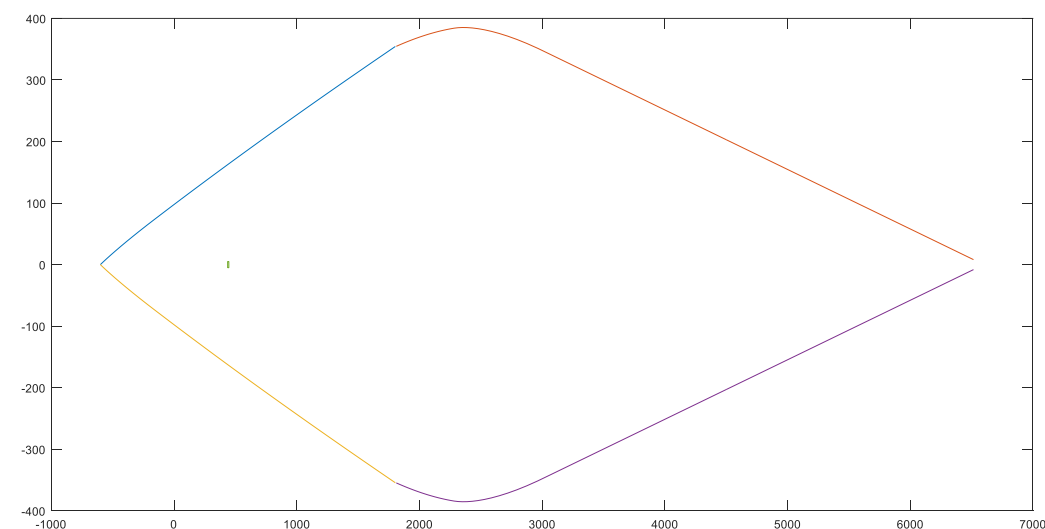


Figura 53 Diagrama interacción N-M Transferencia de sección 03

04- VIGA LONGITUDINAL Unión

TRANSFERENCIA

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

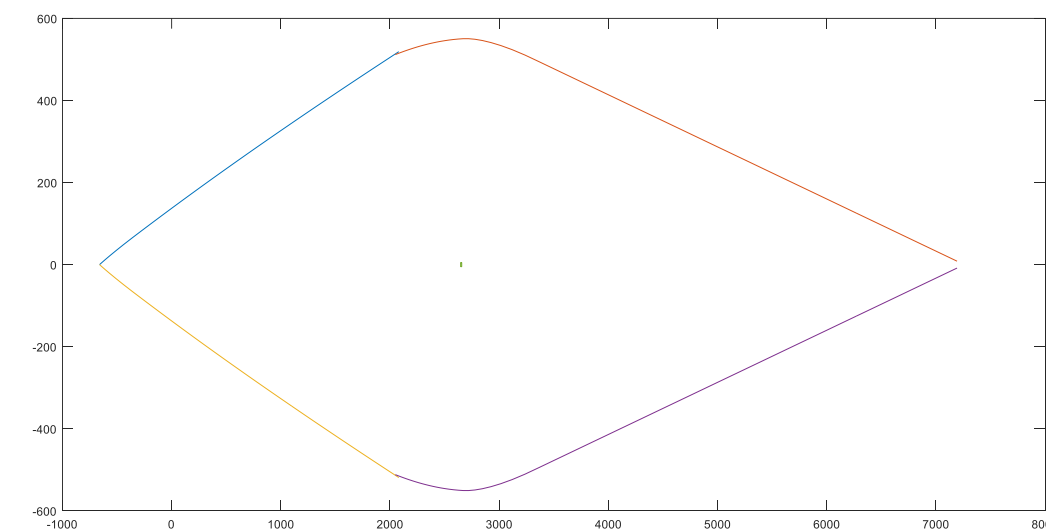


Figura 55 Diagrama interacción N-M Transferencia de sección 04

SERVICIO

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: nula

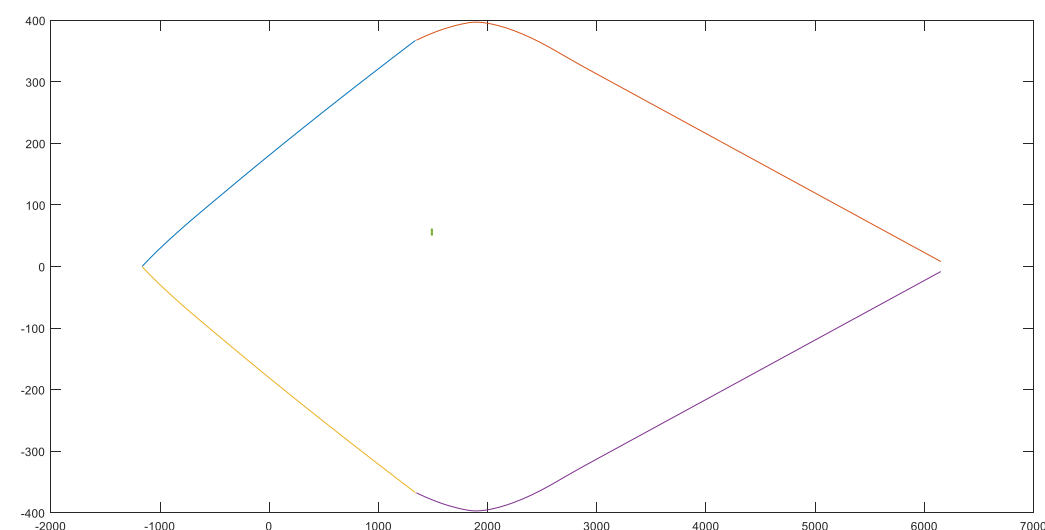


Figura 54 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 03

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

SERVICIO

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: nula

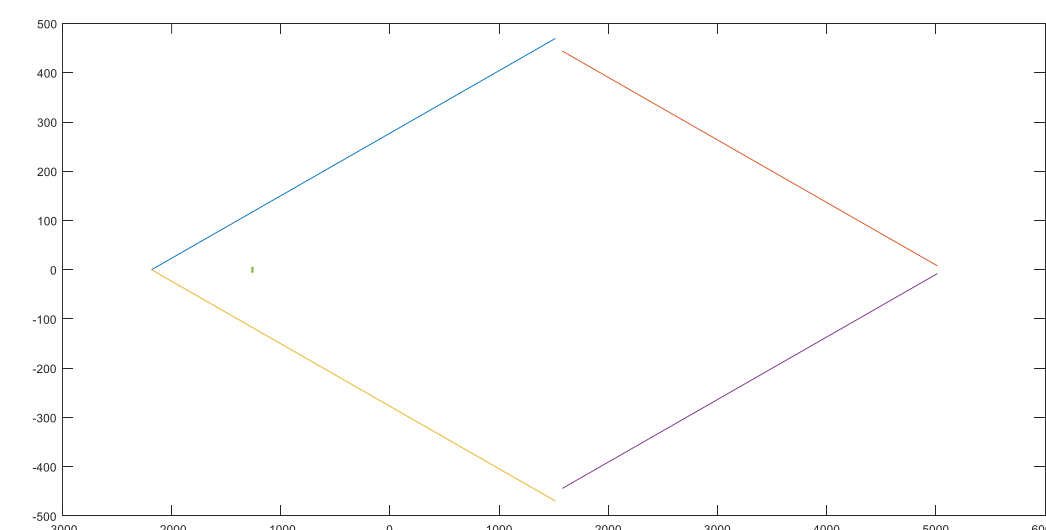


Figura 56 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 04

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

05- VIGA LONGITUDINAL Tramo intermedio

TRANSFERENCIA

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

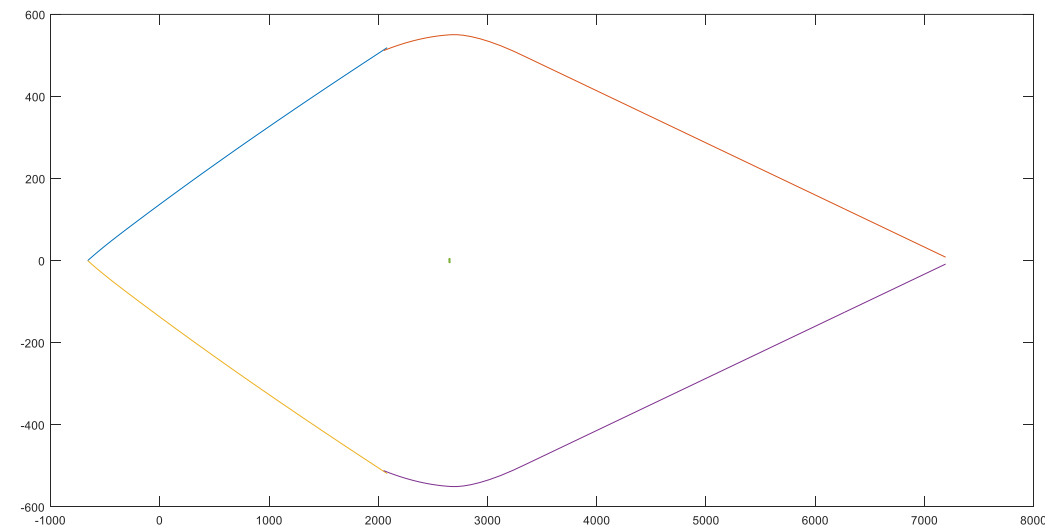


Figura 57 Diagrama interacción N-M Transferencia de sección 05

06- VIGA LONGITUDINAL Elemento inicial

TRANSFERENCIA

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

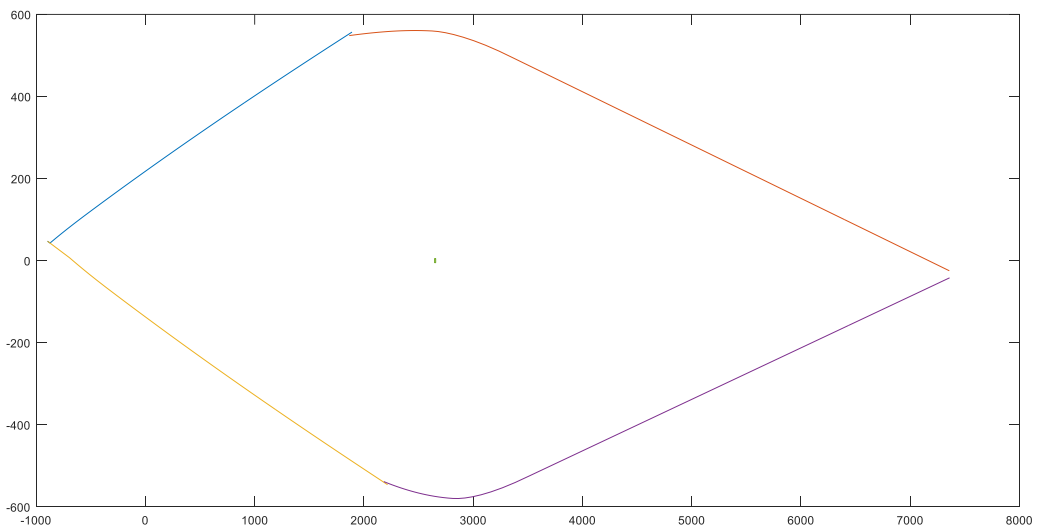


