



PROYECTO BÁSICO DE PUENTE SOBRE LA RAMBLA DE ALCALÁ EN BENICARLÓ (CASTELLÓN). SOLUCIÓN A.

ANEJO Nº 5

DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Autor: Ester García Castillo

Tutor: Carlos Manuel Lázaro Fernández

Cotutor: M^a Carmen Castro Bugallo



ÍNDICE

1. OBJETO Y ALCANCE	4	4.3. Acciones variables.....	11
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.....	4	4.3.1. Sobrecarga de uso	11
2.1. Descripción de los elementos estructurales	4	4.3.2. Viento	16
2.1.1. Vigas longitudinales.....	4	4.3.3. Acciones térmicas	21
2.1.2. Vigas transversales	4	4.3.4. Nieve	24
2.1.3. Péndolas rígidas.....	5	4.4. Acciones accidentales	24
2.1.4. Arcos.....	5	4.4.1. Acción sísmica	24
3. BASES DE CÁLCULO.....	5	5. MODELO ESTRUCTURAL.....	25
3.1. Normativa y recomendaciones.....	5	5.1. Software utilizado en el cálculo	25
3.2. Ambiente y recubrimientos.....	6	5.2. Método de cálculo	25
3.2.1. Ambiente	6	5.3. Descripción del modelo	25
3.2.2. Clase estructural.....	6	5.4. Hipótesis de carga procesadas.....	27
3.2.3. Recubrimiento nominal de la losa de hormigón	6	5.5. Interpretación de resultados	29
3.3. Características de los materiales	7	6. COMPROBACIONES Y DIMENSIONAMIENTO.....	30
3.3.1. Elementos estructurales de acero.....	7	6.1. Vigas longitudinales	30
3.3.2. Protección del acero estructural	7	6.1.1. Estados límite últimos.....	30
3.3.3. Elementos estructurales de hormigón	7	6.1.2. Estados límite de servicio.....	35
3.4. Coeficientes de seguridad	8	6.2. Vigas de piso parte central	36
3.4.1. Estados límite últimos	8	6.2.1. Estados límite últimos.....	36
3.4.2. Estados límite de servicio	8	6.2.2. Estados límite de servicio.....	40
3.5. Combinación de acciones	9	6.3. Vigas de piso en voladizo.....	41
3.5.1. Estados límite últimos	9	6.3.1. Estados límite últimos.....	42
3.5.2. Estados límite de servicio	9	6.3.2. Estados límite de servicio.....	43
3.5.3. Factores de simultaneidad (ψ).....	9	6.4. Losa de hormigón armado.....	44
4. ACCIONES	10	6.4.1. Estados límite últimos.....	44
4.1. Normativa aplicada.....	10	6.4.2. Estados límite de servicio.....	52
4.2. Acciones permanentes.....	10	6.5. Arco.....	53
4.2.1. Peso propio.....	10	6.5.1. Estados límite últimos.....	53
4.2.2. Carga muerta.....	10		



6.5.2. Estados límite de servicio 54

6.6. Péndolas 55

6.6.1. Estados límite últimos 55

6.6.2. Estados límite de servicio 56

6.7. Aparatos de apoyo y juntas de dilatación 57

6.7.1. Aparatos de apoyo 57

6.7.2. Juntas de dilatación 59

7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA 60

7.1. Comprobación de flechas y gálibos..... 60

7.2. Contraflechas 60

7.3. Vibraciones 60

8. REFERENCIAS 60

8.1. Normativa 60

8.2. Catálogos 60

1. OBJETO Y ALCANCE

El objetivo del presente documento consiste en la justificación del dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales que constituyen el puente desarrollado en este proyecto básico. Para ello, será necesario comprobar que se cumplen las condiciones de resistencia, durabilidad, rigidez y estabilidad de la estructura.

El dimensionamiento de los elementos estructurales de la solución adoptada (y/o armado de los mismos), quedará justificado según los razonamientos, simplificaciones y cálculos expuestos en esta memoria. Todo ello, siguiendo la normativa y recomendaciones vigentes. Además, se describirán los modelos estructurales que se han usado de base para los cálculos.

Finalmente, cabe destacar que todo este desarrollo permitirá asegurar un correcto comportamiento estructural del puente a lo largo de toda su vida útil.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

La solución adoptada es la de puente en arco tipo *bow-string* con dos arcos exentos. La estructura consta de un único vano, de tal modo que no se interfiera en ningún momento con la rambla. La luz entre ejes de apoyo es de 42 metros. La flecha es de unos 6 metros aproximadamente. Así se obtiene una relación flecha/luz de 1/7.

Como particularidad, para conseguir la mayor eficiencia estructural, el puente se ha diseñado de tal manera que los centros de gravedad del arco, las péndolas rígidas y la viga longitudinal coincidan. Con ello, se minimizan los esfuerzos flectores.

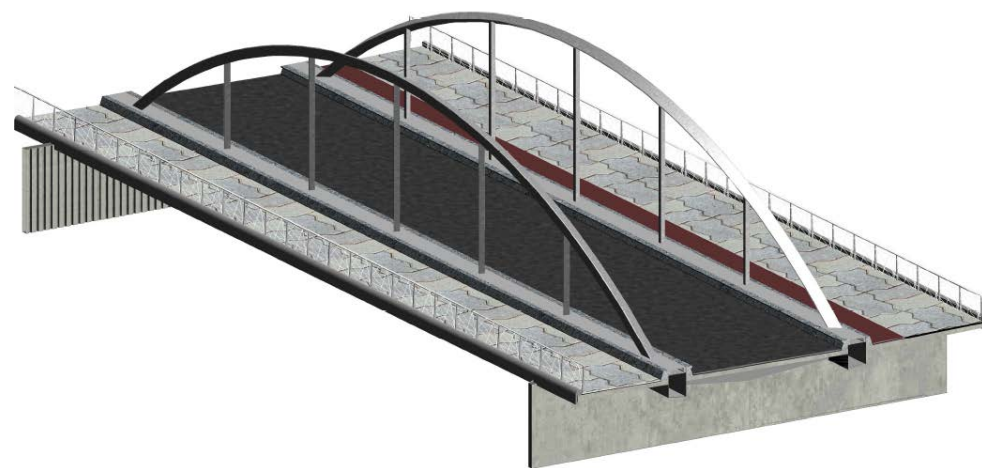


Figura 1 Modelo 3D de la solución adoptada. Elaboración propia con AutoCAD

El trazado de la solución se ajusta a la rasante impuesta por el enunciado del proyecto básico. El tablero presenta una pendiente de entrada y salida de $\pm 5,4$ %. Siendo ésta nula en la sección de centro-luz. En planta, el puente presenta un trazado recto.

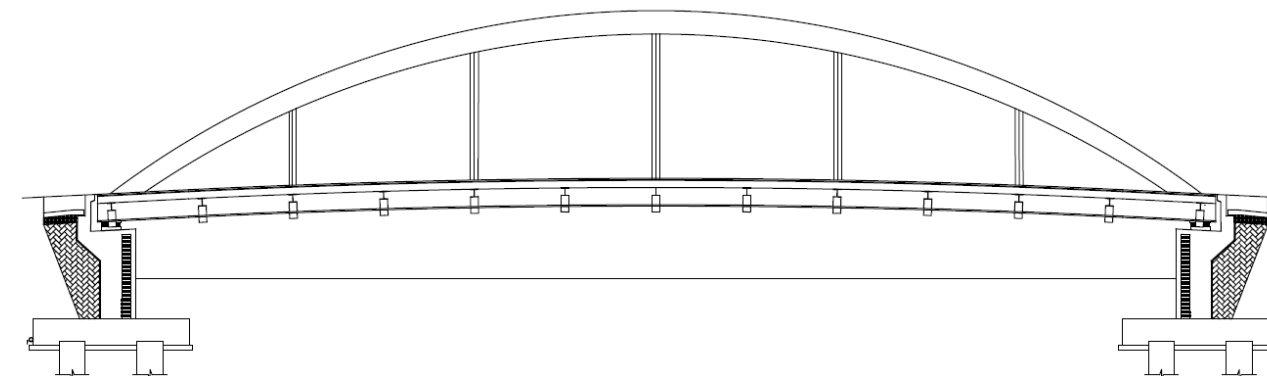


Figura 2 Alzado lateral del puente. Elaboración propia con AutoCAD

En cuanto al tablero, presenta una tipología mixta formado por un emparrillado de vigas longitudinales y vigas transversales de acero cada 3,5 metros y una losa colaborante de hormigón armado de 27,5 centímetros de canto. La anchura del tablero es constante con un valor de 20,85 metros.

La losa se hormigonará sobre una chapa grecada de 1,2 mm de espesor y un canto o altura de greca de 10 cm (modelo Comflor 100 o similar).

2.1. Descripción de los elementos estructurales

2.1.1. Vigas longitudinales

El puente consta de dos vigas longitudinales de acero S 355 J2 de canto constante separadas entre ejes 9,1 metros. En planta, son de directriz recta y, en alzado, se ajustan a la rasante del puente. Éstas están directamente unidas al arco actuando como tirantes del mismo, aspecto característico de los puentes arco de tipología *bow-string*.

Las vigas longitudinales presentan una sección transversal en cajón con una anchura de 0,9 metros y un canto variable entre 0,6 y 0,65 metros. El espesor de las alas (paneles superior e inferior) es de 15 mm y el de las almas es de 12 mm (paneles izquierdo y derecho). Además, las vigas longitudinales presentan diafragmas transversales de 12 mm de espesor situados cada 3,5 metros, coincidiendo con los puntos de encuentro con las vigas transversales.

2.1.2. Vigas transversales

Se disponen de vigas transversales cada 3,5 metros, unidas rígidamente a las vigas longitudinales formando un emparrillado. Según su disposición, se tienen dos tipologías: aquellas en la parte central (entre las vigas longitudinales) y las que se encuentran en voladizo. Ambas familias presentan cantos variables a lo largo de la directriz. Además, el espesor de las alas es de 15 mm, mientras que el de las almas es de 12 mm.

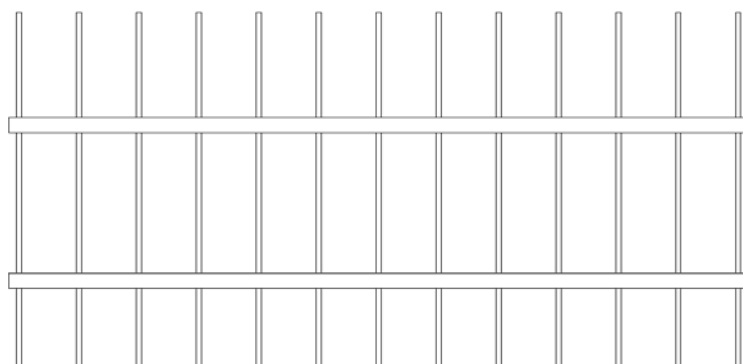


Figura 3 Vista en planta de las vigas longitudinales y transversales. Elaboración propia con AutoCAD

Las vigas en voladizo quedan unidas entre sí por sus extremos mediante un perfil de borde con sección en C formado por chapas de los mismos espesores, el cual no ha quedado representado en la figura anterior.

2.1.3. Péndolas rígidas

Las péndolas rígidas unen los arcos con las vigas longitudinales. Existe un total de 10 péndolas rígidas, 5 por cada arco, de acero S 355 J2, las cuales están separadas 7 metros entre sí. Éstas presentan una sección transversal en cajón de forma triangular y de canto constante. El espesor de las chapas que conforman la sección es de 50 mm.

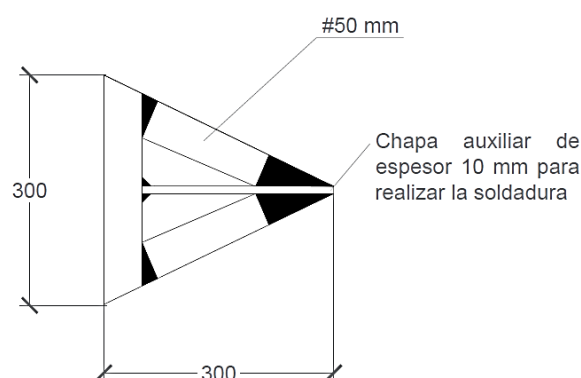


Figura 4 Sección transversal de las péndolas rígidas. Elaboración propia con AutoCAD

2.1.4. Arcos

Los arcos son el elemento resistente principal de la estructura. Se trata de dos arcos metálicos exentos de acero S 355 J2 que describen la forma de un arco de circunferencia de 35 m de radio con la siguiente directriz (suponiendo el eje en uno de los extremos del arco):

$$(x - 20,92)^2 + (y + 28,04)^2 = 35^2$$

La sección transversal de los arcos es constante. Ésta tiene forma triangular en cajón de base 0,9 m y altura 0,65 m. Además, el espesor de las chapas de acero que conforman la sección es de 40 mm.

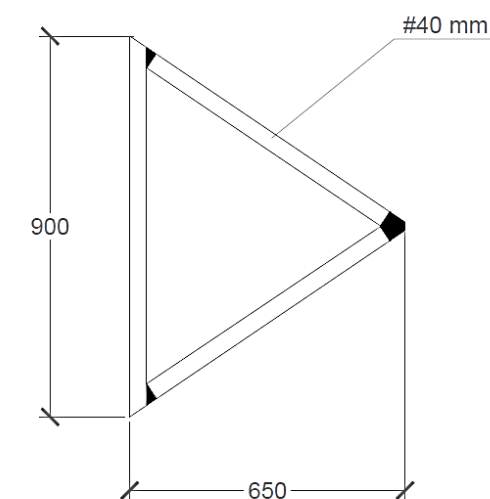


Figura 5 Sección transversal del arco. Elaboración propia con AutoCAD

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. Normativa y recomendaciones

La normativa y recomendaciones utilizadas en el presente anejo son las que se muestran a continuación:

- *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.*

En adelante, se hará referencia a esta norma como IAP-11. La misma se ha empleado en la determinación de valores característicos, combinación de acciones y para el cálculo de las acciones introducidas en el dimensionamiento de la estructura.

- *Instrucción de Acero Estructural (2011).*

En adelante, se hará referencia a esta norma como EAE. La misma se ha empleado para el cálculo y comprobación de los estados límite últimos y de servicio de los elementos estructurales de acero.

- *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de Hormigón (UNE-EN 1992-1-1).*
- *Instrucción de Hormigón Estructural.*

En adelante, se hará referencia a estas normas como Eurocódigo 2 y EHE-08, respectivamente. Principalmente se ha empleado el Eurocódigo 2, dejando la EHE-08 para consultas puntuales. Estas normas se han usado para el cálculo y comprobación de los estados límite últimos y de servicio de los elementos estructurales de hormigón armado.

Además, puntualmente se ha recurrido a la *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*, para la verificar si es necesaria la comprobación de la estructura frente a acciones accidentales de sismo.

3.2. Ambiente y recubrimientos

El artículo 2.2 de la IAP-11 establece que la vida útil de puentes de carretera debe ser de 100 años. El recubrimiento será un aspecto esencial para que la estructura cumpla los requisitos de durabilidad a lo largo de su vida útil. El cálculo del mismo se realizará según lo indicado en el capítulo 4 del Eurocódigo 2.

3.2.1. Ambiente

En primer lugar, será necesario determinar las condiciones ambientales en la que se encuentra la estructura, es decir, la clase de exposición.

Según la tabla 4.1 del EC-2, se escoge la clase de exposición XS1 (equivalente a la clase IIIa de la EHE-08). Esta clase de exposición es característica de estructuras cercanas a la costa expuestas al aire saturado de sal, pero no en contacto directo con el agua de mar.

Para el encepado y los pilotes, al tratarse de una cimentación que va a estar enterrada, se corresponde con un ambiente XC2 (equivalente a la clase IIa de la EHE-08). Esta clase considera una exposición continua a la humedad. No obstante, para el muro del estribo, al estar expuesto en una zona cercana a la costa, el ambiente correspondiente es XS1. Para evitar confusiones usaremos la misma resistencia característica en todo el estribo, es decir, tanto el encepado y pilotes como el alzado del muro tendrán la misma resistencia característica.

La tabla AN/13, perteneciente al anejo nacional del Eurocódigo 2, establece que la resistencia mínima a compresión simple (en probeta cilíndrica) del hormigón armado en ambiente XC2 es de 25 MPa y para ambiente XS1 es de 30 MPa, por tanto, se toma esta última ya que resulta el caso más desfavorable. De tal modo, se toman las siguientes resistencias:

- C30/35 para la losa colaborante del tablero.
- C30/35 para los estribos de la estructura.

Además, la tabla - 37.3.2.a de la EHE-08 establece las siguientes indicaciones con el objetivo de cumplir con la durabilidad de la estructura:

Tabla 1 Máxima relación agua/cemento y Mínimo contenido de cemento

	f_{ck} (MPa)	Relación máxima a/c	Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)
Losa del pavimento	30	0,50	300
Estribos	30	0,50	300

3.2.2. Clase estructural

-Losa del tablero

Según la tabla AN/2 del anejo nacional del Eurocódigo 2, se tiene que para un ambiente XS1, una vida útil de 100 años y cemento adecuado, la clase estructural debe ser S2 [= S4+2 (100 años) -4 (Cemento adecuado)].

-Estribos

Según la tabla AN/2 del anejo nacional del Eurocódigo 2, se tiene que para un ambiente XS1, una vida útil de 100 años y cemento adecuado, la clase estructural debe ser S2 (4+2-4).

3.2.3. Recubrimiento nominal de la losa de hormigón

La armadura supuesta para la losa colaborante de hormigón consiste en barras aisladas de armadura pasiva con diámetros de 25 mm para la cara inferior, la cual cuenta con la colaboración de la chapa grecada, y 25 mm para la superior. Con ello, se procede a calcular los recubrimientos nominales de las armaduras de la losa de hormigón según el apartado 4.4.1 del Eurocódigo 2, mediante la siguiente expresión:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Donde:

- c_{min} : Recubrimiento mínimo exigido por la norma.
- Δc_{dev} : tolerancia que considera la desviación.

El recubrimiento mínimo se obtiene según la siguiente expresión:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Donde:

- $c_{min,b}$: Recubrimiento mínimo debido al requisito de adherencia. Se obtiene según la tabla 4.2 del Eurocódigo 2. Para barras aisladas de armadura pasiva, dado que no se han empleado diámetros mayores a 25 mm, se toma $c_{min,b} = 25$ mm.
- $c_{min,dur}$: Recubrimiento mínimo debido a las condiciones ambientales. Obtenida anteriormente la clase estructural S2 y para un ambiente XS1, este recubrimiento se obtiene de la tabla 4.4N del Eurocódigo 2. Por tanto, $c_{min,dur}$ toma un valor de 35 mm.
- $\Delta c_{dur,\gamma}$: es un término de seguridad adicional, el cual para un ambiente XS1 y tipo de cemento adecuado, toma un valor de -5 mm.
- $\Delta c_{dur,st}$: es una reducción del recubrimiento mínimo por el uso de acero inoxidable. Dado que no se ha empleado este tipo de acero, el $\Delta c_{dur,st}$ es nulo.
- $\Delta c_{dur,add}$: es una reducción del recubrimiento mínimo debido al uso de protección adicional. De nuevo, como no se ha utilizado ningún sistema de protección adicional, su valor será nulo.

Finalmente, el recubrimiento mínimo resulta:

$$c_{\min} = \max\{25, 30, 10\} = 30 \text{ mm}$$

A este recubrimiento mínimo se le debe sumar la tolerancia, de la cual se toma el valor recomendado por la norma correspondiente a 10 mm. De este modo, el recubrimiento nominal resulta:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

Debido a que se realizará un mantenimiento de la chapa grecada, junto con el de la parte metálica de la estructura, en la cara inferior no es necesario respetar estrictamente este recubrimiento. No obstante, se dejará un resguardo.

3.3. Características de los materiales

3.3.1. Elementos estructurales de acero

3.3.1.1. Acero estructural S 355 J2

Se emplea acero estructural S 355 J2 en todos los elementos estructurales de acero que contiene el puente: arco, péndolas rígidas, vigas longitudinales y vigas de piso o transversales. Este material posee las siguientes características:

Tabla 2 Características del acero estructural S 355 J2

Módulo de elasticidad (E_s)	210.000 N/mm ²
Módulo de rigidez transversal (G_s)	81.000 N/mm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Densidad (ρ)	7.850 kg/m ³
Coefficiente de dilatación térmica (α)	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Límite elástico (f_{yk})	355 MPa
Tensión de rotura (f_u)	470 MPa

3.3.1.2. Acero estructural de la chapa grecada S 280 GD + Z 275

El acero estructural galvanizado empleado en la chapa grecada de espesor 1,2 m garantiza un límite de elasticidad de 280 MPa y una tensión de rotura de 360 MPa. Además, está recubierto con una capa de zinc de 275 g/m² por ambas caras de la chapa. No obstante, en ambientes expuestos, habrá que disponer la protección adecuada para resistir las condiciones atmosféricas. El material presenta las siguientes propiedades:

Tabla 3 Características del acero de la chapa grecada S 280 GD + Z 275

Módulo de elasticidad (E_s)	210.000 N/mm ²
Módulo de rigidez transversal (G_s)	81.000 N/mm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Densidad (ρ)	7.850 kg/m ³
Coefficiente de dilatación térmica (α)	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Límite elástico (f_{yk})	280 MPa
Tensión de rotura (f_u)	360 MPa
Protección galvanizado	Z-275

3.3.2. Protección del acero estructural

Según el artículo 8.2.2 de la EAE, los elementos de acero estructural del presente proyecto pertenecen a una clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica C4, propia de áreas costeras con moderada salinidad. Por este motivo, para conseguir una durabilidad adecuada, la preparación y pintura de las superficies metálicas se realizará según lo indicado en el capítulo VII y con lo expuesto en el Artículo 79 Tratamiento de protección y en el Título 8º Mantenimiento de la EAE. Con todo ello, se procederá como sigue:

- Preparación de superficies mediante granallado o chorreado de arena hasta conseguir un grado Sa 2 1/2 - SIS – 055900.
- Capa de imprimación con base de zinc (dos componentes, 100 MICRAS), tipo Epomix Primer Zinc o similar.
- Capa interna de epoxi de alto espesor (dos componentes, 100 MICRAS), tipo Epomix Intercoat Miox HB o similar.
- Capa de acabado de poliuretano asfáltico Gris tele 1 (dos componentes, 100 MICRAS), color RAL 7045 (solo en caras vistas), tipo Epomix PU A/AL o similar.

3.3.3. Elementos estructurales de hormigón

3.3.3.1. Cemento

Se utilizará cemento CEM II/A-S 32.5R, es decir, cemento Portland con adiciones de escoria de horno alto (entre 6 y 20 %) y con un porcentaje de clínker entre el 80 y 94 %. Éste se usará para la fabricación del hormigón de resistencia característica 30 MPa. Es el tipo de cemento recomendado según la tabla A.4.5 de la EHE para la clase de exposición XS1 en la que existe el riesgo de corrosión de armaduras por cloruros de origen marino.

3.3.3.2. Acero para armadura pasiva B 500 S

Empleado en la armadura pasiva de la losa de hormigón armado del tablero. Presenta las siguientes características:

Tabla 4 Características del acero armadura pasiva B 500 S

Módulo de elasticidad (E_s)	210.000 N/mm ²
Módulo de rigidez transversal (G_s)	81.000 N/mm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Densidad (ρ)	7.850 kg/m ³
Coefficiente de dilatación térmica (α)	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Límite elástico (f_{yk})	500 MPa
Tensión de rotura (f_u)	550 MPa

3.3.3.3. Hormigón armado HA-30/B/20/XS1 (EHE: IIIa)

Este hormigón se emplea en la losa colaborante del tablero. Presenta las siguientes características:

Tabla 5 Características del hormigón armado HA-30/B/20/XS1

Módulo de elasticidad (E_s)	33.578 N/mm ²
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Densidad (ρ)	2.500 kg/m ³
Coeficiente de dilatación térmica (α)	$1 \cdot 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
Resistencia característica del hormigón a compresión simple (f_{ck})	30 MPa
Ambiente	XS1 (según EHE: IIIa)
Consistencia	Fluida
Tamaño máximo del árido	15 mm

3.4. Coeficientes de seguridad

Se realizarán todas las comprobaciones requeridas, teniendo en cuenta tanto los estados límite últimos como los de servicio. Los estados límite a comprobar dentro del objeto de este documento serán:

Estados límite últimos

-ELU de rotura (STR): por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.

Estados límite de servicio

-ELS de fisuración que afecte a la durabilidad o estética del puente.

-ELS de deformación que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a los elementos no estructurales.

Debido al alcance del proyecto básico, la situación de proyecto a considerar será únicamente la persistente. Esta situación corresponde a situaciones de uso normal de la estructura a lo largo de su vida útil. Las situaciones transitorias, accidentales y sísmicas quedan fuera del alcance del presente documento.

3.4.1. Estados límite últimos

Para las comprobaciones resistentes (STR), se han seguido las indicaciones de la Instrucción IAP-11, la cual establece unos coeficientes parciales (γ_F) de ponderación de las acciones en la tabla 6.2-b de la misma:

Tabla 6 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones resistentes de los estados límite últimos

ACCIÓN		EFECTO	
		Favorable	Desfavorable
PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
VARIABLES (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Acciones climáticas	0	1,5

Además, los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para la comprobación de estados límite últimos, se obtienen de la EHE-08 y de la EAE.

Hormigón (Tabla 15.3 EHE-08)

- Hormigón: $\gamma_c = 1,5$
- Acero pasivo: $\gamma_s = 1,15$

Acero (Tabla 15.3 de la EAE)

- Resistencia de las secciones transversales: $\gamma_{M0} = 1,05$
- Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad: $\gamma_{M1} = 1,10$
- Resistencia a rotura de las secciones transversales a tracción: $\gamma_{M2} = 1,25$

3.4.2. Estados límite de servicio

Para las comprobaciones de estado límite de servicio, la IAP-11 establece unos coeficientes parciales (γ_F) para la ponderación de las correspondientes acciones. A continuación, se muestran estos coeficientes proporcionados por la Instrucción en la tabla 6.2-c:

Tabla 7 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de los estados límite de servicio

ACCIÓN		EFECTO	
		Favorable	Desfavorable
PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
VARIABLES (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0

Como coeficientes parciales de seguridad se tomarán los valores igual a la unidad.

3.5. Combinación de acciones

3.5.1. Estados límite últimos

Para las situaciones de proyecto permanentes, las combinaciones de acciones se harán según la expresión indicada en el artículo 6.3.1.1 de la IAP-11, la cual se muestra a continuación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes.
- $Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$: Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- γ_G, γ_Q : Coeficientes parciales de seguridad.

Se excluyen las situaciones de proyecto transitorias, accidentales y sísmicas; ya que no son objeto del presente proyecto básico. También queda excluido el estado límite último de fatiga en la combinación.

Según dicho artículo, además, al combinar las acciones variables se tendrán en cuenta las siguientes indicaciones:

- La sobrecarga de uso estará representada, para su combinación con el resto de las acciones, mediante los grupos de cargas definidos en la tabla 4.1-c de la IAP-11, que son excluyentes entre sí.
- Cuando se considere el viento transversal sobre el tablero o el arco, se considerará la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considere el viento longitudinal sobre el tablero o el arco, no se considerará la actuación simultánea del viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente.
- Cuando se considere el grupo de cargas de tráfico gr2 (fuerzas horizontales con su valor característico), no se considerará la actuación del viento.
- No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.

3.5.2. Estados límite de servicio

Según el estado límite de servicio a verificar, se disponen de diversas combinaciones de acciones, las cuales se exponen a continuación:

Combinación característica (poco probable o rara):

Esta combinación se utilizará en la comprobación de limitación de tensiones del acero y del hormigón. Se trata de una combinación de acciones propia de un estado límite de servicio irreversible.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente.
- $Q_{k,1}$: valor característico de la acción variable dominante.
- $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.
- γ_G, γ_Q : coeficientes parciales de seguridad para la ponderación de las acciones.

Combinación frecuente:

Esta combinación se utilizará en la comprobación de limitación de tensiones del acero. Se trata de una combinación de acciones propia de un estado límite de servicio reversible.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente.
- $\psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$: valor de combinación de la acción variable dominante.
- $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables.
- γ_G, γ_Q : coeficientes de seguridad parciales.

Combinación casi-permanente:

Esta combinación se utiliza para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos. Por tanto, se empleará para la comprobación de la flecha/deformaciones.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente.
- $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables.
- γ_G, γ_Q : coeficientes de seguridad parciales.

Serán de aplicación las indicaciones de simultaneidad de acciones consideradas en el apartado anterior de Estados límite últimos.

3.5.3. Factores de simultaneidad (ψ)

Los factores de simultaneidad a considerar en la combinación de acciones dependerán del tipo de acción. Los valores se indican en la tabla 6.1-a de la IAP-11, mostrada a continuación:

Tabla 8 Factores de simultaneidad

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
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, peatones		0	0	0
Viento	En situación persistente		0,6	0,2	0
Acción térmica	-		0,6	0,6	0,5

4. ACCIONES

4.1. Normativa aplicada

Las acciones consideradas en el cálculo son aquellas que indica la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera* (IAP-11).

4.2. Acciones permanentes

4.2.1. Peso propio

El peso propio se considera al modelizar la estructura en el programa SAP2000, ya que se introducen las secciones transversales de los elementos con sus correspondientes pesos específicos según indica la norma IAP-11, en la tabla 3.1-a.

Acero. Empleado en los arcos, péndolas rígidas, vigas longitudinales y vigas de piso.

$$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Hormigón armado. Usado en la losa colaborante y las subestructuras.

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

4.2.2. Carga muerta

Las cargas muertas consideradas en el cálculo serán aquellas producidas por todos los elementos permanentes que no contribuyen en la resistencia de la estructura.

- Capa de estanqueidad

$$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3; e = 0,03 \text{ m}$$

$$q_s = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

- Pavimento

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3; e = 0,055 \text{ m}$$

$$q_s = 1,265 \text{ kN/m}^2$$

- Mortero de la acera

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; e = 0,025 \text{ m}$$

$$q_s = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

- Baldosas de la acera

$$\gamma = 30 \text{ kN/m}^3; e = 0,05 \text{ m}$$

$$q_s = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

- Carril bici

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3; e = 0,03 \text{ m}$$

$$q_s = 0,69 \text{ kN/m}^2$$

- Impostas

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3; \text{área} = 0,158 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{punt}} = 3,95 \text{ kN/m} \cdot 40 \text{ m} = 158 \text{ kN}$$

$$q_{\text{punt}} = \frac{158 \text{ kN}}{13 \text{ cuchillos}} = 12,15 \frac{\text{kN}}{\text{cuchillo}}$$

- Muretes separadores parte aceras

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3; \text{área} = 0,0983 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{long}} = 2,26 \text{ kN/m}$$

- Muretes separadores parte calzada

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3; \text{área} = 0,103 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{long}} = 2,396 \text{ kN/m}$$

- Barandillas

$$q_{\text{punt}} = 3,49 \text{ kN/m} \cdot 40 \text{ m} = 139,6 \text{ kN}$$

$$q_{\text{punt}} = \frac{139,6 \text{ kN}}{13 \text{ cuchillos}} = 10,73 \frac{\text{kN}}{\text{cuchillo}}$$

4.3. Acciones variables

4.3.1. Sobrecarga de uso

Según el apartado 4.1 de la IAP-11, se establecen modelos de carga para definir la acción del tráfico rodado en puentes de hasta 200 metros de luz.

4.3.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

Se considera plataforma del tablero a la superficie apta para el tráfico rodado. Por tanto, para el caso que nos ocupa, ésta tendrá un ancho de 7,5 metros, longitud medida de una barrera rígida de contención para el tráfico a la opuesta.

La componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente en la zona de la plataforma, se dividirá en n_1 carriles virtuales de anchura w_1 cada uno, teniendo en cuenta las indicaciones de la tabla 4.1-a de la IAP-11. De este modo, el número de carriles virtuales será:

$$n_1 = \text{ent}\left(\frac{w}{3}\right) = \text{ent}\left(\frac{7,5}{3}\right) = 2 \text{ carriles virtuales}$$

La anchura de estos carriles virtuales será de 3 metros, quedando una anchura remanente de 1,50 metros. Estos carriles se denominarán carril 1 y carril 2, siendo el carril 1 el que genera el efecto más desfavorable. Además, la ubicación de cada uno de ellos se situará según donde sea más desfavorable.

4.3.1.2. Cargas verticales

4.3.1.2.1. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Las cargas verticales puntuales debidas a la sobrecarga de uso definidas en la IAP-11, son las correspondientes al tráfico de vehículos pesados. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes siendo la carga de cada eje la indicada en la tabla 4.1-b de la instrucción. Además, habrá que tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- En cada carril solo actuará un único vehículo pesado.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m.
- Las dos ruedas de cada eje se llevarán la misma carga (0,5 Q cada una).
- A efectos de comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo se situará transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren los dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual a 0,50 m.

- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m.

Además de estas cargas puntuales, se debe considerar también una sobrecarga uniforme de valor q indicada en la tabla 4.1-b de la Instrucción. Ésta se extenderá a todas las zonas en que resulte desfavorable, tanto longitudinal como transversalmente. A continuación, se exponen estas sobrecargas de uso según el caso que nos ocupa:

Tabla 9 Valores característicos de la sobrecarga de uso

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO 2Q [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Área remanente	0	2,5

4.3.1.2.2. Cargas verticales en zonas de uso peatonal

Según la IAP-11, para las aceras y para el carril bici se considerará una sobrecarga uniforme extendida longitudinal y transversalmente de 5 kN/m².

4.3.1.3. Consideración de la sobrecarga de uso sobre el puente

Se consideran tres posibles posiciones para los carriles virtuales, ya que en unos casos resulta más desfavorable una disposición que otra. Estas disposiciones son las que se muestran a continuación. En las siguientes figuras, los carros están centrados en los carriles virtuales, pero como se verá más adelante, éstos pueden disponerse en otra posición según sea más desfavorable.