Figura 59 Diagrama interacción N-M Transferencia de sección 06

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

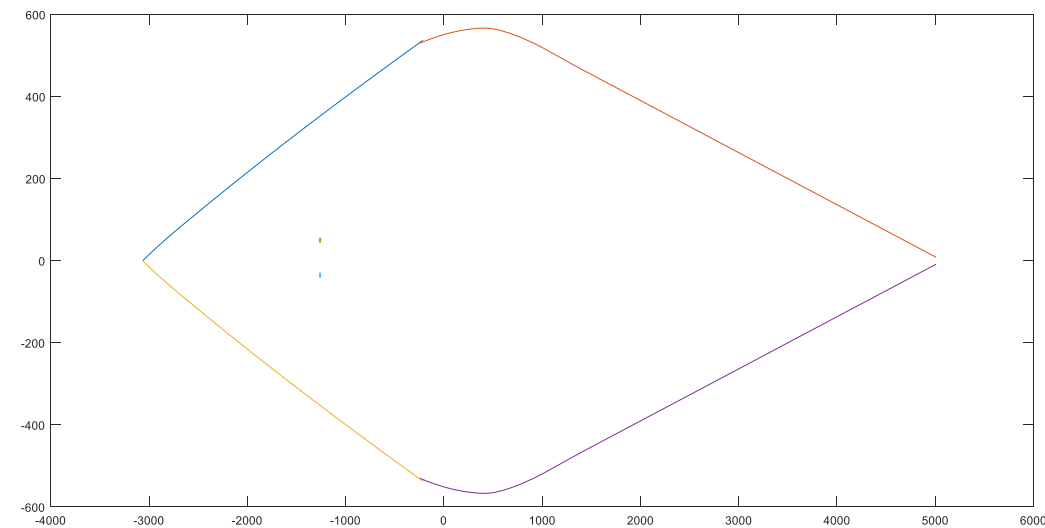


Figura 58 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 05

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

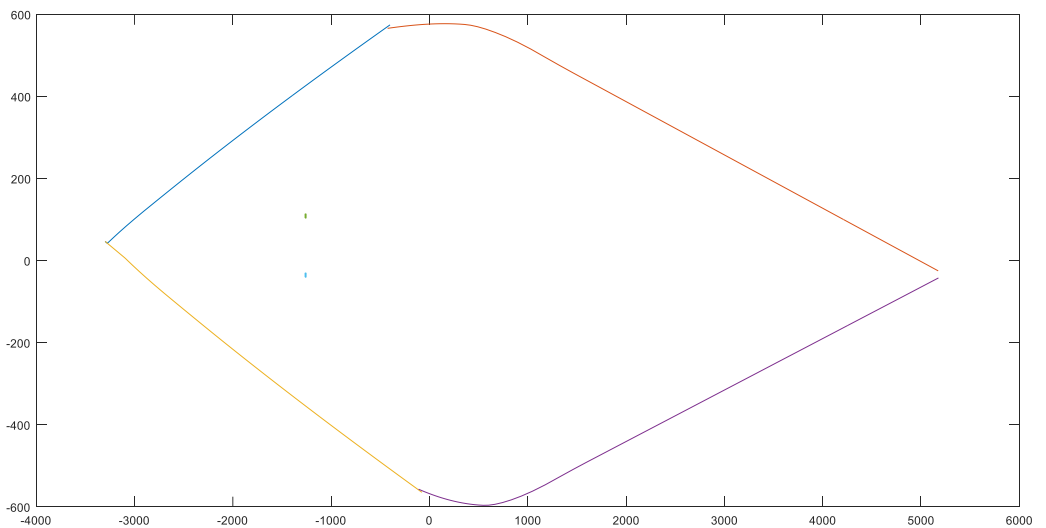


Figura 60 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 06

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

07- VIGA TRANSVERSAL Unión

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

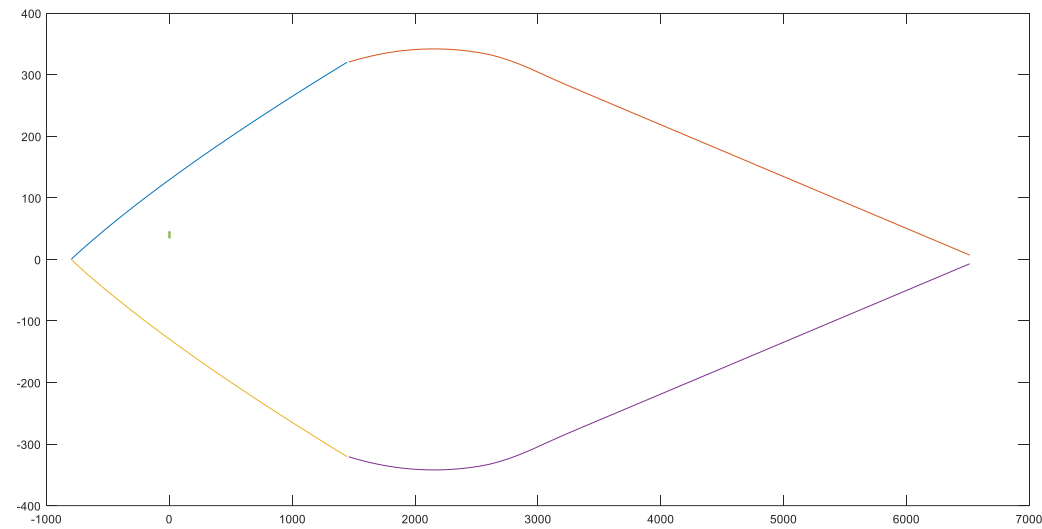


Figura 61 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 07

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

08- VIGA TRANSVERSAL Elemento intermedio

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

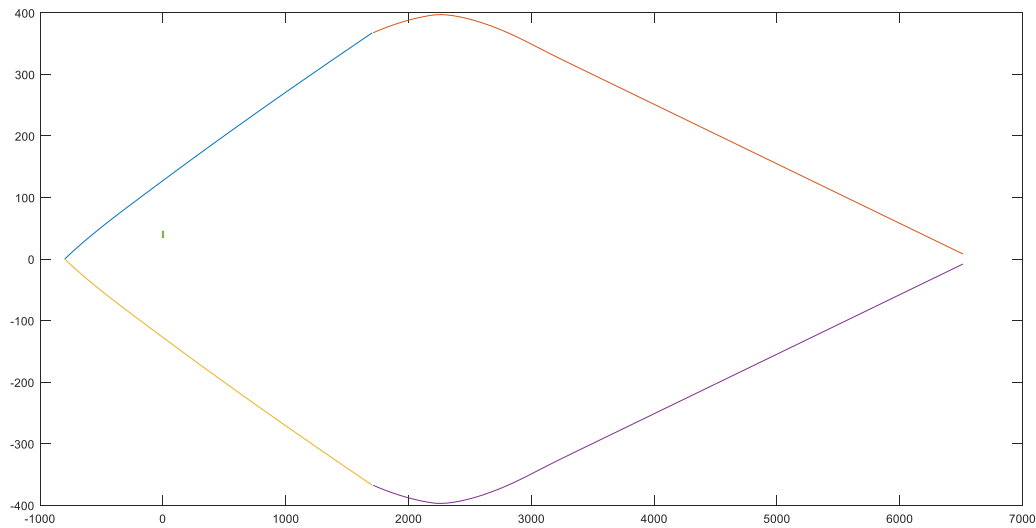


Figura 62 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 08

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

09- RIOSTRA DEL ARCO Unión

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

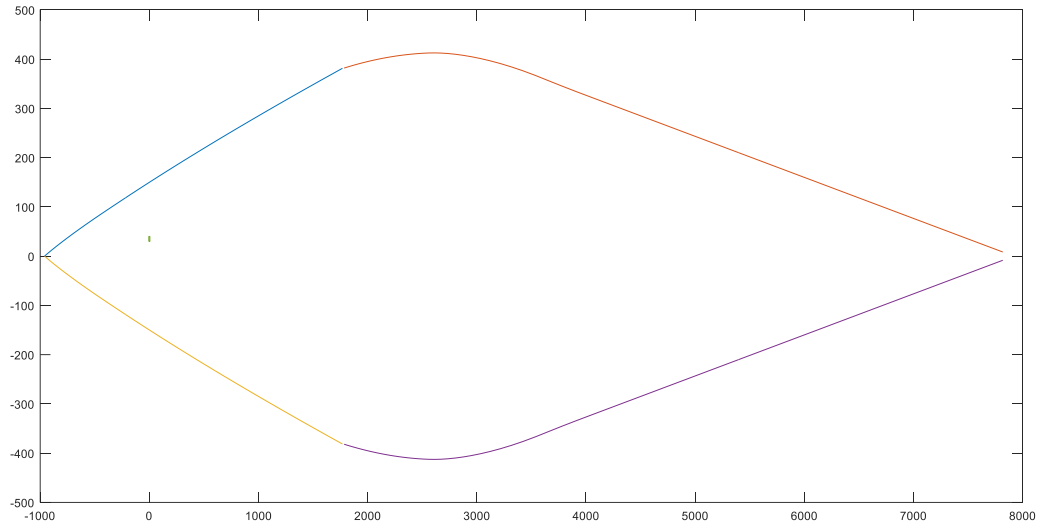


Figura 63 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 09

Como se observa en el diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