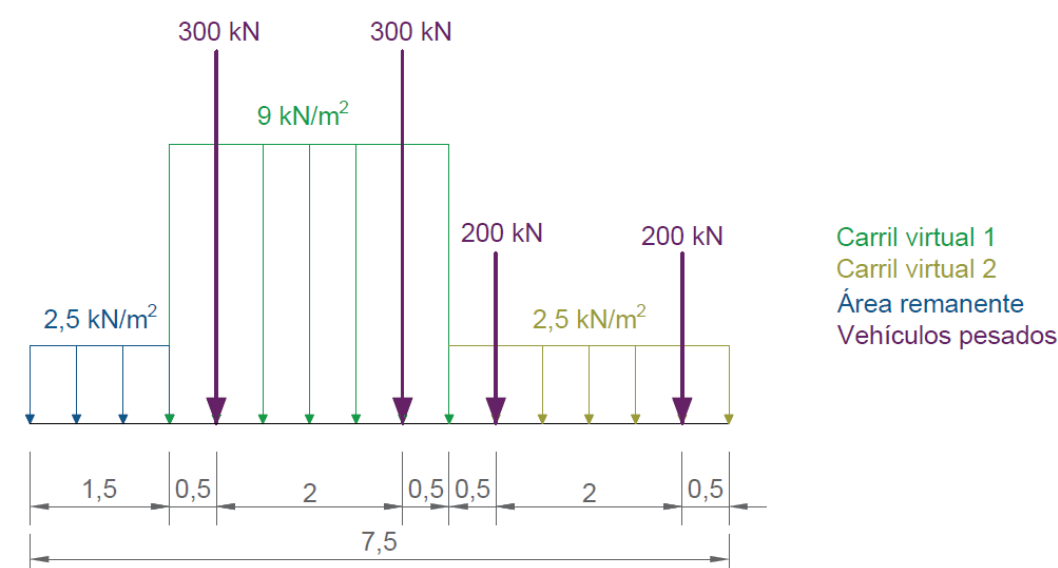


Figura 6 Posición 1 considerada para los carriles virtuales. Elaboración propia con AutoCAD

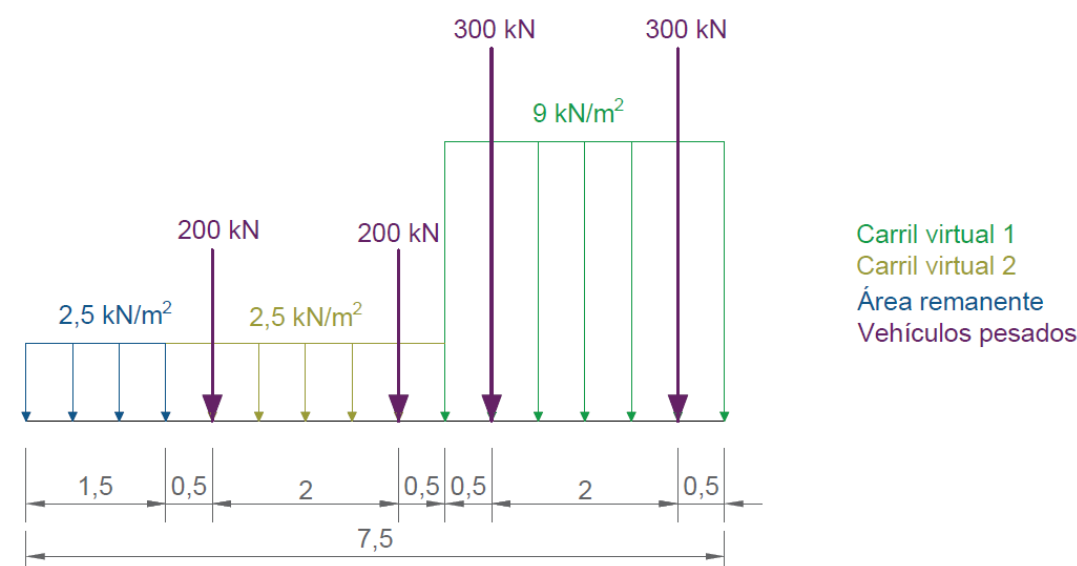


Figura 7 Posición 2 considerada para los carriles virtuales. Elaboración propia con AutoCAD

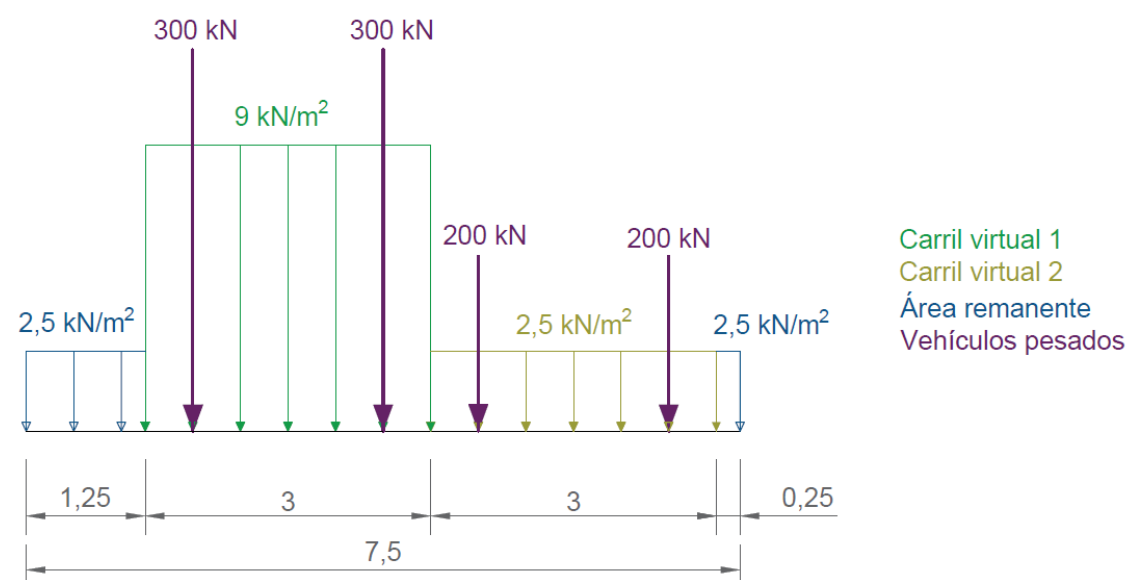


Figura 8 Posición 3 considerada para los carriles virtuales. Elaboración propia con AutoCAD

Las comprobaciones a realizar en cada posición serán las siguientes:

Posición 1

Se utilizará en las comprobaciones generales de flexión longitudinal. Por tanto, en esta posición de carriles virtuales la posición más desfavorable de los vehículos pesados será en centro luz y centrados en los carriles virtuales.

Posición 2

Los casos a considerar serán los siguientes:

- Comprobaciones generales de flexión longitudinal. Por tanto, en esta posición de carriles virtuales la posición más desfavorable de los vehículos pesados será en centro luz y centrados en los carriles virtuales.
- Comprobaciones locales (relativas a los arcos, vigas longitudinales, transversales, losa, etc.) con los carros descentrados dentro del carril virtual. En esta posición son más desfavorables las comprobaciones locales ya que el vehículo más pesado está más cerca de los elementos estructurales.
- Comprobaciones locales en los extremos del puente con los carros descentrados dentro del carril virtual. Estas comprobaciones serán base para el dimensionamiento de los apoyos de la estructura. Además, esta posición es más desfavorable, ya que el vehículo más pesado está más cerca del neopreno.

Posición 3

Se utilizará en las comprobaciones locales para el dimensionamiento de la losa.

En las figuras que se muestran a continuación, se representan los casos de posición de los carros, con su respectiva sobrecarga uniforme de uso, considerados.

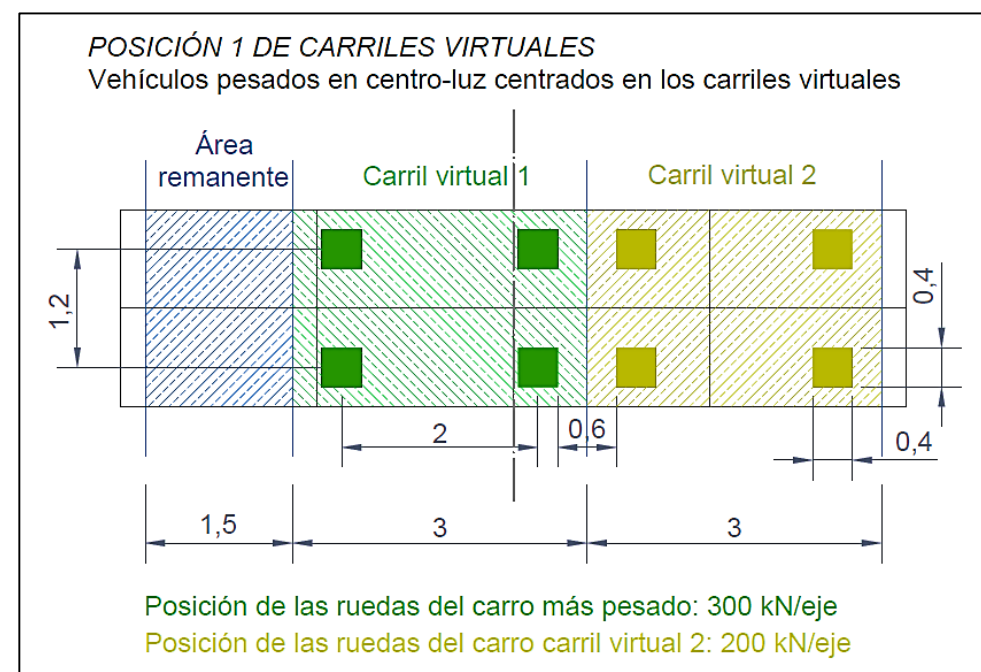


Figura 9 Caso 1 de sobrecargas de uso. Elaboración propia con AutoCAD

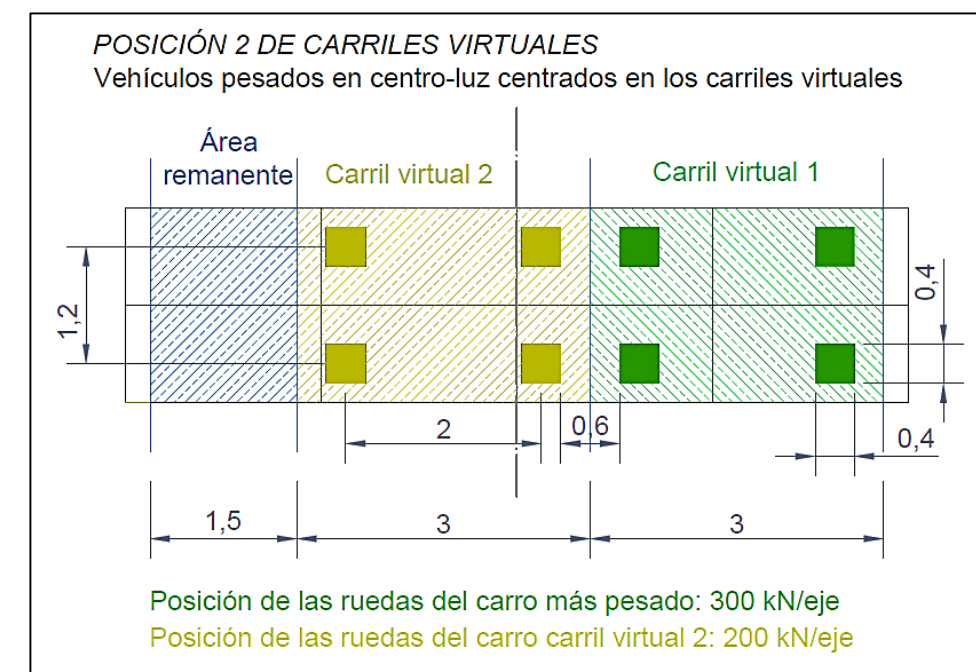


Figura 11 Caso 2 de sobrecargas de uso. Elaboración propia con AutoCAD

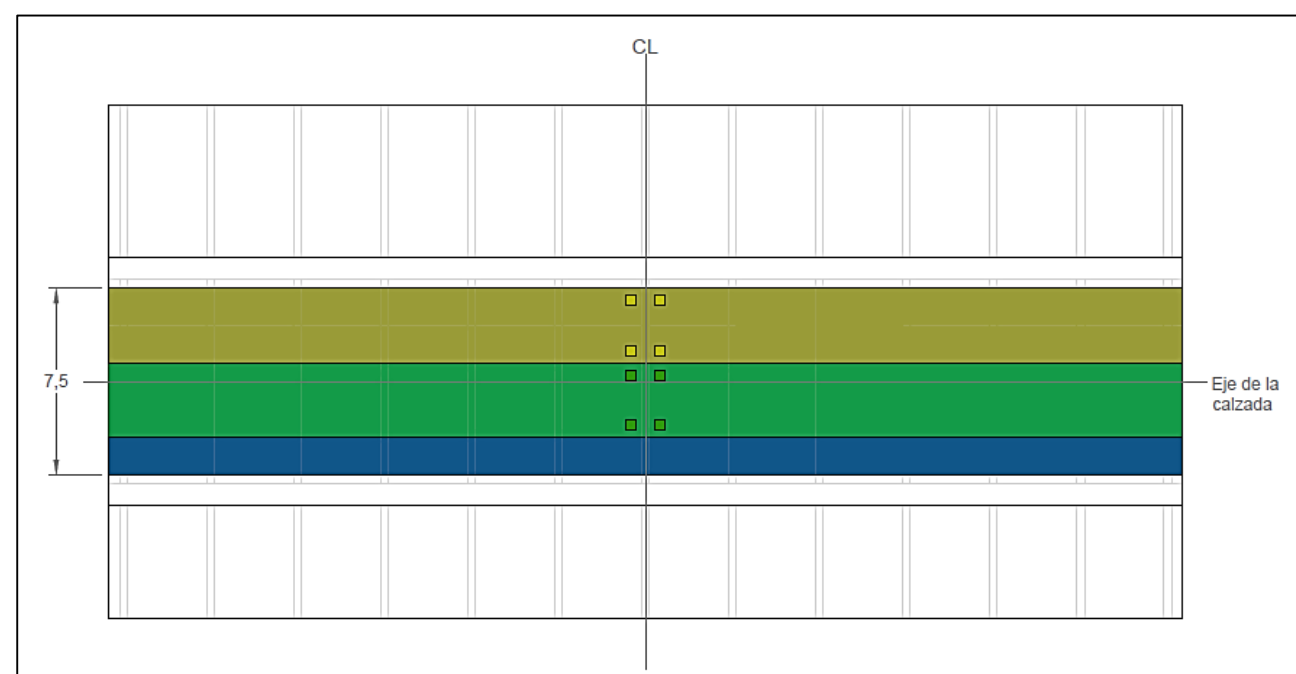


Figura 10 Caso 1 de sobrecargas de uso - Planta. Elaboración propia con AutoCAD

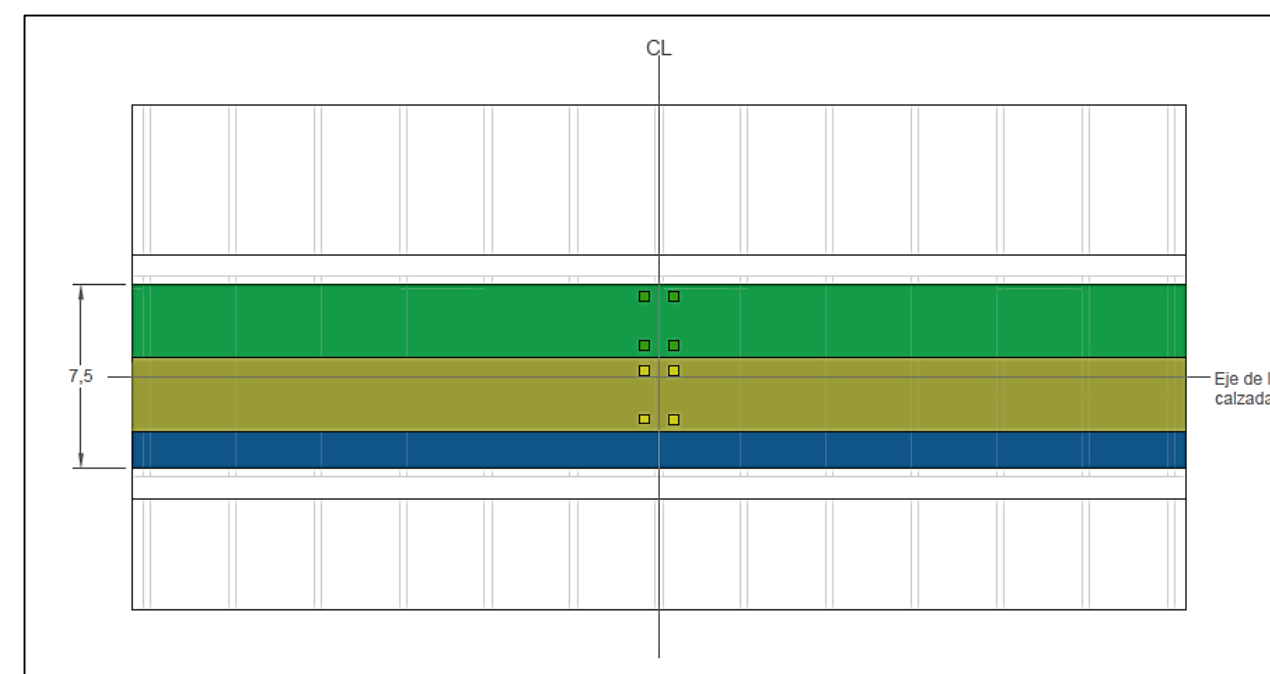


Figura 12 Caso 2 de sobrecargas de uso - Planta. Elaboración propia con AutoCAD

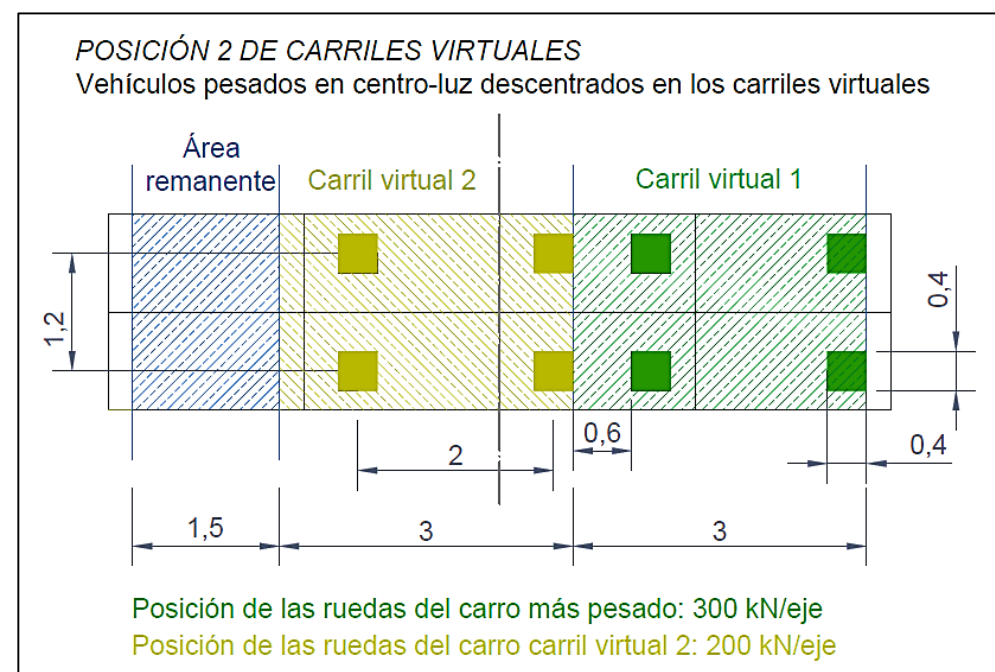


Figura 13 Caso 3 de sobrecargas de uso. Elaboración propia con AutoCAD

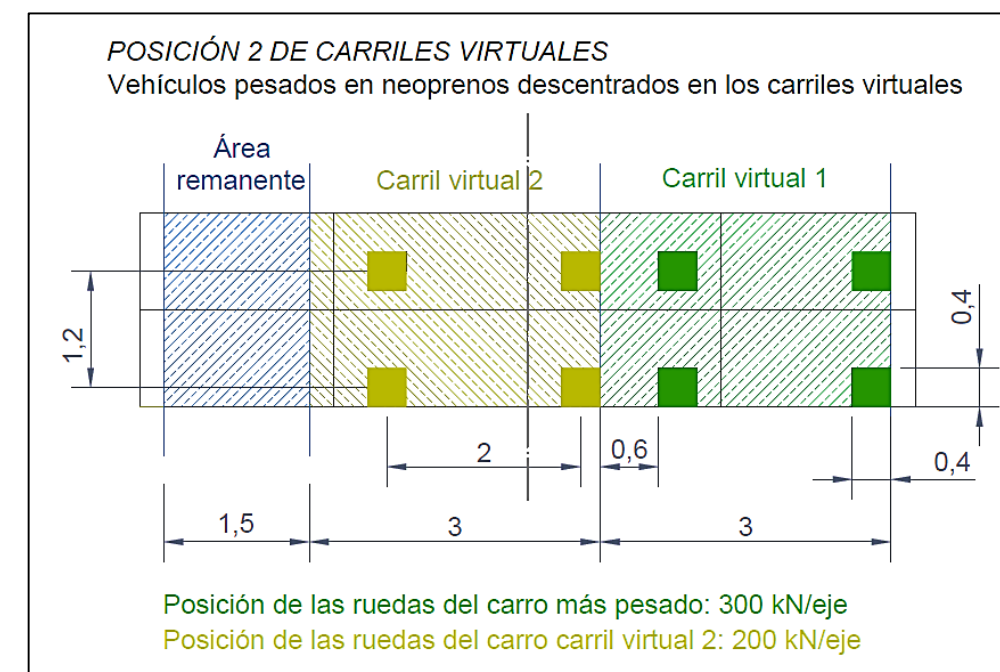


Figura 15 Caso 4 de sobrecargas de uso. Elaboración propia con AutoCAD

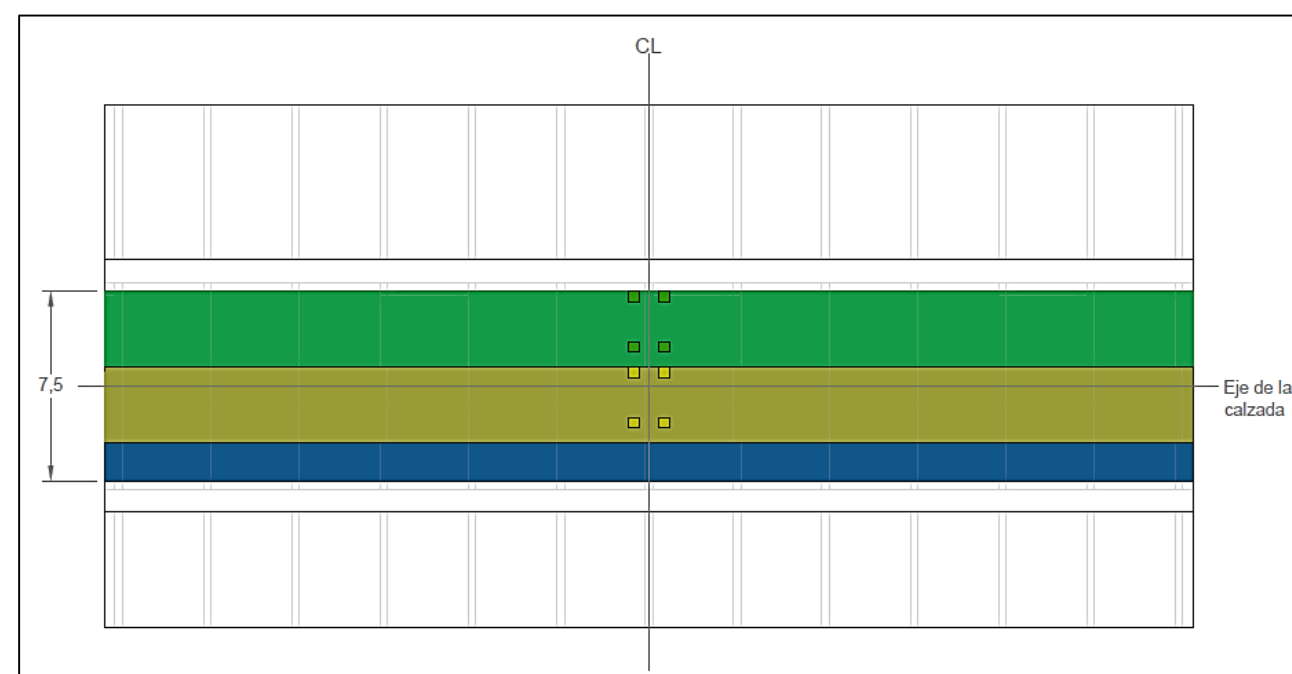


Figura 14 Caso 3 de sobrecargas de uso – Planta. Elaboración propia con AutoCAD

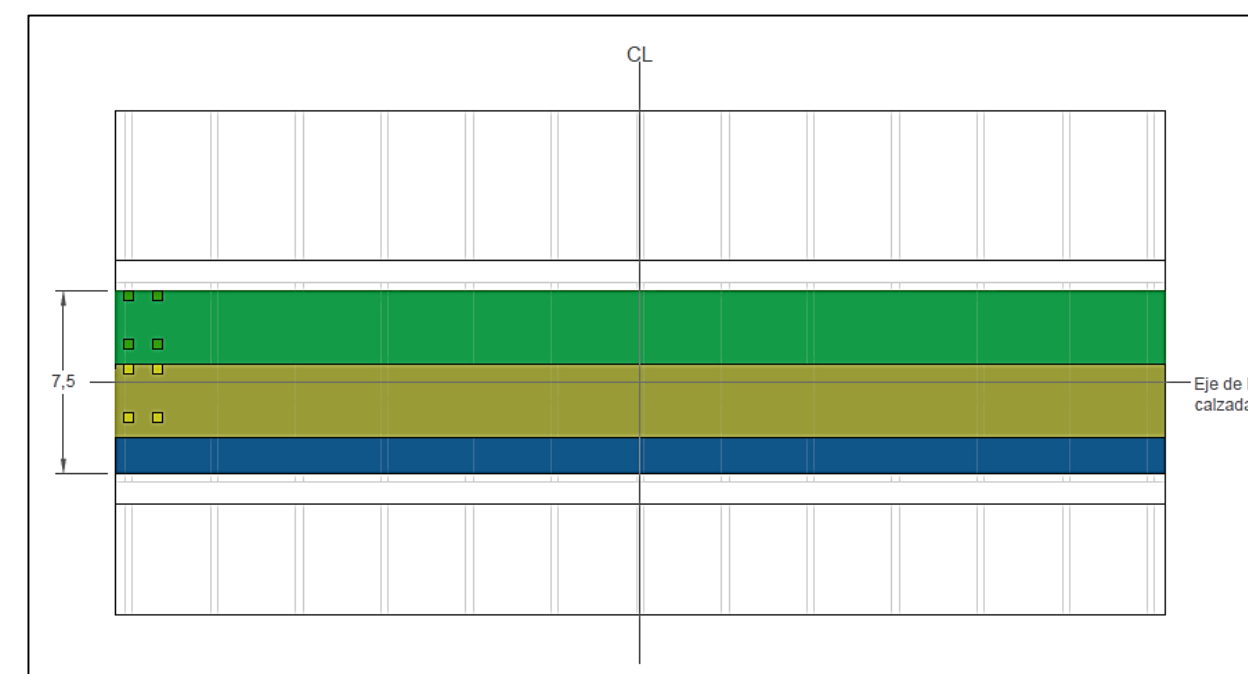


Figura 16 Caso 4 de sobrecargas de uso - Planta. Elaboración propia con AutoCAD

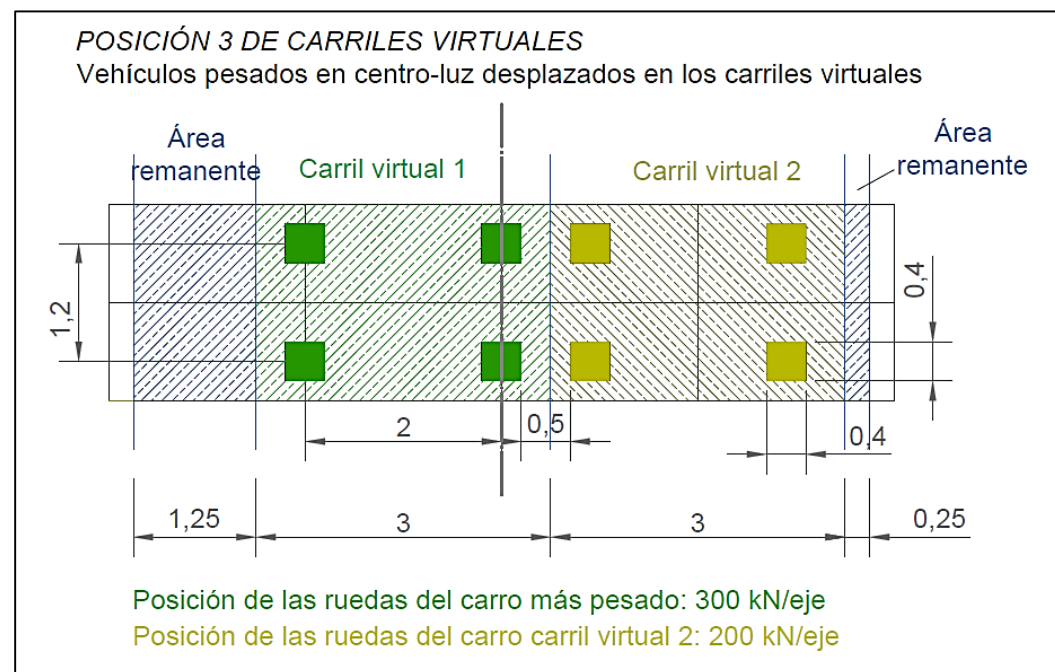


Figura 17 Caso 5 de sobrecargas de uso. Elaboración propia con AutoCAD

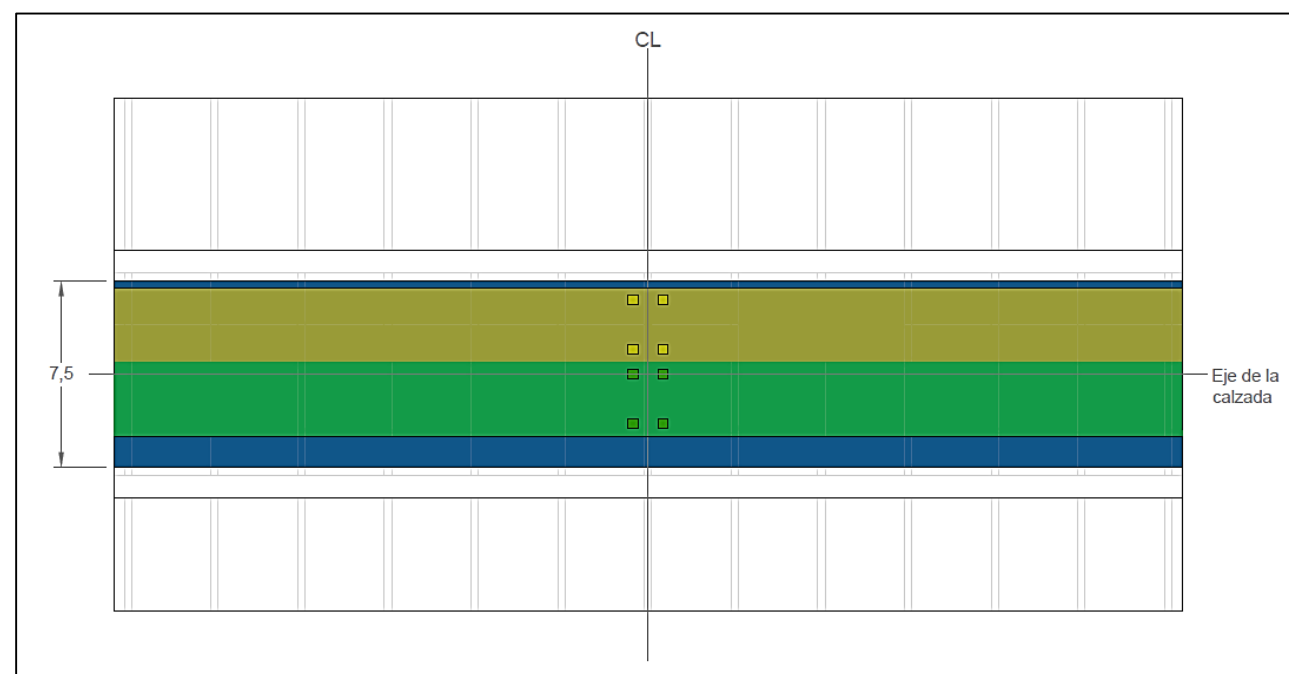


Figura 18 Caso 5 de sobrecargas de uso – Planta. Elaboración propia con AutoCAD

La disposición mostrada en las figuras 17 y 18, servirá de dimensionamiento local de la losa puesto que en centro luz es donde el apoyo de la misma es menos rígido. Esto es debido a que las vigas longitudinales alcanzan la deformación máxima en este punto. Por ello, a efectos locales transversales, la comprobación será con una rueda

del vehículo más pesado justo en medio de la plataforma y el carro del carril virtual 2 lo más cerca posible del primer vehículo pesado. La rueda del vehículo más pesado se pone en el centro puesto que también coincide con el punto de máximo momento flector de la viga de piso. Las cargas puntuales sobre las placas de la losa se han llevado a los nudos de las mismas de manera proporcional para modelizar en el programa SAP2000.

4.3.1.4. Cargas horizontales

4.3.1.4.1. Frenado y arranque

Según el artículo 4.1.3.1 de la IAP, el frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, se modeliza como una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal del puente y aplicada sobre la superficie del pavimento. La calzada dispone de dos carriles en sentido opuestos. Sin embargo, se considera más desfavorable esta fuerza actuando en sentido único.

El valor de esta fuerza es igual a una parte del valor de la carga característica vertical que actúa en el carril virtual 1. La Instrucción establece que, para el caso de carriles virtuales de 3 metros de anchura y longitud entre juntas mayor a 1,20 metros, se tiene:

$$Q = 360 + 2,7 \cdot L = 360 + 2,7 \cdot 42 = 473,4 \text{ kN}$$

Esta fuerza se encuentra dentro de los límites establecidos por la instrucción, los cuales se encuentran entre 180 y 900 kN. Se modelizará como una fuerza uniformemente repartida a lo largo del pavimento donde circulan los vehículos, por tanto:

$$q = \frac{473,4}{42 \cdot 7,5} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

4.3.1.5. Concomitancia de las cargas de tráfico

La concomitancia de cargas tráfico se realizará según la tabla 4.1-c del artículo 4.1.4 de la IAP-11, la cual se muestra a continuación:

Tabla 10 Concomitancia de las diferentes componentes de la sobrecarga de uso según la tabla 4.1-c de la IAP-11

GRUPOS DE CARGAS (Según carga dominante)	PLATAFORMA		ACERAS
	CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES	
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	FRENADO Y ARRANQUE
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido: $\psi_1 \cdot Q_k$	Valor reducido: $\psi_1 \cdot q_{ik}$	Valor característico (apartado 4.1.3.1)
gr 3 (Peatones)	-	-	-
			Valor característico (apartado 4.1.2.2)

El valor reducido que aparece en la tabla anterior es el que corresponde al valor frecuente. De este modo, se tomará $\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados y $\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme.