10- PÉNDOLA Unión superior

SERVICIO

- Máxima tensión compresión: 60% fck
- Máxima deformación tracción: nula

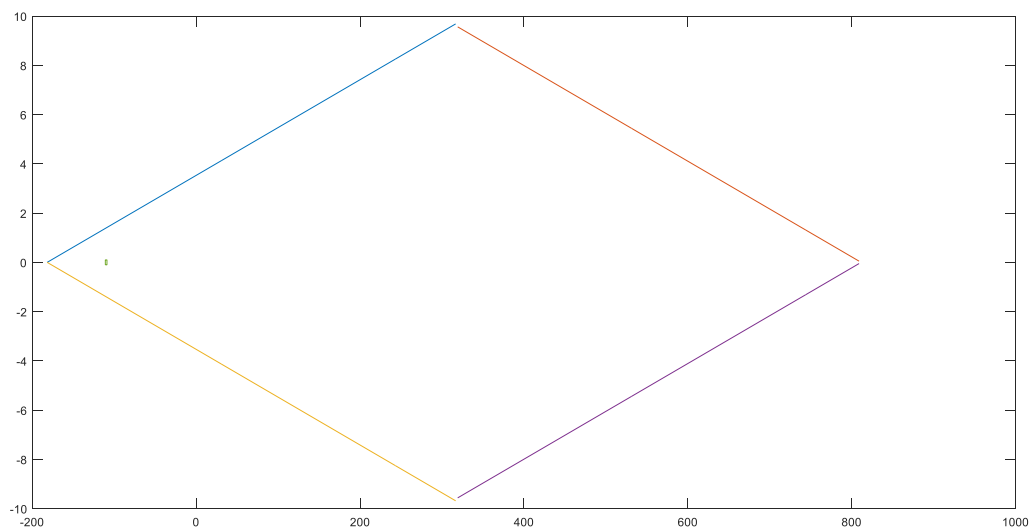


Figura 64 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 10

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

11- PÉNDOLA Unión inferior

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

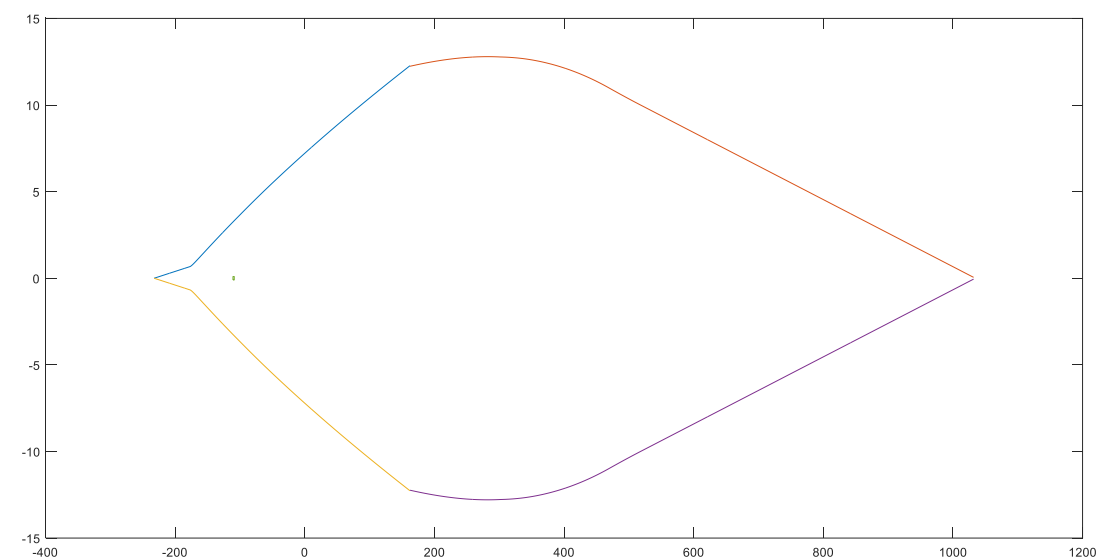


Figura 65 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 11

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

12- PÉNDOLA Tramo intermedio (tracción)

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

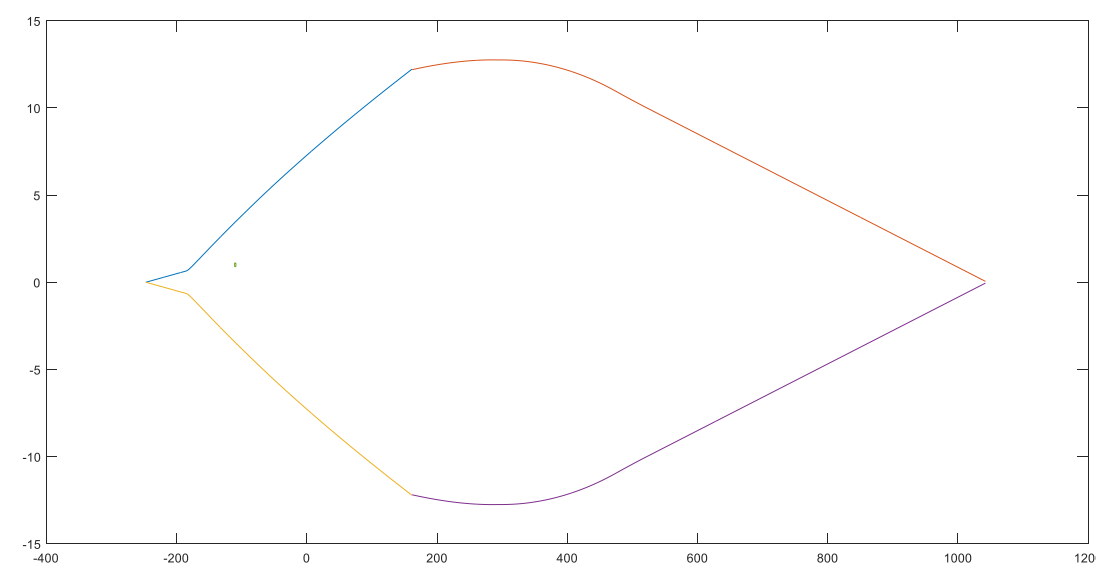


Figura 66 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 12

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

13- PÉNDOLA Tramo intermedio (compresión)

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

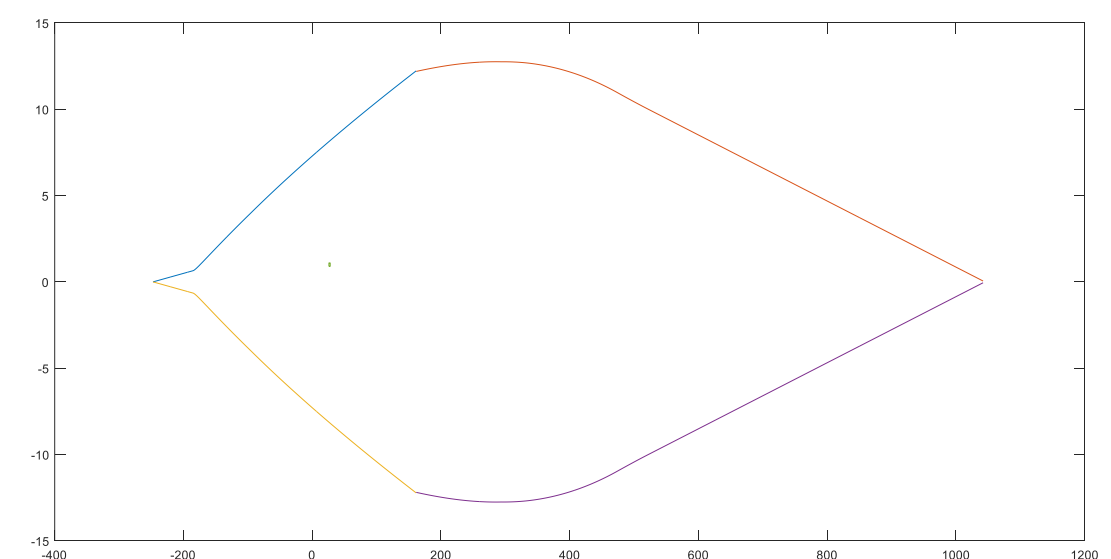


Figura 67 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 13

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección en las distintas fases no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