Cabe destacar que no se ha considerado la aglomeración de personas, ya que requiere de un análisis de acciones o cargas dinámicas, lo cual queda fuera del alcance de un proyecto básico. Además, no se considera la fuerza horizontal centrífuga y transversal debido a que el puente presenta una directriz recta.

4.3.2. Viento

De acuerdo con lo indicado en el artículo 4.2 de la IAP-11 el viento se asimilará a una carga estática equivalente, la cual se calculará siguiendo dicho apartado de la norma.

En primer lugar, es necesario conocer la velocidad básica fundamental del viento ($v_{b,0}$). Esto es la velocidad media del viento asociada a un periodo retorno de 50 años, soplando durante 10 minutos a una altura de 10 m sobre el suelo.



Figura 19 Mapa de isotacas para obtener la velocidad básica fundamental del viento. Fuente: IAP-11.

En este caso, según la figura anterior correspondiente a la 4.2-a de la IAP-11, se observa que Benicarló se encuentra en el límite entre zona A y zona B. Se tomará la velocidad correspondiente a la zona B quedando del lado de la seguridad. Por tanto, se obtiene la siguiente velocidad básica fundamental del viento:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

A partir de ésta, se obtiene la velocidad básica (v_b) para un periodo retorno de 50 años mediante la siguiente fórmula:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27 \text{ m/s}$$

Donde:

- c_{dir} : Factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1.
- c_{season} : Factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1.

Considerando que el puente del presente proyecto básico tiene un periodo retorno de 100 años, la velocidad básica del viento para un periodo retorno distinto de 50 años será:

$$v_b(T) = v_b \cdot c_{prob}$$

Siendo c_{prob} el siguiente factor de probabilidad:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \cdot \ln \left[-\ln (0.98) \right]} \right)^n$$

Tomando $K = 0,2$ y $n = 0,5$, se obtiene un coeficiente $c_{prob} = 1,04$ correspondiente a situaciones persistentes, el cual se considera aceptable según la norma a falta de estudios específicos. Con ello tenemos:

$$v_b(T) = v_b \cdot c_{prob} = 27 \cdot 1,04 = 28,08 \text{ m/s}$$

4.3.2.1. Dirección del viento

El viento podrá actuar perpendicularmente al eje del tablero y en la dirección longitudinal del puente, es decir, paralelamente al eje del tablero. Para el primer caso, se considerará la incidencia transversal y la vertical.

4.3.2.2. Viento transversal

4.3.2.2.1. Empuje horizontal

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, ya que depende de las características aerodinámicas del elemento y de la altura a la que esté situado respecto del terreno. Éste se calculará mediante la siguiente expresión:

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

Siendo:

- ρ : densidad del aire, que se tomará igual a $1,25 \text{ kg/m}^3$.
- $c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z .
- c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado.
- A_{ref} : área de referencia, proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento (m^2).

El coeficiente de fuerza del elemento a considerar se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \cdot k_1 \cdot c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right]; & \text{para } z \geq z_{\min} \\ c_e(z_{\min}); & \text{para } z < z_{\min} \end{cases}$$

Los coeficientes k_r , z_0 y $z_{\min}$ se toman en función del tipo de entorno, es decir, dependen del emplazamiento de la obra. En este caso, se considera que el entorno es de tipo 0, ya que el emplazamiento está en una zona costera expuesta al mar abierto. En primer lugar, k_r se corresponde con el factor del terreno, z_0 es la longitud de la rugosidad y $z_{\min}$ la altura mínima. Estos parámetros se obtienen de la tabla 4.2-b de la IAP-11, por tanto:

$$k_r = 0,156; \quad z_0 = 0,003 \text{ m}; \quad z_{\min} = 1 \text{ m}$$

El coeficiente c_0 es un factor de topografía para el cual habitualmente se toma el valor de 1. El coeficiente k_1 es un factor de turbulencia, que se tomará igual a 1.

El parámetro z corresponde con la altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno. Se considerarán dos casos de punto de aplicación. El primero sobre el tablero se encontrará en la mitad del canto contando las partes opacas del mismo. El segundo caso sería contando la totalidad del tablero y, además, considerando la presencia de carros, los cuales también impiden el paso del viento.

En primer lugar, se calcula la anchura opaca del tablero:

$$h_{\text{opaco}} = h_{\text{viga}} + h_{\text{losa}} + h_{\text{murete}} + \text{parte inferior viga piso} = 0,65 + 0,275 + 0,38 + 0,15 = 1,455 \text{ m}$$

Para el primer punto de aplicación se considera el tablero no cargado. El parámetro z se calculará en centro-luz, siendo h_{terreno} , la distancia desde el terreno hasta el punto más bajo del tablero en centro-luz, se obtiene:

$$z_1 = h_{\text{terreno}} + \frac{h_{\text{opaco}}}{2} = 2,628 + \frac{1,455}{2} = 3,356 \text{ m}$$

Para el segundo caso, debemos conocer la altura opaca considerando parte del canto del tablero y la altura de carro:

$$\begin{aligned} h_{\text{opaco con carros}} &= h_{\text{viga}} + h_{\text{losa}} + h_{\text{carro}} + \text{parte inferior viga piso} - h_{\text{carril inclinado}} \\ &= 0,65 + 0,275 + 2 + 0,15 - 0,075 = 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$z_2 = h_{\text{terreno}} + \frac{h_{\text{opaco con carros}}}{2} = 2,628 + \frac{3}{2} = 4,128 \text{ m}$$

Tanto z_1 como z_2 son superiores a la $z_{\min}$, la cual tenía un valor de 1 metro. Con todo ello, se tienen los datos necesarios para calcular el parámetro $c_e(z)$ para ambos casos de punto de aplicación de la carga. Por tanto:

$$c_e(3,356 \text{ m}) = 0,156^2 \cdot \left[1^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{3,356}{0,003} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \ln \left(\frac{3,356}{0,003} \right) \right] = 2,395$$

Del mismo modo, para el segundo punto de aplicación:

$$c_e(4,128 \text{ m}) = 2,502$$

Por otro lado, el coeficiente de forma del elemento considerado, en este caso el tablero de alma llena, se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$c_{f,x} = 2,5 - 0,3 \cdot \frac{B}{h_{\text{eq}}}$$

Siendo:

- B : anchura total del tablero. En este caso, tomamos 20,85 m.
- h_{eq} : altura equivalente obtenida teniendo en cuenta el mayor canto del tablero y la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento. De este modo, se tendrá en cuenta la presencia de carros en el tablero, ya que nos da una altura más desfavorable. Por tanto, $h_{\text{eq}} = 3 \text{ m}$.

El coeficiente resulta:

$$c_{f,x} = 0,415 \rightarrow 1,3$$

Sin embargo, la IAP-11 establece en el artículo 4.2.5.1 que el coeficiente $c_{f,x}$ debe encontrarse en el rango de valores entre 1,3 y 2,4. Por tanto, tomaremos $c_{f,x} = 1,3$.

Se calcula también el área de referencia sobre la cual va a estar aplicado el empuje del viento. Ésta será el producto de la altura equivalente y los 40 metros longitudinales de puente en los que afecta el empuje horizontal. No se toma la totalidad de los 42 metros del puente ya que en la parte de los estribos no habrá influencia del viento. Así:

$$A_{\text{ref}} = 40 \cdot 3 = 120 \text{ m}^2$$

Por tanto, el valor del empuje horizontal para ambos puntos de aplicación es:

$$F_{w1, \text{sin carros}} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,x} \cdot A_{\text{ref},x} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] \cdot 2,395 \cdot 1,3 \cdot 120 = 184.121,43 \text{ N} \\ = 184,121 \text{ kN}$$

$$F_{w2, \text{con carros}} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,x} \cdot A_{\text{ref},x} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] \cdot 2,502 \cdot 1,3 \cdot 120 = 192.347,31 \text{ N} \\ = 192,347 \text{ kN}$$

Este empuje se aplicará como una carga lineal sobre las vigas longitudinales, en una o en otra según el sentido de soplo del viento. Esta situación es más desfavorable que dividir esta carga entre las dos vigas longitudinales, por tanto:

$$q_{1,x} = \frac{184,121}{40} = 4,603 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,x} = \frac{192,347}{40} = 4,81 \text{ kN/m}$$

4.3.2.3. Empuje vertical

Del mismo modo que para el empuje horizontal, se considerará un empuje vertical sobre el tablero actuando en el sentido en que resulte más desfavorable, calculado mediante la siguiente expresión:

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

En este caso, habrá que recalcular el coeficiente de forma y el área de referencia a considerar. El coeficiente de forma $c_{f,z}$ se tomará igual a $\pm 0,9$, según cuál sea el sentido de soplo del viento. El área de referencia se corresponderá con el área en planta del tablero, es decir, $A_{ref,z} = 20,85 \cdot 40 = 834 \text{ m}^2$. Por tanto, se obtienen de nuevo dos valores de empuje vertical, ya que existen dos coeficientes $c_e(z)$:

$$F_{w,z1,sincarros} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] \cdot 2,395 \cdot (\pm 0,9) \cdot 834$$

$$= \pm 885.907,34 \text{ N} = \pm 885,907 \text{ kN}$$

$$F_{w,z2,concarros} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] \cdot 2,502 \cdot (\pm 0,9) \cdot 834$$

$$= \pm 925.486,5 \text{ N} = \pm 925,487 \text{ kN}$$

Este empuje se aplicará como una carga lineal sobre las vigas longitudinales, por tanto:

$$q_{1,z} = \frac{\pm 885,907}{40} = \pm 22,148 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,z} = \frac{\pm 925,487}{40} = \pm 23,137 \text{ kN/m}$$

4.3.2.4. Momento de vuelco sobre el tablero

Según el artículo 4.2.5.1.3 de la IAP-11, el momento de vuelco sobre el tablero es generado por la acción combinada de los empujes transversal y vertical del viento sobre el tablero.

En tableros de alma llena, el empuje transversal estará aplicado a una altura igual al 60 % de la altura equivalente máxima utilizada en los cálculos. Así:

$$y_{empuje\ transversal} = 0,6 \cdot h_{opaco\ con\ carros} = 0,6 \cdot 3 = 1,8 \text{ m}$$

Habrà que considerar tanto si el viento sopla en sentido hacia al mar, como la situación inversa.

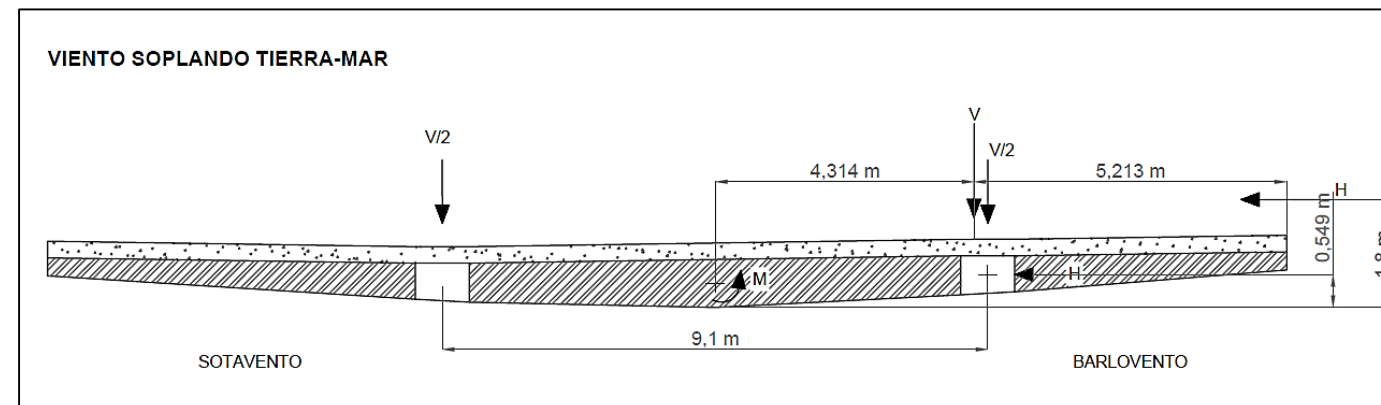


Figura 20 Caso viento soplando tierra-mar. Elaboración propia con AutoCAD

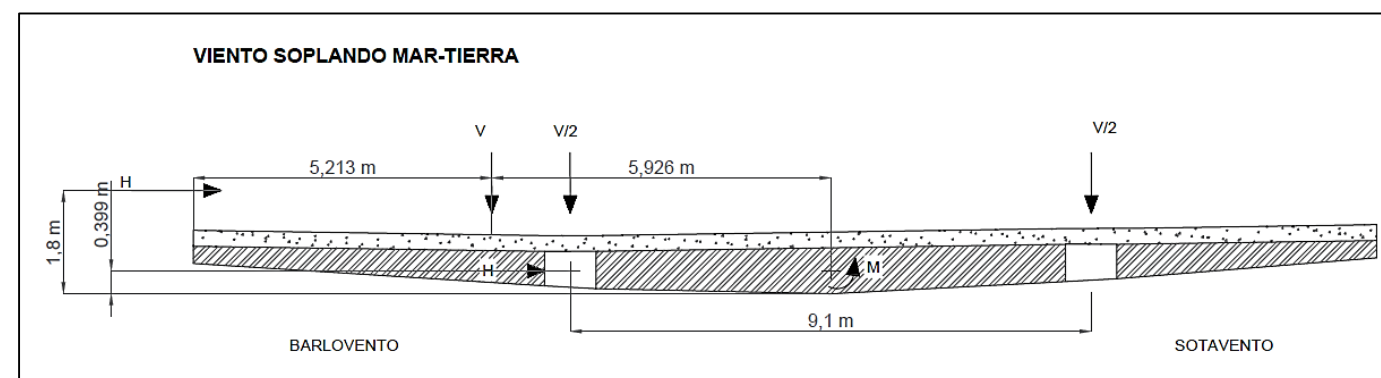


Figura 21 Caso viento soplando mar-tierra. Elaboración propia con AutoCAD

De este modo, el momento de vuelco sobre la viga longitudinal generado por el empuje transversal aplicado en las vigas longitudinales para el caso tierra-mar será:

$$M_{1,H,tierra-mar} = 184,121 \cdot (1,8 - 0,54874) = 230,38 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{230,38}{40} = 8,285 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{2,H,tierra-mar} = 192,347 \cdot (1,8 - 0,54874) = 240,676 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{240,676}{40} = 6,017 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Para el caso mar-tierra será:

$$M_{1,H,mar-tierra} = 184,121 \cdot (1,8 - 0,39874) = 258,001 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{258,001}{40} = 6,45 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{2,H,mar-tierra} = 192,347 \cdot (1,8 - 0,39874) = 269,53 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{269,53}{40} = 6,738 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Estos momentos se transformarán en dos cargas lineales verticales a lo largo de la directriz de las vigas longitudinales. Se introducirá en el modelo el valor de este momento como un incremento de la carga vertical en

la viga longitudinal de barlovento y una disminución en la viga de sotavento. Dividiendo los momentos obtenidos entre la separación de esas dos cargas lineales (brazo mecánico), tenemos:

$$\Delta q_{1,H,tierra-mar} = \frac{8,285}{9,1} = 0,91 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{2,H,tierra-mar} = \frac{6,017}{9,1} = 0,661 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{1,H,mar-tierra} = \frac{6,45}{9,1} = 0,709 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{2,H,mar-tierra} = \frac{6,738}{9,1} = 0,74 \text{ kN/m}$$

En el caso del empuje vertical, estará aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero, es decir:

$$x_{\text{empuje vertical}} = \frac{1}{4} \cdot 20,85 = 5,2125 \text{ m}$$

Así que el momento de vuelco en centro-luz generado por el empuje vertical para el caso tierra-mar será:

$$M_{1,V,tierra-mar} = \pm 885,907 \cdot 4,314 = \pm 3821,803 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{\pm 3821,803}{40} = \pm 95,545 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{2,V,tierra-mar} = \pm 925,487 \cdot 4,314 = \pm 3992,551 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{\pm 3992,551}{40} = \pm 99,814 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Para el caso mar-tierra será:

$$M_{1,V,mar-tierra} = \pm 885,907 \cdot 5,926 = \pm 5249,885 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{\pm 5249,885}{40} = \pm 131,25 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{2,V,mar-tierra} = \pm 925,487 \cdot 5,926 = \pm 5484,436 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \frac{\pm 5484,436}{40} = \pm 137,111 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Estos momentos flectores al estar aplicados en el centro del tablero, se transformarán en dos cargas lineales verticales a lo largo de la directriz de las vigas longitudinales. Introduciremos el valor de este momento con un incremento de la carga vertical en la viga longitudinal de barlovento y una disminución en la viga de sotavento. Dividiendo los momentos obtenidos entre la separación de esas dos cargas lineales (brazo mecánico), tenemos:

$$\Delta q_{1,V,tierra-mar} = \frac{\pm 95,545}{9,1} = \pm 10,5 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{2,V,tierra-mar} = \frac{\pm 99,814}{9,1} = \pm 10,969 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{1,V,mar-tierra} = \frac{\pm 131,25}{9,1} = \pm 14,423 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_{2,V,mar-tierra} = \frac{\pm 137,111}{9,1} = \pm 15,067 \text{ kN/m}$$

A continuación, se expone un cuadro resumen con todas las cargas de viento que actúan sobre el tablero:

Tabla 11 Resumen acciones viento sobre tablero

	Sin carros		Con Carros	
	Tierra - mar	Mar - tierra	Tierra - mar	Mar - tierra
Empuje transversal (kN/m)	4,603		4,81	
Empuje vertical (kN/m)	$\frac{\pm 22,148}{2 \text{ vigas}} = \pm 11,074$		$\frac{\pm 23,137}{2 \text{ vigas}} = \pm 11,569$	
Momento empuje transversal (kN·m/m)	8,285	6,017	6,45	6,738
Incremento empuje vertical debido al momento de empuje transversal (kN/m)	0,91 / cada viga	0,709 / cada viga	0,661 / cada viga	0,74 / cada viga
Momento empuje vertical (kN·m/m)	$\pm 95,545$	$\pm 99,814$	$\pm 131,25$	$\pm 137,111$
Incremento empuje vertical debido al momento de empuje vertical (kN/m)	$\pm 10,5$ / cada viga	$\pm 10,969$ / cada viga	$\pm 14,423$ / cada viga	$\pm 15,067$ / cada viga

4.3.2.5. Empuje sobre el arco

En el caso del arco, solo se considera empuje transversal y se calculará del mismo modo que para el tablero. Debido a la geometría de la sección transversal del arco se considera tanto la situación a barlovento como a sotavento. Por tanto:

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

Donde:

- z : altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno:

$$z_{\text{arco}} = h_{\text{terreno}} + h_{\text{opaco}} + h_{\text{péndola}} + \frac{h_{\text{arco}}}{2} = 2,628 + 1,455 + 6,75 + \frac{0,5}{2} = 11,083 \text{ m} \geq z_{\text{min}} = 1 \text{ m}$$

- $c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z calculada anteriormente:

$$c_e(z) = \begin{cases} k_R^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \cdot k_1 \cdot c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right]; & \text{para } z \geq z_{\text{min}} \\ c_e(z_{\text{min}}); & \text{para } z < z_{\text{min}} \end{cases}$$

$$c_e(11,083 \text{ m}) = 0,156^2 \cdot \left[1^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{11,083}{0,003} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \ln \left(\frac{11,083}{0,003} \right) \right] = 3,0415$$

- A_{ref} : área en la que incide el empuje del viento sobre el elemento:

$$A_{\text{ref}} = \text{Long. arco} \cdot \text{Proyección altura} = 45,564 \cdot 0,5 = 22,782 \text{ m}^2$$

- C_f : coeficiente de fuerza para la sección del arco. Se obtiene de la figura 4.2-b de la IAP-11:

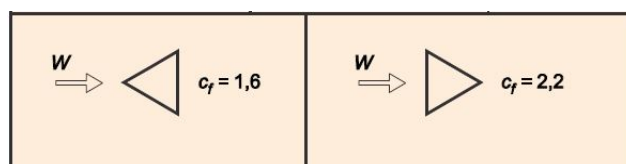


Figura 22 Coeficiente de fuerza para secciones triangulares. Fuente: IAP-11.

Por tanto, para ambas situaciones de coeficiente de fuerza tenemos:

$$F_{w, \text{vértice a barlovento}} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] \cdot 3,0415 \cdot 1,6 \cdot 22,782 = 54.635,37 \text{ N} = 54,365 \text{ kN}$$

$$F_{w, \text{vértice a sotavento}} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] \cdot 3,0415 \cdot 2,2 \cdot 22,782 = 75.123,63 \text{ N} = 75,124 \text{ kN}$$

Estas fuerzas se implementarán como una carga lineal sobre el arco, por tanto:

$$q_{w, \text{vértice a barlovento}} = \frac{54,365}{45,564} = 1,193 \text{ kN/m}$$

$$q_{w, \text{vértice a sotavento}} = \frac{75,124}{45,564} = 1,649 \text{ kN/m}$$

4.3.2.6. Empuje longitudinal

Según el artículo 4.2.5.2, el empuje provocado por el viento paralelo al eje del puente sobre el tablero será una fracción del empuje transversal del viento minorado por un coeficiente.

Dado que este empuje actúa sobre la losa del puente, se considera la fracción un 25% del empuje transversal. El coeficiente reductor se calcula mediante la siguiente expresión:

$$1 - \left[\frac{7}{c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7} \right] \phi[L/L(Z)] = 0,9227$$

Donde:

- C_0 : factor de topografía. Habitualmente se toma igual a 1.
- z : Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o de la cota mínima del nivel de agua bajo el puente (m). En este caso, el valor de z es de 3,356 metros.
- z_0 : para un entorno tipo 0, z_0 tiene un valor de 0,003 m.
- z_{min} : para un entorno tipo 0, z_{min} es igual a 1 m.
- $\phi[L/L(Z)] = 0,230 + 0,182 \cdot \ln[L/L(Z)] = 0,155$. Este coeficiente se encuentra entre 0 y 1, límite establecido por la norma.
- L : longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal (m). Se tomará igual a la longitud total del puente, 42 metros.
- $L(z)$: longitud integral de la turbulencia (m). Dado que $z = 3,356 \text{ m}$, es inferior a 200 metros y superior a $z_{\text{min}} = 1 \text{ m}$, esta longitud se obtiene con la siguiente expresión:

$$L(z) = 300 \cdot (z/200)^\alpha = 63,47 \text{ m}$$

Siendo α un coeficiente de valor igual a 0,38 debido al tipo de entorno (0).

Obtenido este coeficiente reductor, el empuje longitudinal producido por el viento será:

$$F_{1, \text{sin carros}} = 184,121 \cdot 0,25 \cdot 0,9227 = 42,47 \text{ kN}$$

$$F_{2, \text{con carros}} = 192,347 \cdot 0,25 \cdot 0,9227 = 44,37 \text{ kN}$$

Esta fuerza actuará sobre toda la losa y se modelizará como una carga uniformemente repartida sobre la misma:

$$q_{1, \text{sin carros}} = \frac{42,47}{20,85 \cdot 42} = 0,048 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2, \text{con carros}} = \frac{44,37}{20,85 \cdot 42} = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2.7. Empuje sobre otros elementos

El empuje del viento sobre la barandilla se tendrá en cuenta en el anejo de equipamientos para el dimensionamiento de la misma. En el caso de las péndolas rígidas no se considera el empuje del viento debido a que el apantallamiento es mínimo.

4.3.2.8. Efectos aeroelásticos

Dado que se está realizando un proyecto básico, no es necesaria la comprobación de los efectos aeroelásticos.

4.3.3. Acciones térmicas

El efecto de la temperatura sobre la estructura se considera en el artículo 4.3 de la IAP-11. No obstante, cabe destacar que, dado que la sustentación de la estructura es isostática, las reacciones debidas a las acciones térmicas serán de baja magnitud.

Para el cálculo de las mismas, dicho artículo establece tres tipos de tableros. En este caso, se tiene un tablero Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria).

La norma considera dos situaciones de acción térmica. La primera consta en el aumento o disminución uniforme de la temperatura del tablero. La otra situación considera un gradiente térmico que actúa sobre un elemento considerado del puente.

4.3.3.1. Componente uniforme de temperatura del tablero

4.3.3.1.1. Temperatura máxima y mínima del aire

Para proceder al cálculo de los efectos de la componente uniforme de temperatura se parte del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar de emplazamiento del puente, es este caso, la ciudad de Benicarló (Castellón).

Acudiendo a la figura 4.3-a y a la tabla 4.3-b de la Instrucción, se obtendrá la temperatura máxima y mínima anual del aire a la sombra para un periodo retorno de 50 años, es decir, una probabilidad anual de excedencia de 0,02. Estos valores, del mismo modo que en el caso de viento, deberán multiplicarse por un coeficiente a fin de obtener unas temperaturas correspondientes a un periodo retorno de 100 años para el cual está proyectado el puente.

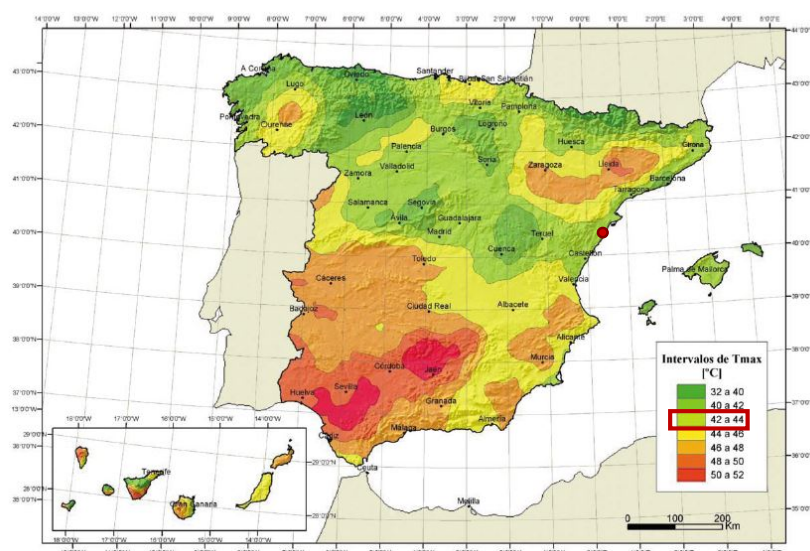


Figura 23 Isotermas de la temperatura máxima anual del aire [°C]. Fuente: AP-11 (4.3-a)

Como podemos ver en el mapa de isotermas anterior, correspondiente a la figura 4.3-a de la IAP-11, Benicarló se encuentra en una zona en la que el rango de T_{max} es de 42 a 44°C. Esta temperatura dependerá del clima del lugar y la altitud. Del lado de la seguridad tomaremos $T_{max} = 44°C$.

Tabla 12 Temperatura mínima anual del aire [°C] – IAP-11 (4.3-B)

Altitud (m)	Zona de clima invernal						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5

De la tabla anterior se obtiene la temperatura mínima, T_{min} , la cual depende de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal. Ésta se deduce del mapa a continuación:



Figura 24 Zonas climáticas de invierno . Fuente: IAP-11 (4.3-b)

Según el mapa anterior, Benicarló se encuentra en la zona 5. Además, está situado a 21 metros de altitud respecto del nivel del mar. Por tanto, interpolaremos de la tabla 2 el valor de la temperatura mínima:

$$T_{min} = T_{0\text{ m, zona 5}} + \frac{T_{200\text{ m, zona 5}} - T_{0\text{ m, zona 5}}}{h_{200} - h_0} \cdot (h_{\text{benicarló}} - h_0) = -5 + \frac{-8 + (-5)}{200 - 0} \cdot (21 - 0) = -6,365\text{ °C}$$

Ahora se trata de corregir los valores de T_{max} y T_{min} a fin de que sean aceptables para un periodo retorno de 100 años. Para ello se utilizarán las expresiones siguientes:

$$T_{max,p} = T_{max} \cdot \{k_1 - k_2 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

$$T_{min,p} = T_{min} \cdot \{k_3 + k_4 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

Donde p es el inverso del periodo retorno y los coeficientes k toman los siguientes valores: $k_1 = 0,781$; $k_2 = 0,056$; $k_3 = 0,393$ y $k_4 = -0,156$. Por tanto:

$$T_{\max,p} = 44 \cdot \left\{ 0,781 - 0,056 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right] \right\} = 45,7 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min,p} = -6,365 \cdot \left\{ 0,393 + (-0,156) \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right] \right\} = -7,07 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

4.3.3.1.2. Componente uniforme de temperatura del tablero

La componente uniforme de la temperatura del tablero corresponde a la temperatura media de la sección transversal del mismo. Ésta tendrá unos valores mínimo y máximo, los cuales se determinan a partir de la temperatura del aire calculada en el apartado anterior:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + \Delta T_{e,\min}$$

$$T_{e,\max} = T_{\max} + \Delta T_{e,\max}$$

Los valores de incremento de temperatura mínimos y máximos para el cálculo de la componente uniforme de temperatura, $\Delta T_{e,\min}$ y $\Delta T_{e,\max}$, se obtienen de la tabla 4.3-b de la Instrucción. En este caso, se ha considerado un tablero mixto, por tanto, $\Delta T_{e,\min} = +4 \text{ }^{\circ}\text{C}$ y $\Delta T_{e,\max} = +4 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Así, los valores mínimo y máximo de la componente uniforme de temperatura serán:

$$T_{e,\min} = -7,07 + 4 = -3,07 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = 45,7 + 4 = 49,7 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

A partir de los parámetros obtenidos, podemos conocer el rango de variación térmica que permita determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero. Este rango será la diferencia entre la temperatura media del tablero en el momento de puesta en obra y los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura, obtenidos anteriormente. Dado que no se dispone de la información necesaria, la Instrucción aconseja tomar una temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento de valor $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Por tanto, se obtiene:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 15 - (-3,07) = 18,07 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 49,7 - 15 = 34,7 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Siendo:

- $\Delta T_{N,\text{con}}$ el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción.
- $\Delta T_{N,\text{exp}}$ el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación.

En cuanto al dimensionamiento de los aparatos de apoyo y juntas de dilatación, se considerará una variación de contracción y dilatación máximas de la componente uniforme de la temperatura del puente. Por tanto:

$$\Delta T_{N,\text{con},\text{apoyos}} = \Delta T_{N,\text{con}} + 15 = 18,07 + 15 = 33,07 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp},\text{apoyos}} = \Delta T_{N,\text{exp}} + 15 = 34,7 + 15 = 49,7 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

4.3.3.2. Componente de la diferencia de temperatura

4.3.3.2.1. Diferencia vertical

Dado que se trata de un puente de tablero mixto, el efecto de la diferencia vertical de temperatura se considerará mediante una diferencia en la temperatura de las secciones parciales de acero y hormigón. De dicha componente, debemos considerar dos situaciones: calentamiento y enfriamiento.

En las condiciones de calentamiento, se origina una ganancia de calor de la sección de acero considerada respecto a la de hormigón. La Instrucción establece que el acero tenga un incremento $\Delta T_{m,\text{heat}} = +18 \text{ }^{\circ}\text{C}$ en dichas situaciones (respecto a la sección de losa superior correspondiente). Por el contrario, en condiciones de enfriamiento se produce una pérdida de calor de valor $\Delta T_{m,\text{cool}} = -10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ respecto a la sección parcial de hormigón.

El valor de la componente uniforme de temperatura producido por $\Delta T_{m,\text{heat}}$ o $\Delta T_{m,\text{cool}}$ no se debe tener en cuenta en ninguna comprobación, al haberse incluido ya en el rango de variación de la componente uniforme de temperatura del tablero. Por lo que sólo se tendrá en cuenta lo dispuesto a continuación.

Se pretende compatibilizar los movimientos o deformaciones entre acero y hormigón. Para ello, se desarrollará lo siguiente:

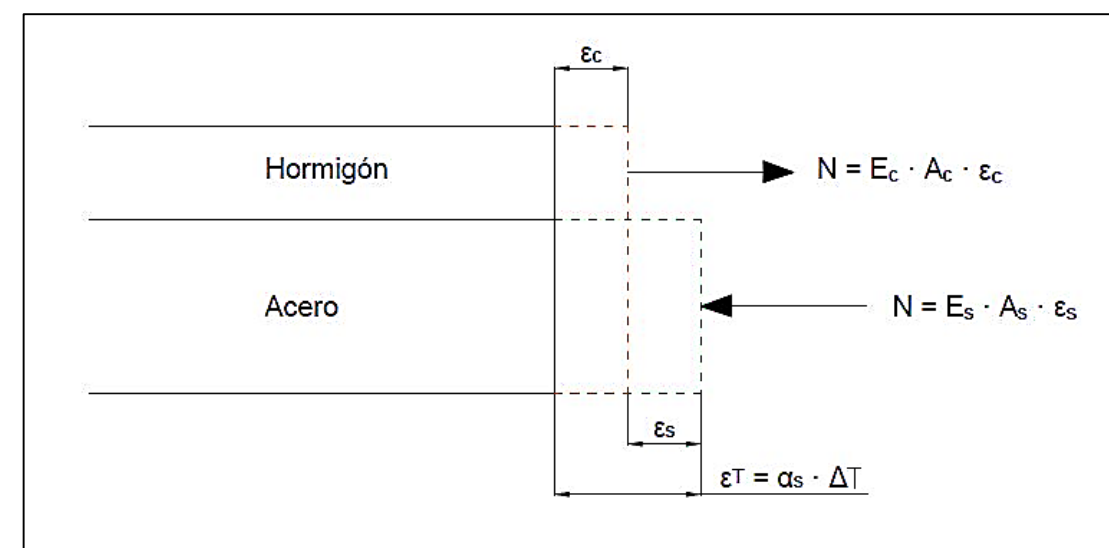


Figura 25 Compatibilización de deformaciones entre secciones mixtas. Elaboración propia con AutoCAD

Como se observa en la figura anterior, ante los cambios de temperatura cada material sufre unas deformaciones diferentes. De lo que se trata es obtener una variación de temperatura en la que tanto hormigón como acero se alarguen o contraigan lo mismo. Para ello, los esfuerzos axiales representados deben igualarse.

$$\varepsilon_c + \varepsilon_s = \varepsilon^T; \quad \sum F_x = 0 \rightarrow N_c = N_s = N$$

$$\frac{N}{E_c \cdot A_c} + \frac{N}{E_s \cdot A_s} = \varepsilon^T; \quad N = \varepsilon^T \cdot \frac{E_c \cdot A_c \cdot E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}$$

$$\varepsilon_c = \frac{N}{E_c \cdot A_c} = \frac{E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} \cdot \varepsilon^T; \quad \varepsilon_s = \frac{N}{E_s \cdot A_s} = \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} \cdot \varepsilon^T$$