14- LOSA DE PISO

-Máxima tensión compresión: 60% fck

-Máxima deformación tracción: 1,5 por mil

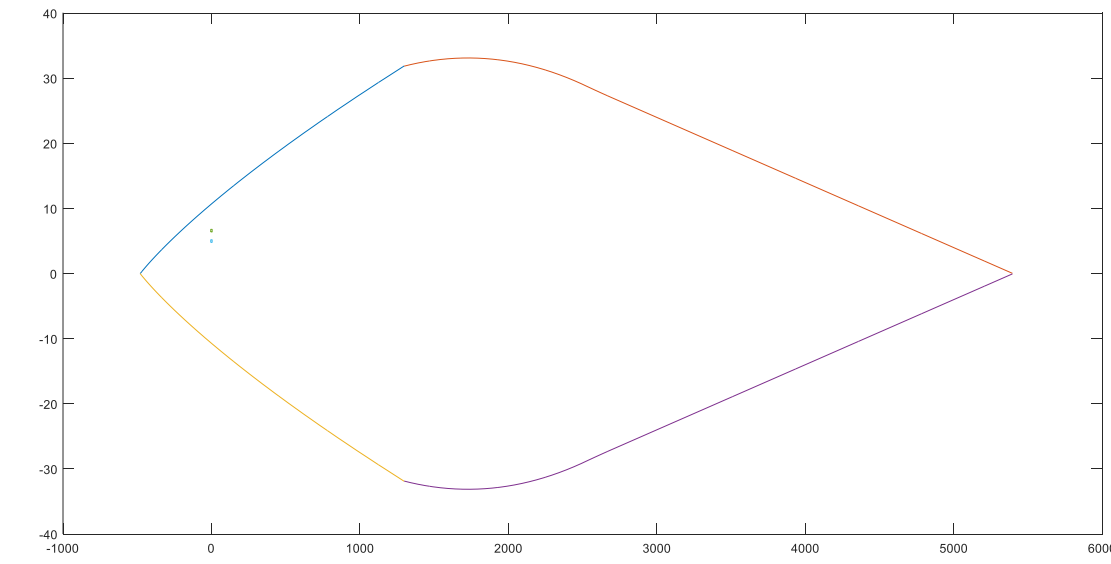


Figura 68 Diagrama interacción N-M ELS-K de sección 14

Como se observa en los diagrama de interacción N-M, los esfuerzos que solicitan la sección no superan las limitaciones tenso-deformacionales impuestas.

3.6.2.- Estado Límite de Servicio de Deformaciones

Según el artículo 7.1 de la IAP-11 se debe verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera el valor $L/1200$ en pasarelas peatonales. Además indica que para el caso de arcos de tablero inferior deberá tomarse como L la distancia entre puntos de inflexión de la deformada para la hipótesis de carga considerada. Considerando las hipótesis de carga expuestas en el apartado correspondiente, existen dos limitaciones de flecha relativas al ELS FL – SC1 y al ELS FL – SC3:

$$\frac{L_{SC1}}{1200} = \frac{60}{1200} = 0,05 \text{ m}$$

$$\frac{L_{SC3}}{1200} = \frac{30}{1200} = 0,025 \text{ m}$$

Los resultados obtenidos para ambas hipótesis se muestran a continuación:

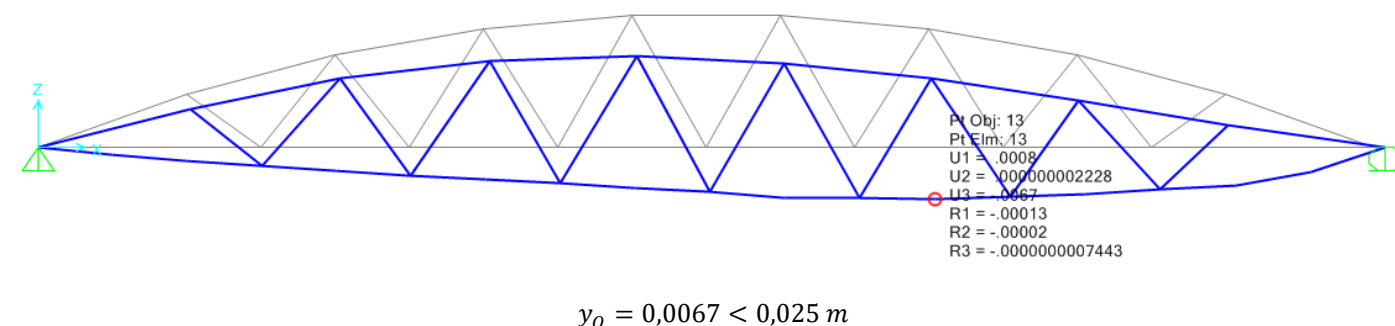
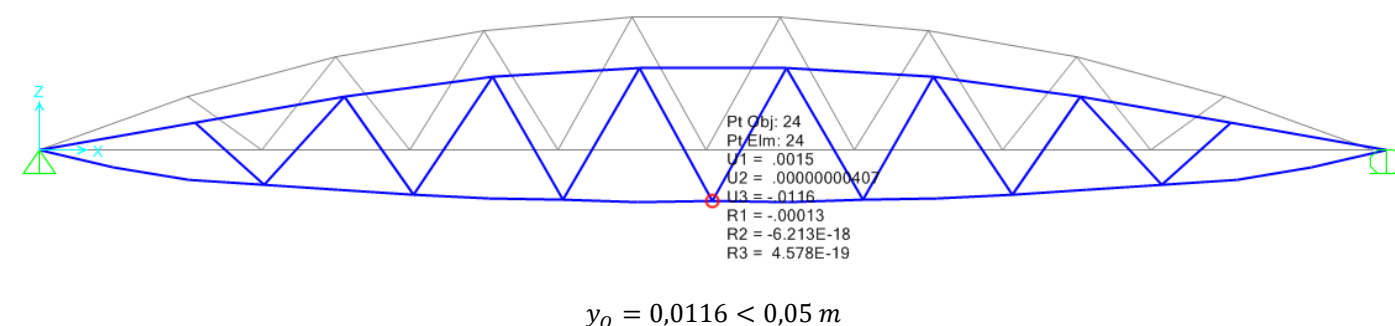


Figura 69 Flecha vertical máxima debida al valor máximo de SC1 (arriba) y SC3 (abajo)

Tal y como se observa, queda verificado el Estado Límite de Deformaciones definido en la IAP-11.

En cuanto a la necesidad o no de adoptar una contraflecha de ejecución, se decide evaluar la deformación total de la estructura bajo cargas permanentes, incluyendo la fluencia, de manera simplificada tal y como recoge el artículo 7.4.3 (5) del EC-2 donde se indica lo siguiente: "Para cargas con una duración que produce fluencia, la deformación total incluyendo fluencia se puede calcular usando un módulo de elasticidad eficaz para hormigón". Dicho módulo se obtiene como:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

Este artículo permanece invariado en las recomendaciones francesas de UHPFRC por lo que es de aplicación al ámbito en estudio. El único aspecto que varía respecto al hormigón convencional es la obtención del coeficiente de fluencia. En el artículo 1.9 de las citadas recomendaciones se indica que, para piezas de UHPFRC no sometidas a ningún tratamiento de curado especial, el coeficiente de fluencia a largo plazo es igual a 0,8 pudiéndose reducir incluso a valores de 0,4 o 0,2 en caso de que las piezas reciban tratamiento.

Las flechas instantáneas producidas bajo cargas permanentes (peso propio, cargas muertas y pretensado) se muestran a continuación:

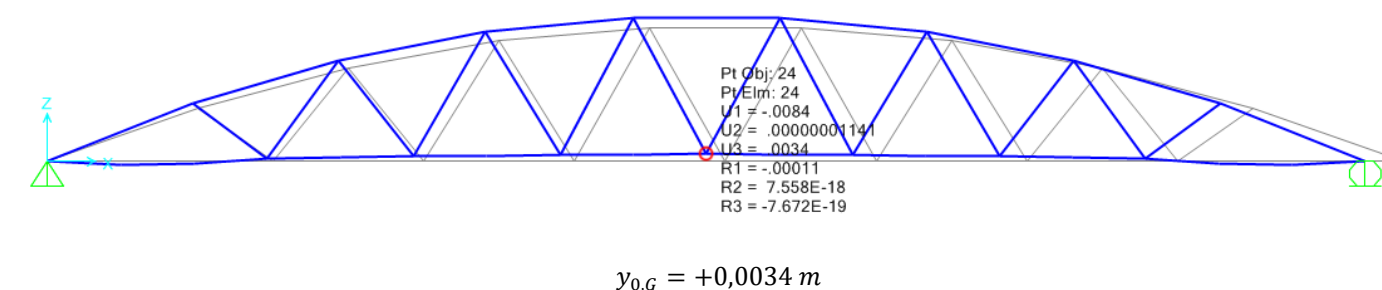


Figura 70 Flecha instantánea debida a cargas permanentes

Mientras que las flechas totales (instantáneas + diferidas) bajo cargas permanentes, obtenidas mediante el módulo de deformación eficaz son:

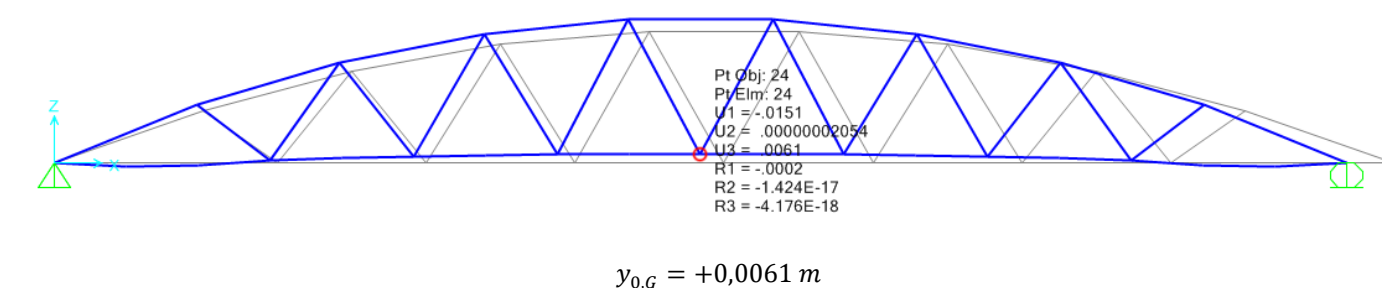


Figura 71 Flecha total (instantánea + diferida) debida a cargas permanentes

Como se comprueba, no sólo no es necesario fabricar los elementos con una contraflecha de ejecución sino que es el propio pretensado quien genera dicha contraflecha. Además, la consideración de los efectos diferidos mediante un módulo de deformación eficaz (menor que el módulo de deformación medio a 28 días) hace que el material pierda rigidez y por tanto los efectos beneficiosos del pretensado se agudicen, resultando una flecha total mayor en valor positivo que la flecha instantánea bajo cargas permanentes.