Como se pretende que la deformación de la sección de hormigón sea igual a un incremento de temperatura equivalente en el acero, se obtiene:

$$\varepsilon_c = \frac{E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} \cdot \alpha_s \cdot \Delta T = \alpha_c \cdot \Delta T_{c,eq}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon^T - \varepsilon_s = \left(1 - \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}\right) \cdot \alpha_s \cdot \Delta T = \alpha_s \cdot \Delta T_{s,eq}$$

Según la tabla 4.3-c de la IAP-11, se tomará un coeficiente de dilatación térmica lineal $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, característico del acero estructural. Los valores de incremento de temperatura serán los calculados anteriormente, $\Delta T_{m,heat}$ y $\Delta T_{m,cool}$. Por tanto, para el caso de las vigas longitudinales:

$$A_{s,vigas \text{ longitudinales}} = 0,03123 \text{ m}^2$$

Habrà dos áreas efectivas para la losa dependiendo si se toma una viga longitudinal u otra, debido a la asimetría del puente. Si se toma el lado de viga donde se encuentra el carril bici, la anchura eficaz de la losa es de 11,225 metros. Mientras que para el otro caso la anchura es de 9,625 m. Se tomará este último caso dado que se obtienen unos gradientes más desfavorables.

$$A_{c,losa} = \text{espesor} \cdot L = 0,275 \cdot 9,625 = 2,647 \text{ m}^2$$

Siendo L la anchura efectiva de la losa de hormigón. Este parámetro se obtiene según las indicaciones del *Eurocódigo 4: Diseño de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón*, en su artículo 5.4.1.2 de la parte 1-1 *Reglas generales y reglas para edificación*:

$$l_{ef} = 2 \cdot \min\left(\frac{L}{8}; \frac{B}{2}\right) = 2 \cdot \min\left(\frac{42}{8}; \frac{9,625}{2}\right) = 9,625 \text{ m}$$

$$\Delta T_{s,eq}^+ = \left(1 - \frac{3,36 \cdot 10^7 \cdot 2,647}{3,36 \cdot 10^7 \cdot 2,647 + 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,03123}\right) \cdot 18 = 1,24 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{s,eq}^- = \left(1 - \frac{3,36 \cdot 10^7 \cdot 2,647}{3,36 \cdot 10^7 \cdot 2,647 + 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,03123}\right) \cdot (-10) = -0,69 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Ahora se estudia el caso transversal, es decir, las vigas de piso de la parte central y las que están en voladizo, con su respectiva área contributiva de losa de hormigón.

$$A_{s,vigas \text{ piso}} = 0,0189 \text{ m}^2$$

$$A_{c,losa} = \text{espesor} \cdot L = 0,275 \cdot 3,5 = 0,9625 \text{ m}^2$$

Siendo L la anchura efectiva de la losa de hormigón, la cual se obtiene según las indicaciones del *Eurocódigo 4: Diseño de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón*, en su artículo 5.4.1.2 de la parte 1-1 *Reglas generales y reglas para edificación*:

$$l_{ef} = 2 \cdot \min\left(\frac{L}{8}; \frac{B}{2}\right) = 2 \cdot \min\left(\frac{20,85}{8}; \frac{3,5}{2}\right) = 3,5 \text{ m}$$

Del mismo modo, se obtiene:

$$\Delta T_{s,eq}^+ = 1,97 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{s,eq}^- = -1,09 \text{ } ^\circ\text{C}$$

4.3.3.2.2. Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero no se tendrá en cuenta en la comprobación puesto que se considera que no da lugar a efectos estructurales o funcionales significativos.

4.3.3.3. Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Si seguimos los coeficientes de simultaneidad que indica la IAP-11 en el artículo 4.3.1.3, se obtienen 32 posibles concomitancias considerando la componente uniforme y la diferencia de temperatura en el tablero y las diferencias de temperatura uniforme entre los elementos estructurales. Con el fin de evitar estas 32 combinaciones, se toman los coeficientes de simultaneidad igual a 1 quedando del lado de la seguridad. De este modo, se obtienen únicamente 8 combinaciones.

4.3.3.4. Diferencias de temperatura uniforme entre elementos estructurales

4.3.3.4.1. Péndolas

Se considerará la siguiente diferencia entre la temperatura uniforme de las péndolas y la temperatura uniforme del resto de elementos del puente:

-Diferencia positiva: $T_{péndolas} - T_{resto \text{ puente}} = + 10 \text{ } ^\circ\text{C}$ (ya que las péndolas son de color claro).

Tablero en contracción: $T_{péndolas} - (-18,07) = + 10 \text{ } ^\circ\text{C} \rightarrow T_{péndolas} = -8,07 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Tablero en dilatación: $T_{péndolas} - 34,7 = + 10 \text{ } ^\circ\text{C} \rightarrow T_{péndolas} = 44,7 \text{ } ^\circ\text{C}$.

-Diferencia negativa: $T_{péndolas} - T_{resto\ puente} = -10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Tablero en contracción: $T_{péndolas} - (-18,07) = -10\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow T_{péndolas} = -28,7\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Tablero en dilatación: $T_{péndolas} - 34,7 = -10\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow T_{péndolas} = 24,7\text{ }^{\circ}\text{C}$.

4.3.3.4.2. Arcos

Se considerará una diferencia de temperatura uniforme entre tablero y arco superior a $\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$, es decir:

$$|T_{\text{arco}} - T_{\text{tablero}}| \geq 15^{\circ}\text{C}$$

Se considerarán los casos en que el arco está más dilatado que el tablero, y para el caso de contracción, que el arco esté más contraído que el tablero. Estos casos suponen un rango mayor de temperaturas en el puente y, además, los valores de temperatura obtenidos son más desfavorables.

En contracción: $T_{\text{arco}} - (-18,07) = 15\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow T_{\text{arco}} = -3,07\text{ }^{\circ}\text{C}$.

En dilatación: $T_{\text{arco}} - 34,7 = 15\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow T_{\text{arco}} = 49,7\text{ }^{\circ}\text{C}$.

4.3.4. Nieve

Según el apartado 4.4 de la IAP-11, dado que el puente no está situado en zona de alta montaña, no será necesario considerar la sobrecarga de nieve.

4.4. Acciones accidentales

4.4.1. Acción sísmica

Según los parámetros que establece la norma IAP-11, el puente se encuentra dentro de la categoría de importancia normal la cual establece que la destrucción del mismo podría provocar importantes pérdidas económicas sin que se trate de un servicio imprescindible ni provoque efectos catastróficos.

Para la consideración de la acción sísmica se ha empleado la *Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes* (NCSP-07). De acuerdo con el artículo 2.8 de la misma, no será necesario comprobar las acciones sísmicas cuando se cumpla que la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento sea inferior a un 4% de la aceleración de la gravedad:

$$a_b < 0,04\text{ g}$$

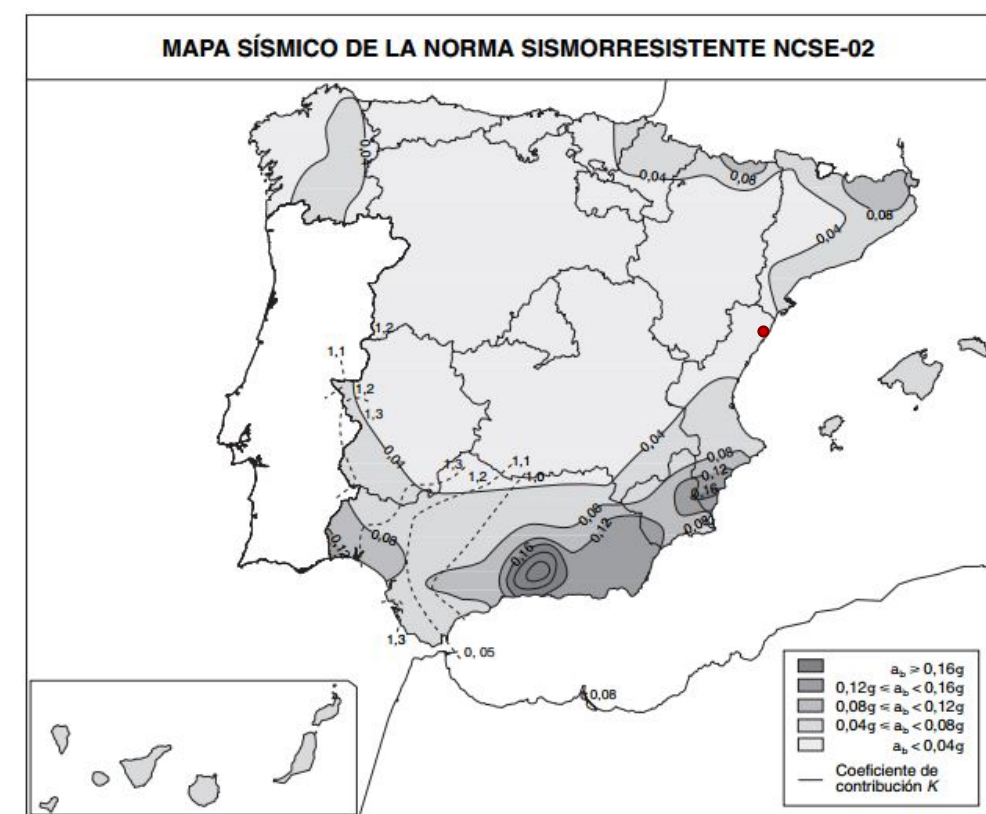


Figura 26 Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente: NCSE-02

Como podemos ver en el mapa de peligrosidad sísmica anterior, Benicarló se encuentra en una zona donde la aceleración sísmica horizontal básica es inferior a 0,04 g. Por lo que, no es necesaria la consideración de esta acción en el presente proyecto.

5. MODELO ESTRUCTURAL

5.1. Software utilizado en el cálculo

Para la realización de este anejo se ha utilizado el programa de modelado y cálculo de estructuras SAP2000 (versión 16), puesto a disposición del alumnado por la Universidad Politécnica de Valencia. Se trata de un software desarrollado por *Computers and Structures, Inc.* (CSI), empresa dedicada, especialmente, a la ingeniería estructural y sísmica.

SAP2000 es un programa que trabaja a través de elementos finitos, los cuales pueden disponerse en las tres dimensiones con el fin de plasmar cualquier estructura sea cual sea su disposición. Este programa es una herramienta muy potente de cálculo, la cual da resultados representativos y próximos a la realidad. Para la realización de estos cálculos, el software utiliza un método matricial por el cual se obtienen desplazamientos, reacciones y leyes de esfuerzos.

5.2. Método de cálculo

El cálculo de la estructura se ha realizado mediante un análisis elástico lineal. Se trata de un modelo de comportamiento ideal en el que las tensiones y deformaciones están relacionadas linealmente. Las hipótesis fundamentales de la elasticidad lineal son la hipótesis de pequeños desplazamientos y la ley de Hooke generalizada. Para la resolución del problema elástico lineal, y así obtener las tensiones, deformaciones y desplazamientos, el programa realiza un cálculo matricial con tensores de tensiones y deformaciones y vectores de desplazamiento.

En el modelo existen dos tipos de elementos: barras y placas. Los elementos tipo placa se han modelizado como gruesos ("Shell-thick"), por tanto, siguen la formulación de Mindlin-Reissner, la cual es una extensión de la teoría de placas de Love-Kirchhoff. Esta formulación tiene en cuenta las deformaciones y esfuerzos del cortante a través del espesor de la placa. Por otro lado, los elementos tipo barra podrían seguir la formulación de Timoshenko en SAP2000, dado que tiene en cuenta el efecto del cortante sobre el comportamiento a flexión de la barra.

Se han introducido las hipótesis de carga requeridas y se han obtenido los resultados necesarios para la comprobación de Estados límite últimos y Estados límite de servicio de los diferentes elementos estructurales a lo largo de su vida útil. Con las hipótesis de carga introducidas se obtendrán los esfuerzos más desfavorables, tanto en las barras como en la losa, para el dimensionamiento y comprobación de los elementos estructurales. Con el peso propio y las cargas muertas se obtiene la flecha debida a las cargas permanentes, la cual nos proporciona la contraflecha necesaria para la ejecución del puente durante la fase de construcción.

5.3. Descripción del modelo

Para introducir la estructura en el SAP2000 se ha elaborado un modelo 3D de la misma en el programa comercial AutoCAD de diseño asistido por ordenador para la realización de dibujos 2D y modelado 3D, desarrollado por la empresa Autodesk.

Se ha planteado un único modelo estructural correspondiente a los siguientes elementos del puente: ambos arcos, las péndolas, las vigas longitudinales, las vigas de piso o transversales y la losa, tanto del lado de las aceras como la que corresponde a la parte de la calzada. Al margen se han analizado las subestructuras, las cuales no están en

el modelo. Para el dimensionamiento y comprobación de las mismas se toman las reacciones aportadas por el SAP2000 tras el análisis del modelo de la estructura.

El puente se ha modelizado en el SAP2000 con elementos lineales tipo barra y elementos de área tipo placa. Los elementos tipo barra se han utilizado para modelizar los arcos, péndolas, vigas longitudinales y vigas transversales. Mientras que la losa colaborante ha sido modelizada con elementos tipo placa. Para compatibilizar movimientos entre la losa y las vigas transversales y, por tanto, que trabajen conjuntamente, se han unido con nudos de dimensión finita. De este modo, se consigue un funcionamiento del tablero como estructura mixta.

Los ejes de los elementos se han ordenado de manera que se puedan leer correctamente los resultados de los esfuerzos y deformaciones. Además, los ejes globales son cartesianos y están situados en la mediana de la calzada, en el inicio del puente en el lado norte.

Las barras se unen entre sí mediante nudos rígidos. Además, en las zonas de conexión entre vigas longitudinales y vigas transversales, las péndolas con las vigas y el arco con las vigas longitudinales, se han modelizado con nudos de dimensión finita. En estos nudos, los elementos que se unen actúan como sólido rígido sin existir movimiento relativo entre ellos.

En cuanto a las coacciones de los apoyos, no debe permitirse el movimiento de sólido rígido. Por lo que se impiden esos movimientos en el modelo de la forma que se expone a continuación. Cabe destacar que las coacciones del modelo representan apoyos ideales, los cuales se comportan de manera distinta en la realidad. No obstante, son suficientes para simular el comportamiento real del puente mediante el modelo de SAP2000.

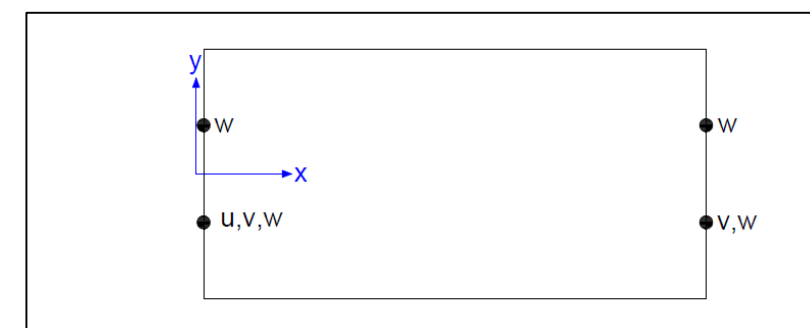


Figura 27 Coacciones de los apoyos consideradas en el modelo de SAP2000 (u impide el movimiento en el eje x , v en el eje y y z impide el movimiento en el eje perpendicular al tablero). Elaboración propia con AutoCAD.