Por último, con respecto a la losa de piso, se comprueba que la flecha debida al peso propio es de 1 mm, mientras que la flecha máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso es de 1,7 mm, siendo ambos valores admisibles.

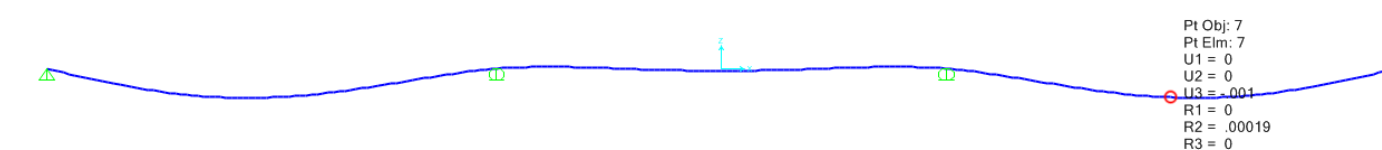


Figura 72 Flecha instantánea en losa de piso debida a cargas permanentes

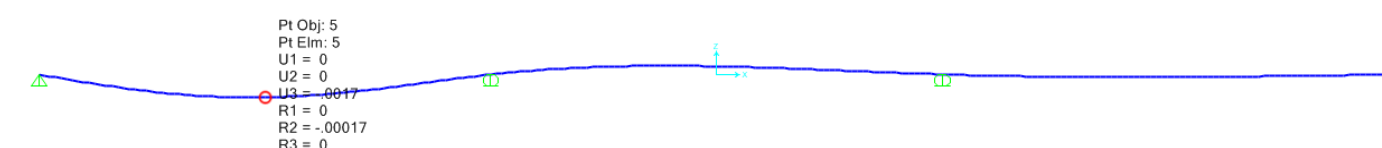


Figura 73 Flecha instantánea en losa de piso debida a sobrecarga de uso

3.6.3.- Estado Límite de Servicio de Vibraciones

3.6.3.1.- Frecuencias naturales y modos de vibración

El estudio de las vibraciones libres no amortiguadas de un sistema estructural de N grados de libertad puede abordarse mediante un problema de valores y vectores propios:

$$M\ddot{a} + Ka = 0 \rightarrow [K - \omega^2 M]\hat{a}$$

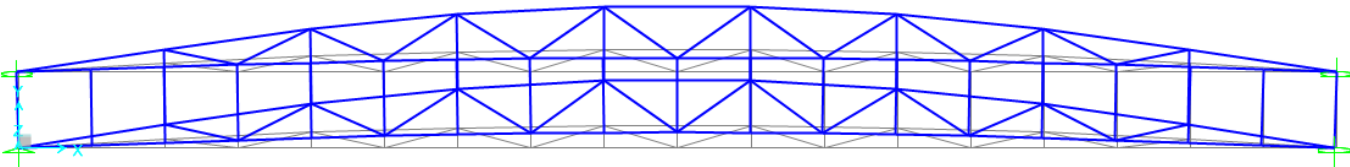
De este modo, los valores propios (ω_i^2) proporcionan las frecuencias naturales o propias, es decir, las frecuencias en las que tiende a vibrar la estructura. Estas frecuencias son aquellas a las que la estructura es más sensible, pudiendo incluso entrar en resonancia. Por otro lado, los vectores propios (ψ_i) proporcionan los modos de vibración, es decir, la deformada que adopta la estructura al vibrar en una frecuencia propia. Para resolver este problema, los vectores propios se suelen normalizar, quedando definidos a falta de un factor de escala. A partir de las coordenadas normalizadas de los vectores propios, el problema se resuelve mediante superposición modal a partir de N ecuaciones diferenciales ordinarias independientes correspondientes al problema de 1 grado de libertad.

Para obtener las frecuencias naturales y los modos de vibración de la pasarela se realiza un análisis modal mediante el programa informático SAP2000. Dicho programa realiza la normalización de los vectores propios respecto a la matriz de masas, imponiendo lo siguiente:

$$\psi_i^T M \psi_i = 1$$

Respecto a la obtención de las frecuencias y modos, SAP2000 puede basarse en el problema de valores y vectores propios descrito anteriormente o también puede basarse en un procedimiento alternativo que el programa denomina como vectores de Ritz. Este último proporciona un conjunto de modos de vibración afín a la excitación, por lo que es capaz de proporcionar la misma precisión que los vectores propios usando un número menor de modos de vibración.

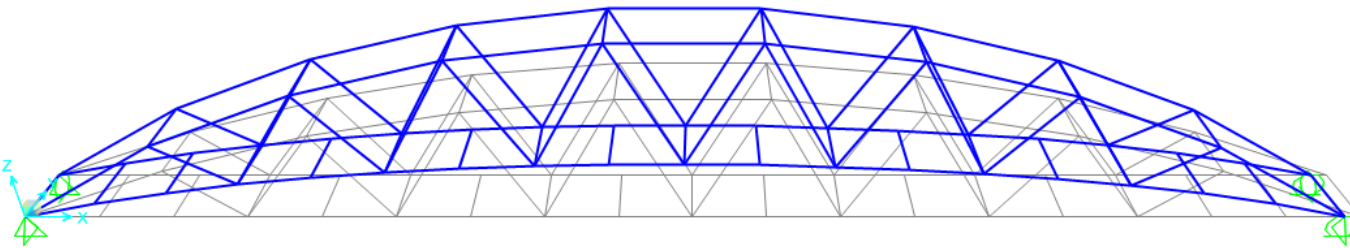
Los resultados del análisis modal obtenidos para vibraciones laterales son:



Modo de vibración nº1 – Frecuencia natural: 1,37 Hz

Figura 74 Resultados del análisis modal para el primer modo de vibración lateral

Mientras que para el caso de las vibraciones verticales y longitudinales se obtiene:



Modo de vibración nº4 – Frecuencia natural: 3,38 Hz

Figura 75 Resultados del análisis modal para el primer modo de vibración vertical

3.6.3.2.- Verificación del estado límite

En primer lugar, y aunque no proceda estrictamente al Estado Límite de Servicio de Vibraciones, según el artículo 4.2.9.1 de la IAP-11 se verifica que no es necesaria la comprobación de los efectos aeroelásticos sobre la pasarela dado que la frecuencia fundamental de flexión vertical es mayor de 2 Hz.

En lo relativo a las vibraciones, en el artículo 7.2.2 de la IAP-11 se indica que se considerará verificado el Estado Límite de Servicio de Vibraciones en pasarelas peatonales si sus frecuencias naturales se sitúan fuera de los dos rangos que figuran a continuación:

- Rango crítico para vibraciones verticales y longitudinales: 1,25 – 4,60 Hz
- Rango crítico para vibraciones laterales: 0,50 – 1,20 Hz

Por otro lado, a modo de referencia, se comparan las frecuencias obtenidas con los valores recogidos en la guía técnica del SETRA, “Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading”, donde se clasifica la respuesta vibracional de la pasarela en función del riesgo de resonancia. Hay cuatro rangos de frecuencias, ordenados de mayor a menor riesgo de resonancia:

- Rango 1: riesgo máximo de resonancia
- Rango 2: riesgo medio de resonancia
- Rango 3: riesgo bajo de resonancia
- Rango 4: riesgo neglible de resonancia

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

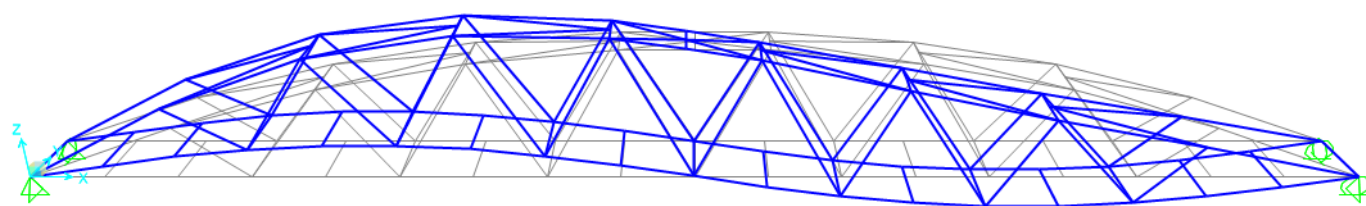
Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

Figura 76 Rangos de frecuencias verticales (arriba) y laterales (abajo) definidos por guía técnica de SETRA [SETRA 2007]

Como se observa, la frecuencia natural correspondiente al primer modo de vibración lateral de la pasarela se encuentra fuera del rango crítico definido por la IAP, si bien según la guía técnica del SETRA el riesgo de resonancia es entre medio y bajo. Por otro lado, la frecuencia natural correspondiente al primer modo de vibración vertical o longitudinal de la pasarela se encuentra dentro del rango crítico definido por la IAP, si bien según la guía técnica SETRA el riesgo de resonancia es bajo.

A modo de recordatorio, se recoge nuevamente un aspecto expuesto en el Anejo II: “Estudio de Soluciones”. En dicho anejo se realizó un análisis inverso de la Pasarela sobre la N-VI del Anillo Verde Ciclista de Madrid para estudiar su comportamiento frente a vibraciones y estudiar qué tipología de péndolas ofrecía un mejor comportamiento frente a las vibraciones, así como para validar el procedimiento de cálculo adoptado. Como resultado del análisis inverso realizado en el programa informático SAP2000 se verificó lo recogido en el artículo correspondiente (Millanes, 2008), donde se indicaba que la frecuencia propia de la pasarela se hallaba cerca de los 2 Hz. En concreto, el resultado del análisis para el modo de vibración vertical fue:



Modo de vibración nº2 – Frecuencia natural: 1,94 Hz

Figura 77 Resultados del análisis modal para el primer modo de vibración vertical de la pasarela sobre la N-VI

Cabe destacar que, en una de las primeras fases del proceso de dimensionamiento, se buscó diseñar una pasarela con una rigidez equivalente a la Pasarela sobre la N-VI. El hecho de tratarse de una pasarela ejecutada de iguales dimensiones y tipología estructural que la proyectada hace que, a falta de un análisis dinámico más profundo, pueda darse por verificado el Estado Límite de Servicio de Vibraciones si se consigue un comportamiento dinámico similar. Para ello, se admite que el comportamiento dinámico de dos elementos de igual longitud es similar si sus factores de rigidez lo son, siendo éste:

$$K^* = \frac{EI}{m}$$

De este modo, las dimensiones de las secciones de los arcos, vigas y péndolas se estimaron buscando una rigidez equivalente a sus homólogos en la Pasarela sobre la N-VI, obteniendo inicialmente un comportamiento dinámico muy similar (frecuencia natural: 2,03 Hz). Sin embargo, si se compara el comportamiento dinámico de la pasarela objeto de este proyecto con el comportamiento de la Pasarela sobre la N-VI, en un primer momento puede destacar la disparidad de resultados. La respuesta de ambas estructuras frente a vibraciones verticales (tanto en frecuencia natural como en modo de vibración) es muy distinta, y más teniendo en cuenta que tanto las secciones del arco como las de las vigas longitudinales tienen una rigidez equivalente. Sin embargo, este hecho es fácilmente explicable cuando se va al origen del comportamiento de una celosía tipo Nielsen.

Tal y como indica Ortega (2010): “En 1926, Octavius F. Nielsen patentó una variante al sistema convencional de péndolas verticales para el cuelgue de los tableros de arcos atirantados, tipo bow-string, mediante barras de acero inclinadas, según una configuración en V, que transformaban el esquema resistente tipo arco en otro tipo viga. Este sistema de péndolas inclinadas recogía los cortantes derivados de distribuciones de cargas alejadas de la funicularidad, lo que permitía reducir drásticamente las flexiones en el arco y el tablero, que pasaban a trabajar fundamentalmente a compresión/tracción y, por lo tanto, con la máxima eficiencia resistente”.

Como se extrae del párrafo anterior, una configuración de péndolas tipo Nielsen tiende a transformar el comportamiento resistente tipo arco de la pasarela en un comportamiento tipo viga. En efecto, cuanto mayor sea la rigidez de las péndolas, mayor será esta tendencia, llegando un momento en el que la pasarela se comporte de manera más cercana a una viga en celosía, tal y como ocurre en la pasarela objeto de este proyecto. Mientras que en el primer cálculo dinámico indicado se dispusieron unas péndolas de UHPC de rigidez equivalente a las péndolas de acero de la Pasarela sobre la N-VI, conforme avanzó el proceso de dimensionamiento y se aumentó progresivamente la rigidez de las péndolas, el comportamiento dinámico mejoró, obteniendo el resultado final descrito.

Como conclusión, si se analizan todos los aspectos indicados, las frecuencias naturales obtenidas en el apartado anterior pueden ser consideradas como admisibles. Si se observan los rangos críticos expuestos, puede concluirse que las frecuencias estudiadas, sin cumplir estrictamente el rango marcado por la IAP, presentan un riesgo bajo de resonancia. Por otro lado, tras analizar una pasarela existente de geometría y tipología resistente similares, se comprueba cómo la frecuencia natural vertical de la pasarela objeto de este proyecto es un 175% superior a la estudiada, de lo que se extrae que si en dicha pasarela no se han notificado incidencias debidas a vibraciones, es de esperar que el comportamiento dinámico de la pasarela proyectada sea adecuado.

3.7.- Disposiciones de armado

Como primer punto a tratar dentro de este apartado, debe determinarse la separación mínima a respetar entre barras de armadura pasiva, cordones de armadura activa pretesa y vainas de armadura postesa.

Según el artículo 8.2 (1) del EC-2, la separación entre barras de armadura pasiva debe ser tal que permita un vertido y compactado satisfactorio del hormigón, de modo que se asegure el desarrollo de una adherencia adecuada. Respecto a las armaduras activas, según el artículo 8.10.1.1 del EC-2, la distancia entre las vainas o las armaduras pretesas debe ser tal que el vertido y compactado del hormigón se pueda llevar a cabo satisfactoriamente, alcanzándose una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

Pese a que el UHPFRC puede desarrollar fuertes tensiones de adherencia (hasta 50 MPa) y a que se trata de un hormigón con gran fluidez que hace prescindible el uso de vibradores, las recomendaciones francesas mantienen vigentes las indicaciones del EC-2, lo que se traduce en las siguientes separaciones:

- Armaduras pasivas: min ($\varnothing_b$, TMA + 5 mm, 20 mm)
- Armaduras activas pretesas: min ($2\varnothing_c$, TMA + 5 mm, 20 mm)
- Armaduras activas postesas: min ($\varnothing_v$, TMA + 5 mm, 50 mm)

Una vez definidos los criterios relativos al espaciamiento mínimo entre barras, se procede a determinar las longitudes de anclaje y solape a disponer para las distintas tipologías de armado.

En primer lugar, debe calcularse la tensión última de adherencia del UHPFRC según la formulación siguiente, la cual es una modificación de la fórmula 8.2 del EC-2 incluida en las recomendaciones francesas:

$$f_{bd} = \eta \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \kappa \cdot f_{ctk,el} / \gamma_c$$

Donde:

$$\eta = 2,25 \text{ (barras de armadura pasiva)} - 1,35 \text{ (cordones de armadura activa pretesa)}$$

$$\eta_1 = 1 \text{ (buenas condiciones de adherencia)}$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (diámetros menores a 32 mm)}$$

$$\kappa = 1 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctfm}}{f_{ctk,el}} = 1 + 0,5 \cdot \frac{8}{8} = 1,5 \leq 1,5$$

Por lo que:

$$f_{bd} \text{ (armadura pasiva)} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot \frac{8}{1,5} = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} \text{ (armadura activa pretesa)} = 1,35 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot \frac{8}{1,5} = 10,8 \text{ MPa}$$

Una vez conocida la tensión última de adherencia del UHPFRC para las distintas armaduras, se procede a calcular las longitudes de anclaje y solape de las armaduras pasivas y las longitudes de anclaje de las armaduras activas pretesas.

Respecto a la longitud básica de anclaje de las armaduras pasivas, de forma simplificada se asume que la totalidad de armaduras pasivas se encuentran trabajando a su límite elástico por lo que:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} + l_{tol} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{434,78}{18} + 10 \approx 6 \cdot \phi + 10 \text{ (mm)}$$

Sin embargo, pese a haber aplicado estrictamente la formulación recogida en las recomendaciones francesas, se decide tomar como longitud básica de anclaje un valor ampliamente recogido en la bibliografía relativa al UHPFRC, igual a $10 \cdot \phi$.

Del mismo modo, decide adoptarse como longitud de solape de cálculo 1,5 veces la longitud básica de anclaje, es decir, una distancia igual a $15 \cdot \phi$.

Por otro lado, respecto a la longitud de transmisión de cálculo de las armaduras pretensas, se utiliza la misma formulación recogida en el artículo 8.10.2.2 del EC-2 a excepción de la tensión de adherencia, calculada anteriormente según las recomendaciones francesas, de modo que se obtiene:

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt} = 1,2 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}$$

Donde:

$$\alpha_1 = 1 \text{ (transferencia gradual del pretensado)}$$

$$\alpha_2 = 0,19 \text{ (cordones de 7 alambres)}$$

$$\sigma_{pm0} = 0,7 \cdot f_{pk} = 0,7 \cdot 1860 = 1302 \text{ MPa}$$

Por lo que resulta:

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot 1 \cdot 0,19 \cdot 12,7 \cdot \frac{1302}{10,8} = 350 \text{ mm}$$

Debe destacarse que pese a haber realizado este apartado siguiendo tanto las recomendaciones francesas como la experiencia práctica existente hasta este momento, el anclaje de las armaduras en el UHPFRC es un tema que no ha sido tratado detalladamente hasta el momento, lo que abre la puerta a futuras líneas de investigación donde se consiga ajustar aún más las longitudes de anclaje y transferencia a disponer, lo que sin duda supondrá una gran ventaja de cara al desarrollo de elementos en este material.

3.8.- Descripción de elementos auxiliares

3.8.1.- Dispositivos de anclaje del pretensado

Para la elección de los dispositivos de anclaje relativos a los distintos tipos de pretensado dispuestos en la pasarela se han utilizado los elementos incluidos en el catálogo de Freyssinet.

Respecto al anclaje del pretensado exterior no adherente con cordones desnudos e inyección de producto blando anticorrosión (cera, grasa, etc) dispuesto en las vigas longitudinales, se ha optado por dispositivos de anclaje convencionales, correspondientes a la gama C de Freyssinet. Según se describe en el propio catálogo, los anclajes compactos están formados por:

- Cuñas que garantizan un anclaje eficaz con esfuerzos estáticos o dinámicos.
- Bloques de anclaje de acero circulares y con perforaciones troncocónicas.
- Tromplacas de anclaje de hierro fundido y varias capas para una mejor difusión del esfuerzo de pretensado en el hormigón.

En concreto, se dispone una unidad de anclaje tipo 7C15 para cada uno de los 4 cables dispuestos en las vigas longitudinales. Dado que cada cable está compuesto por 6 cordones, en el orificio central de la unidad no se dispone ningún cordón.

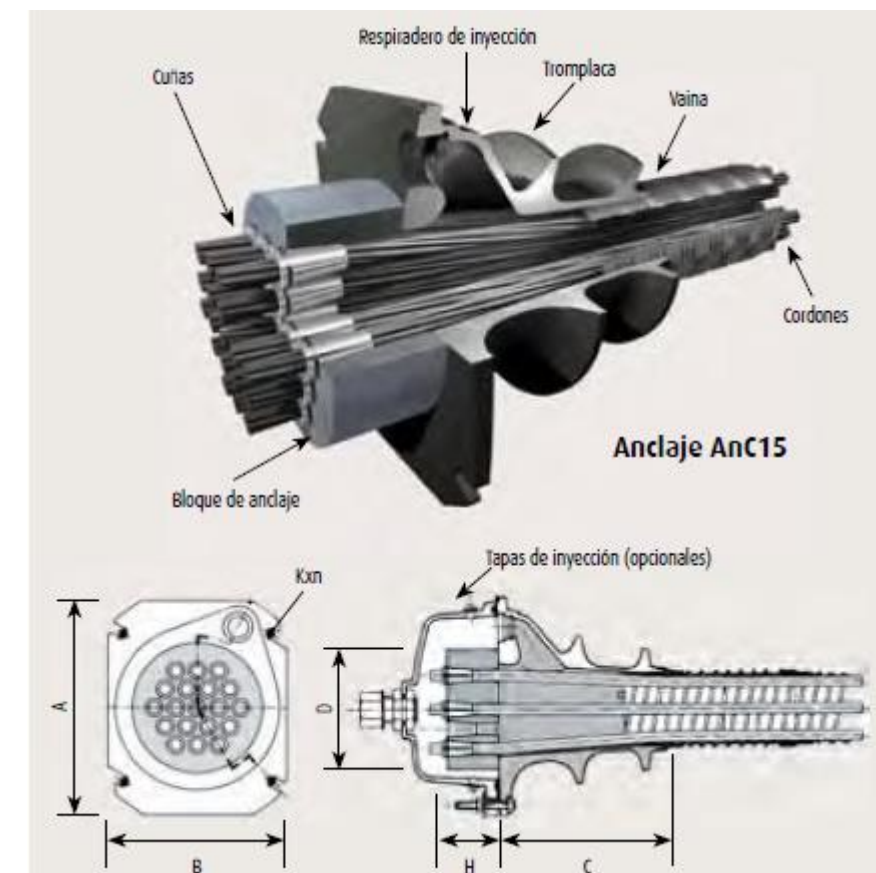


Figura 78 Definición geométrica de la unidad de anclaje tipo para la gama C de Freyssinet [Freyssinet 2010]

Las dimensiones principales (en mm) de la unidad tipo, definidas en la figura anterior, son: A = 180, B = 150, C = 186, D = 110, H = 55, ϕ = 60.

En cuanto a las disposiciones de anclaje de la gama C, los anclajes deben estar situados a una distancia suficiente de la pared y han de estar separados según una distancia entre ejes mínima. Las distintas dimensiones a satisfacer se muestran en la siguiente figura, extraída del catálogo de Freyssinet:

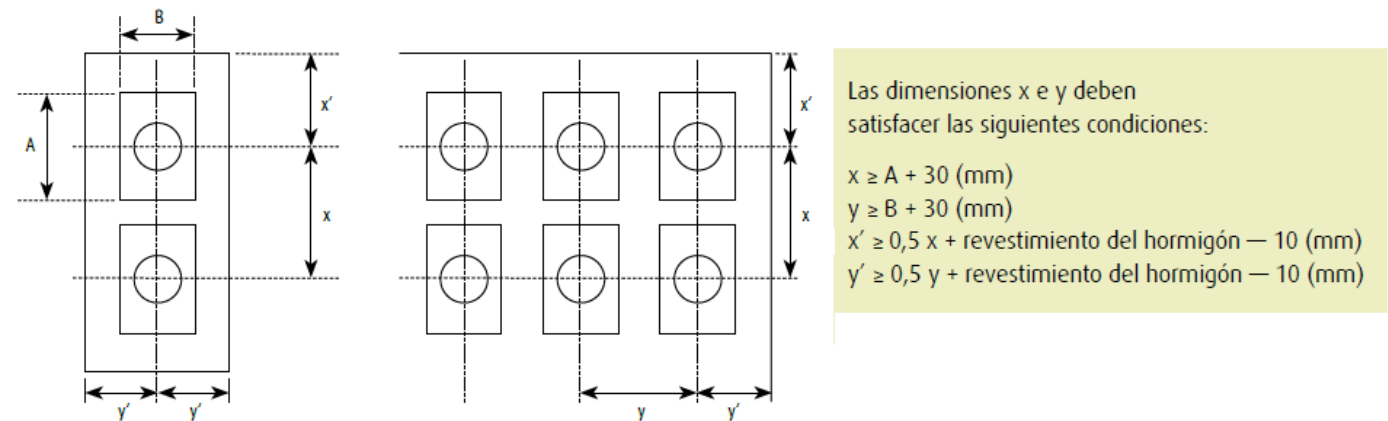


Figura 79 Definición geométrica de la unidad de anclaje tipo para la gama C de Freyssinet [Freyssinet 2010]

Las dimensiones a satisfacer (en mm) correspondientes al anclaje tipo 7C15, definidas en la figura anterior, son: $x_{min} = 210$, $y_{min} = 180$, $x'_{min} = 115$, $y'_{min} = 100$. El hecho de respetar estas dimensiones mínimas relativas a las disposiciones del anclaje justifica que los cables de pretensado de las vigas longitudinales no se dispongan exactamente sobre las esquinas de los huecos interiores de las secciones, sino 25 mm hacia el interior de las mismas.

Respecto al anclaje del pretensado exterior no adherente con cordones envainados engrasados dispuesto en los arcos, se ha optado por dispositivos de anclaje para elementos finos, correspondientes a la gama F de Freyssinet. Según se describe en el propio catálogo, los anclajes para elementos finos están formados por:

- Cuñas que garantizan un anclaje eficaz con esfuerzos estáticos o dinámicos.
- Un cuerpo de anclaje embebido en el hormigón que cumple la función de cabeza de anclaje y pieza de difusión.
- Elementos de protección definitiva de las cuñas, constituidos por capots PEAD (o metálicas) y rellenos de grasa.

En concreto, se dispone una unidad de anclaje tipo monocordón 1F13 para cada uno de los 4 cables dispuestos en los arcos. Las dimensiones principales (en mm) de la unidad tipo se encuentran definidas en la siguiente figura, extraída del catálogo de Freyssinet:

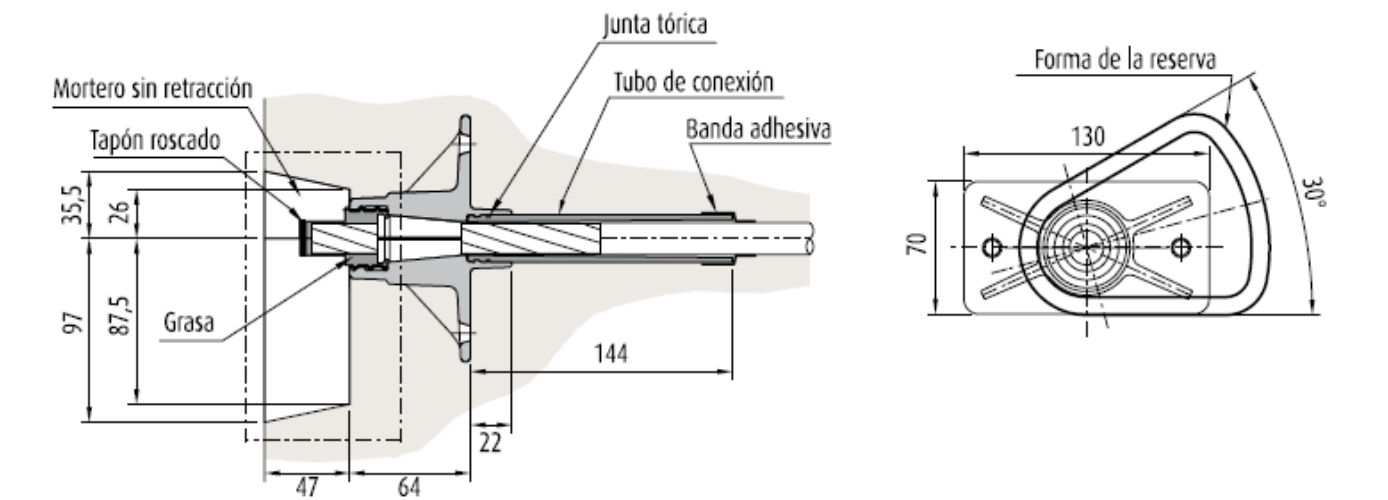


Figura 80 Definición geométrica y dimensiones (mm) de la unidad de anclaje tipo monocordón 1F13 de Freyssinet

Por último, respecto al anclaje del pretensado interior dispuesto en el extremo superior de las péndolas, también se ha optado por disponer dispositivos de anclaje de la gama tipo F, dadas sus menores dimensiones. En concreto, se dispone una unidad basada en la unidad multicordón 3F13 para anclar los 2 cables dispuestos en cada una de las péndolas. Dado que en cada péndola cuenta con 2 cordones, en el orificio central de la unidad no se dispone ningún cordón.

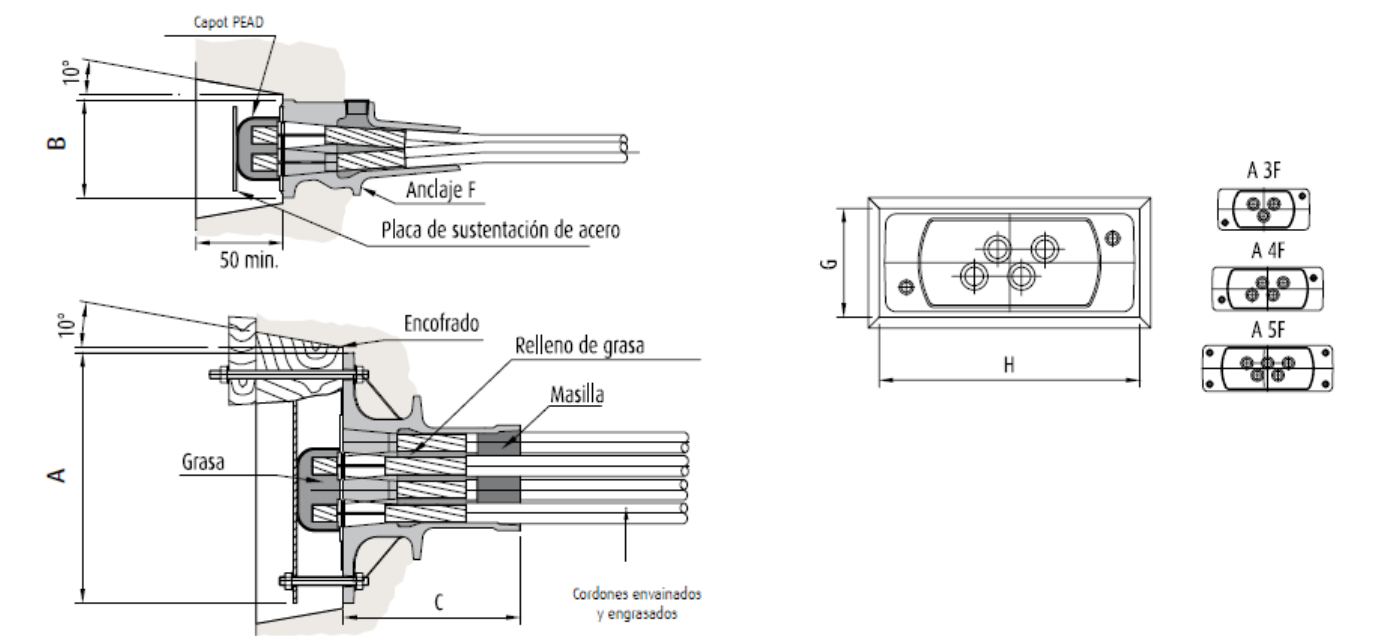


Figura 81 Definición geométrica de la unidad de anclaje monocordón tipo para la gama F Freyssinet [Freyssinet 2010]

Las dimensiones principales (en mm) de la unidad tipo, definidas en la figura anterior, son: $A = 140$, $B = 90$, $C = 100$, $G = 100$, $H = 150$.

3.8.2.- Elementos de apoyo

El diseño de los aparatos de apoyo va a realizarse de forma simplificada, de modo que puedan obtenerse unas dimensiones generales de los mismos que permitan comprobar si es posible disponerlos bajo el encuentro entre el arco y la viga longitudinal, o si por el contrario debe materializarse una riostra de apoyo donde disponerlos. Este dimensionamiento simplificado no tiene en cuenta las comprobaciones relativas a las acciones horizontales y momentos, como la distorsión máxima admisible, la rotación máxima admisible y las tensiones tangenciales asociadas. Esta premisa se justifica en el hecho de que, al tratarse de un puente arco tipo bowstring de hormigón, las fuerzas horizontales correspondientes al tablero se encuentran neutralizadas por el pretensado, transmitiéndose únicamente acciones verticales al apoyo.

Para la realización de este apartado, a continuación se indican los valores característicos de la reacción vertical en el apoyo tipo bajo el caso de carga expuesto

CASO DE CARGA	R_{zk} (kN)
PESO PROPIO	238,7
CARGA MUERTA	67,5
SOBRECARGA DE USO	225,0

Para la definición de los aparatos de apoyo elastoméricos se adopta la denominación estándar tipo $A \times B \times n \cdot (e_1 + e_s)$ donde:

- **A×B** las dimensiones en planta del apoyo (en general $A \leq B$ siendo A el lado paralelo al eje del tablero)
- **n** el número de capas interiores de elastómero
- **e₁** el espesor de cada capa interior de elastómero, **e_s** el espesor de las chapas de acero y **e₀** el espesor de la capa inicial
- **en** el espesor total $(n \cdot e_1 + (n+1) \cdot e_s + 2 \cdot e_0)$

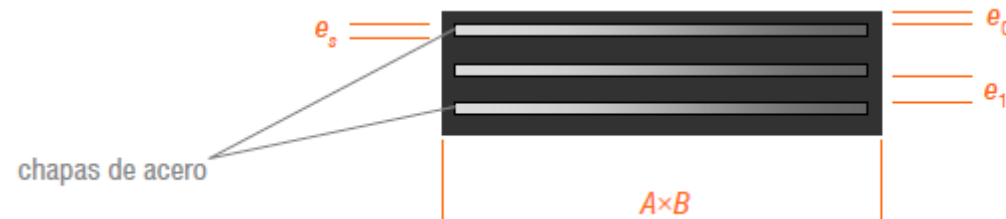


Figura 82 Definición geométrica de un apoyo de neopreno zunchado estándar [Monleón 2014]

Suponiendo unas dimensiones $A \times B = 200 \times 200$ mm, dos capas interiores de elastómero de 5 mm de espesor, tres chapas de acero de 2 mm de espesor y dos capas iniciales de 2,5 mm de espesor, se obtiene:

- Compresión media máxima

$$\sigma_{max} = \frac{R_{zk,max}}{AB} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{531200}{200 \cdot 200} = 13,28 \leq 15 \text{ MPa}$$

- Tensión tangencial máxima en el neopreno

$$\tau_{max} = 1,5 \cdot \frac{\sigma_{max}}{S} \leq 3 \cdot G_{oo}$$

$$\tau_{max} = 1,5 \cdot \frac{13,28}{6,28} = 1,99 \leq 2 \text{ MPa}$$

Donde:

$$S = \frac{AB}{2 \cdot (A + B) \cdot e_1}$$

$$S = \frac{200 \cdot 200}{2 \cdot (200 + 200) \cdot 5} = 10$$

- Seguridad al deslizamiento

$$\sigma_{min} = \frac{R_{zk,min}}{AB} > 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{306200}{200 \cdot 200} = 7,65 > 3 \text{ MPa}$$

- Espesor de las chapas de acero

$$e_s \geq \max\left(\frac{A}{S} \cdot \frac{\sigma_{max}}{\sigma_u}; 2 \text{ mm}\right)$$

$$e_s \geq \max\left(\frac{200}{10} \cdot \frac{13,28}{220} = 1,20; 2 \text{ mm}\right)$$

- Estabilidad del aparato de apoyo

$$\frac{A}{10} \leq e_n \leq \frac{A}{5}$$

$$\frac{200}{10} \leq 2 \cdot 5 + (2 + 1) \cdot 2 + 5 = 21 \text{ mm} \leq \frac{200}{5}$$

Tras el proceso de dimensionamiento llevado a cabo se propone la utilización de aparatos de apoyo elastoméricos tipo $200 \times 200 \times 2(5+2)$, quedando por tanto verificada su aptitud geométrica a ser dispuestos bajo el encuentro entre los arcos y las vigas longitudinales. Por último se comprueba que la acción puntual debido al apoyo no produce un punzonamiento local en la unión citada:

$$\tau_d = 1,35 \cdot \frac{531200}{(4 \cdot 200) \cdot 500} = 1,79 < 7 \text{ MPa}$$

4.- REFERENCIAS

AENOR (2013). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. UNE-EN 1992-1-1. Madrid: AENOR.

CASANOVA, J. (2015). "Análisis cinemáticamente no-lineal con SAP2000" en *Curso de Teoría Avanzada de Estructuras*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia

FREYSSINET (2010). *El pretensado Freyssinet*. Catálogo comercial. Francia: SOLETANCHE FREYSSINET

LÓPEZ MARTÍNEZ, J.A. (2012). *Adaptación del Modelo de Comportamiento del Ultra High Performance Concrete (UHPC) para el Estudio de la Respuesta Estructural y Análisis Numérico de una Celosía*. Tesis de Máster. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia

MILLANES, F., MATUTE, L., K., NEBREDA, J. (2008). "Pasarelas bowstring del Anillo Verde Ciclista de Madrid" en *IV Congreso de ACHE* (2008. Valencia). Madrid: ACHE.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2008). *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes*. NCSP-07. Madrid: Ministerio de Fomento.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2010). *Instrucción de hormigón estructural*. EHE-08. Madrid: Ministerio de Fomento.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2012). *Instrucción de acero estructural*. EAE-11. Madrid: Ministerio de Fomento.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2012). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. IAP-11. Madrid: Ministerio de Fomento.

MONLEÓN, S. (2014). "Diseño de subestructuras" en *Curso de Concepción de Puentes*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia

ORTEGA, M. et al. (2010). "Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo network: Puentes Arco de Deba y Palma del Río" en *Hormigón y Acero*, vol. 61, nº257, p. 7-38.

PEIKKO (2007). *Pies de pilar HPKM, PPKM, PEC*. Catálogo comercial. Madrid: PEIKKO.

SETRA/AFGC (2006). *Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. París: SETRA.

SETRA/AFGC (2013). *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete. Recommendations*. París: SETRA.