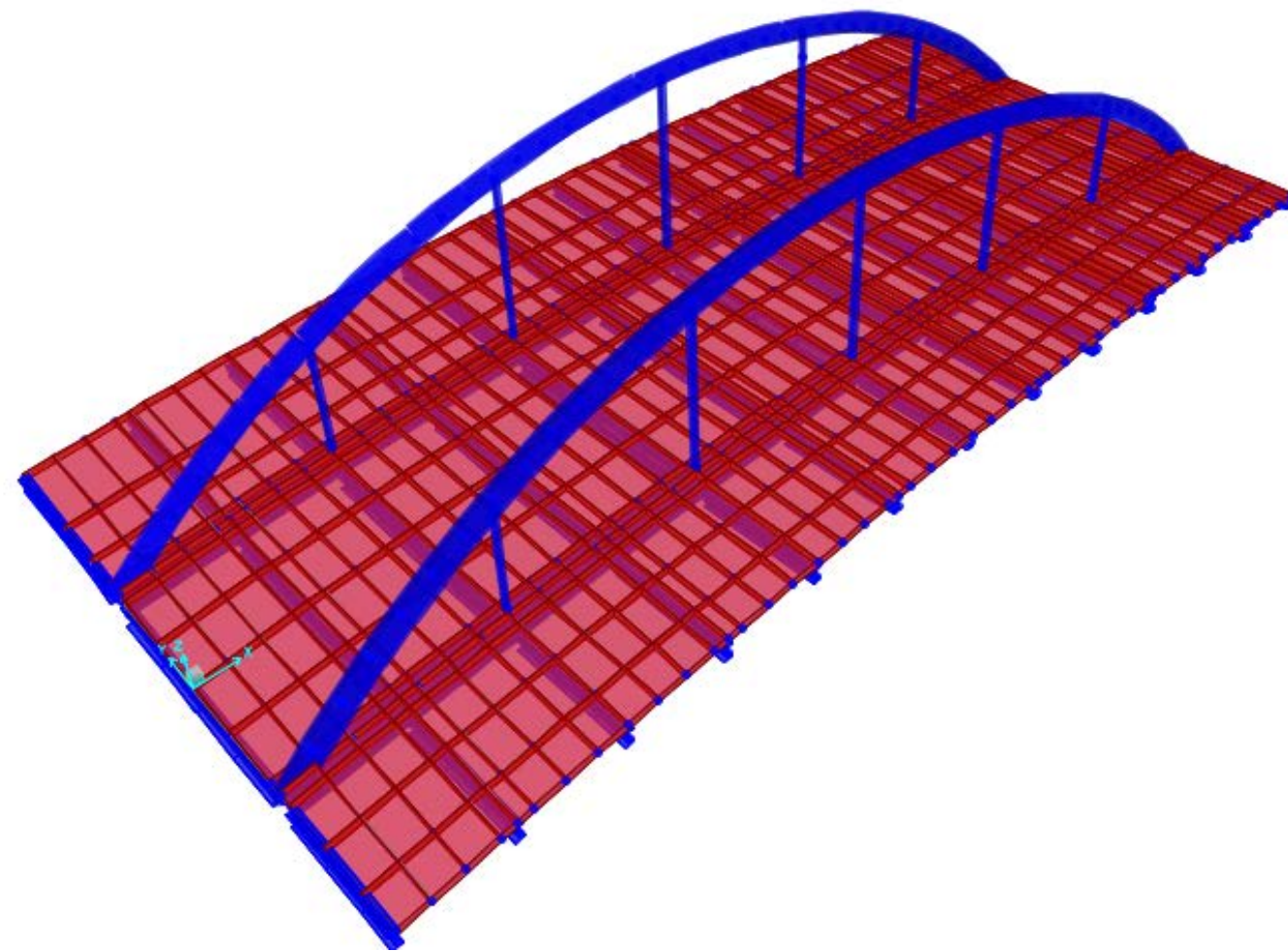
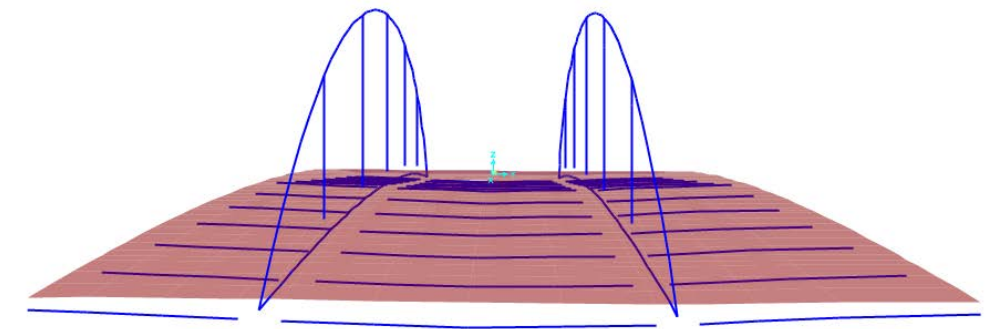
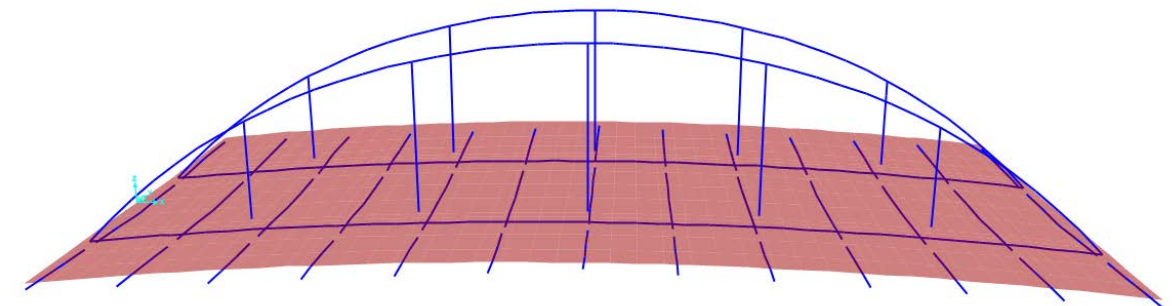


Figura 28 Modelo 3D SAP2000

a)



b)



c)

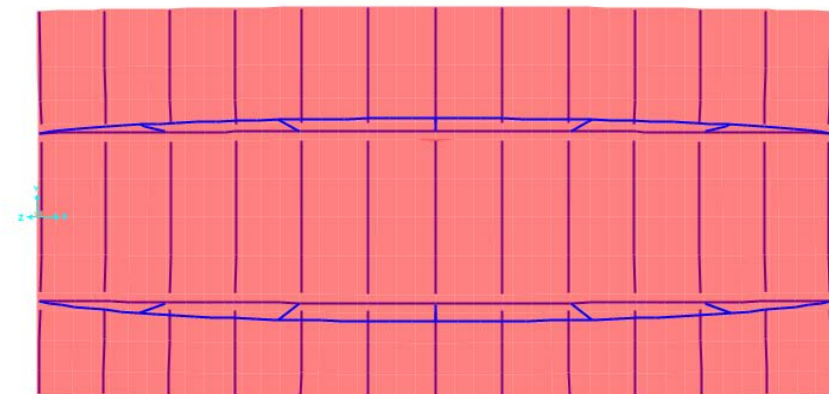


Figura 29 Alzado transversal (a), alzado longitudinal (b) y planta (c) del modelo de SAP2000

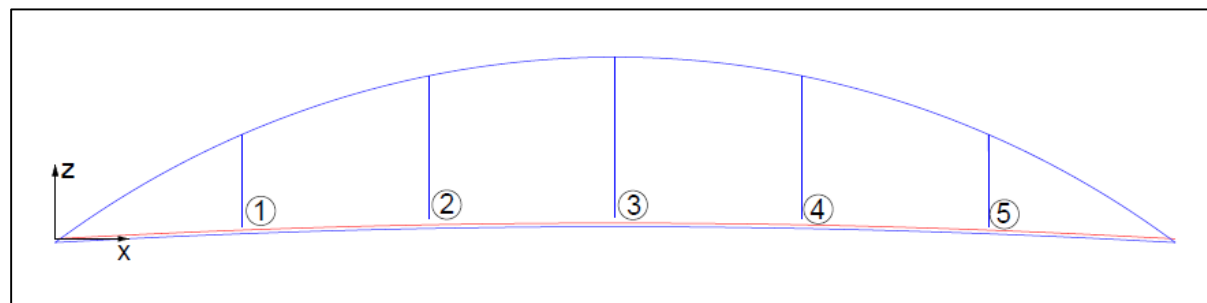


Figura 30 Numeración de los nudos de las péndolas rígidas en el encuentro con la viga longitudinal en SAP2000

En la figura anterior, el eje global coincide con el que aparece en el modelo de SAP2000, el cual está situado en el centro de gravedad de la losa del tablero, en el centro de la calzada. A continuación, se adjuntan dichas coordenadas:

Tabla 13 Coordenadas de los nudos de las péndolas rígidas

NUDO		1	2	3	4	5
Arco lado mar	x (m)	7	14	21	28	35
	y (m)	4,44	4,44	4,44	4,44	4,44
	z (m)	0,817	1,194	1,32	1,194	0,817
Arco lado acera corta	x (m)	7	14	21	28	35
	y (m)	-4,45	-4,45	-4,45	-4,45	-4,45
	z (m)	0,944	1,32	1,447	1,32	0,944

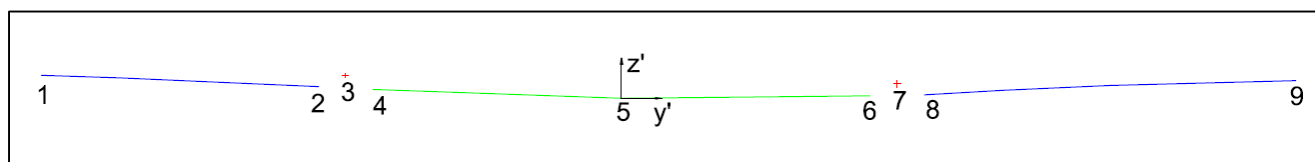


Figura 31 Numeración de los nudos por plano de vigas transversales en SAP2000. En azul se muestran las directrices de las vigas transversales en voladizo, en verde las de las vigas de piso centrales y en rojo la directriz de las vigas longitudinales

A continuación, se exponen las coordenadas de las vigas transversales y longitudinales, tal y como se han modelizado en SAP2000. En total, existen 13 planos ya que, en los 42 metros de luz del puente, existen 13 filas de vigas transversales separadas entre sí 3,5 metros. El plano representado en la figura anterior corresponde con el número 1, situado en el extremo del puente. Cabe destacar que los ejes no coinciden con los globales anteriores, sino que son locales.

Tabla 14 Coordenadas de los nudos de las vigas transversales y longitudinales

NUDO		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Plano 1	x (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	y (m)	-9,36	-4,886	-4,449	-3,987	0	3,987	4,444	4,906	10,872
	z (m)	0,371	0,188	0,366	0,142	0	0,041	0,239	0,0574	0,285

Para pasar las coordenadas de la tabla anterior de ejes locales a globales, se darán las coordenadas del punto 5 en ejes globales y así ya se puede obtener la equivalencia.

Tabla 15 Coordenadas del nudo 5 en ejes globales de SAP2000

	Número de plano												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
x (m)	0	3,5	7	10,5	14	17,5	21	24,5	28	31,5	35	38,5	42
y (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
z (m)	0	0,189	0,378	0,567	0,756	0,945	1,134	0,945	0,756	0,567	0,378	0,189	0

5.4. Hipótesis de carga procesadas

En la siguiente tabla se definen los casos de carga considerados en la estructura a partir de las acciones que indica la norma calculadas anteriormente. Estos casos de carga se han introducido en el programa informático SAP2000 con el fin de obtener los esfuerzos y reacciones de diseño de la estructura. Los casos de carga serán utilizados como base para la generación de las hipótesis de combinación.

Tabla 16 Casos de carga

Caso de carga		Nº	Descripción
Peso total de la estructura	Peso propio	1	Peso propio de los elementos estructurales.
	Carga muerta	2	Peso propio de la carga permanente del puente que no contribuye a la resistencia estructural.
Sobrecarga de uso	SC uso fuerzas horizontales arranque y frenado	3	Fuerza horizontal repartida sobre la calzada debida a los esfuerzos que introducen los vehículos al frenar o arrancar.
	SC-caso 1.1 puntual CL carros centrados	4	Caso 1 de sobrecarga de uso puntual.
	SC-caso 3.1 puntual CL carros descentrados	5	Caso 5 de sobrecarga de uso puntual.
	SC repartida posc 1 y 3	6	Sobrecarga de uso uniforme sobre la calzada correspondiente a los casos de carriles virtuales 1 y 3 expuestos anteriormente.
	SC-caso 2.1 puntual CL carros centrados	7	Caso 2 de sobrecarga de uso puntual.
	SC-caso 2.2 puntual CL carros descentrados	8	Caso 3 de sobrecarga de uso puntual.
	SC-caso 2.3 puntual neoprenos carros descentrados	9	Caso 4 de sobrecarga de uso puntual.
	SC repartida posc 2	10	Sobrecarga de uso uniforme sobre la calzada correspondiente al caso de carriles virtuales 2 expuesto anteriormente.

	SC repartida carril bici y aceras	11	Sobrecarga de uso relativa a las aceras y el carril bici.
Viento	Viento horiz tablero carros Mar-Tierra	12	Viento horizontal, transversal al eje del puente, soplando mar-tierra y considerando la presencia de carros en el puente. Esta situación resulta más desfavorable puesto que existe mayor superficie opaca frente viento.
	Viento hacia abajo vertical carros Mar-Tierra	13	Viento vertical hacia abajo, para el caso en que el viento sopla mar-tierra.
	Viento hacia abajo vertical carros Tierra-Mar	14	Viento vertical hacia abajo, para el caso en que el viento sopla tierra-mar.
	Viento hacia arriba vertical carros Mar-Tierra	15	Viento vertical hacia arriba, para el caso en que el viento sopla tierra-mar.
	Viento hacia arriba vertical carros Tierra-Mar	16	Viento vertical hacia arriba, para el caso en que el viento sopla tierra-mar.
	Viento horiz tablero carros Tierra-Mar	17	Viento horizontal, transversal al eje del puente, soplando tierra-mar y considerando la presencia de carros en el puente.
	Viento- inc empuje vertical debido momento viento transversal - carros Tierra-Mar	18	Incremento de la carga repartida vertical sobre la viga (para el caso en que el viento sopla hacia el mar), debido al momento que genera el viento horizontal transversal al eje del puente en su punto de aplicación.
	Viento- inc empuje vertical debido momento viento transversal - carros Mar-Tierra	19	Incremento de la carga repartida vertical sobre la viga (para el caso en que el viento sopla en sentido contrario al mar), debido al momento que genera el viento horizontal transversal al eje del puente en su punto de aplicación.
	Viento horiz arco Tierra-Mar	20	Viento transversal al arco, aplicado sobre el mismo, soplando en sentido hacia el mar.
	Viento horiz arco Mar-Tierra	21	Viento transversal al arco, aplicado sobre el mismo, soplando en sentido desde el mar hacia el interior.
	Viento longitudinal paralelo eje puente	22	Viento longitudinal horizontal paralelo eje puente.
Temperatura	Dilatación general	23	Caso para el cual se da el mayor incremento de temperatura positivo en el lugar emplazamiento de la estructura.
	Contracción general	24	Caso para el cual se da el mayor incremento de temperatura negativo en el lugar de emplazamiento de la estructura.
	Gradiente positivo	25	En el caso de tableros mixtos, situación de calentamiento de la sección de acero respecto de la de hormigón.
	Gradiente negativo	26	En el caso de tableros mixtos, situación de enfriamiento de la sección de acero respecto de la de hormigón.
	Arco dilatando	27	Situación de mayor calentamiento del arco.
	Arco contrayendo	28	Situación de mayor enfriamiento del arco.

	Péndolas diferencia positiva dilatación	29	Péndolas dilatando para el caso de dilatación general del tablero.
	Péndolas diferencia positiva contracción	30	Péndolas dilatando para el caso de contracción general del tablero.
	Péndolas diferencia negativa contracción	31	Péndolas contrayendo para el caso de contracción general del tablero.
	Péndolas diferencia negativa dilatación	32	Péndolas contrayendo para el caso de dilatación general del tablero.
Caso especial de temperatura	Dilatación general dimensionamiento apoyos	33	Caso de mayor calentamiento en el lugar de emplazamiento para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo.
	Contracción general dimensionamiento apoyos	34	Caso de mayor enfriamiento en el lugar de emplazamiento para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo.

Tabla 17 Hipótesis de combinación de las cargas

	Caso de carga incluidos	Numeración
Peso propio	Peso propio	1
Carga muerta	Carga muerta	2
SC1	SC-caso 1.1 puntual CL carros centrados + SC repartida posc 1 y 3	3
SC2	SC-caso 2.1 puntual CL carros centrados + SC repartida posc 2	4
SC3	SC-caso 2.2 puntual CL carros descentrados + SC repartida posc 2	5
SC4	SC-caso 2.3 puntual neoprenos carros descentrados + SC repartida posc 2	6
SC5	SC-caso 3.1 puntual CL carros descentrados + SC repartida posc 1 y 3	7
VIENTO1	Viento horiz tablero carros Mar-Tierra + Viento hacia abajo vertical carros Mar-Tierra + Viento- inc empuje vertical debido momento viento transversal - carros Mar-Tierra + Viento horiz arco Mar-Tierra + Viento longitudinal paralelo eje puente	10
VIENTO2	Viento horiz tablero carros Mar-Tierra + Viento hacia arriba vertical carros Mar-Tierra + Viento- inc empuje vertical debido momento viento transversal - carros Mar-Tierra + Viento horiz arco Mar-Tierra + Viento longitudinal paralelo eje puente	11
VIENTO3	Viento horiz tablero carros Tierra-Mar + Viento hacia abajo vertical carros Tierra-Mar + Viento- inc empuje vertical debido momento viento transversal - carros Tierra-Mar + Viento horiz arco Tierra-Mar + Viento longitudinal paralelo eje puente	12
VIENTO4	Viento horiz tablero carros Tierra-Mar + Viento hacia arriba vertical carros Tierra-Mar + Viento- inc empuje vertical debido momento viento transversal - carros Tierra-Mar + Viento horiz arco Tierra-Mar + Viento longitudinal paralelo eje puente	13
TEMP1	Dilatación general + Gradiente positivo + Arco dilatando + Péndolas diferencia positiva dilatación	14
TEMP2	Dilatación general + Gradiente positivo + Arco dilatando + Péndolas diferencia negativa dilatación	15
TEMP3	Dilatación general + Gradiente negativo + Arco dilatando + Péndolas diferencia positiva dilatación	16

TEMP4	Dilatación general + Gradiente negativo + Arco dilatando + Péndolas diferencia negativa dilatación	17
TEMP5	Contracción general + Gradiente positivo + Arco contrayendo + Péndolas diferencia positiva contracción	18
TEMP6	Contracción general + Gradiente positivo + Arco contrayendo + Péndolas diferencia negativa contracción	19
TEMP7	Contracción general + Gradiente negativo + Arco contrayendo + Péndolas diferencia positiva contracción	20
TEMP8	Contracción general + Gradiente negativo + Arco contrayendo + Péndolas diferencia negativa contracción	21

La combinación y concomitancia entre sobrecargas de uso se realizará según lo indicado en la tabla 4.1-c del artículo 4.1.4 de la IAP-11. Además, las acciones se combinarán según lo expuesto en el apartado de combinación de acciones del presente documento.

5.5. Interpretación de resultados

A partir de los resultados obtenidos, podemos ver el funcionamiento del puente. Éste se ha diseñado como un *bow-string*, es decir, como un puente de arco atirantado. Esta tipología de puente se caracteriza en que el arco transmite las fuerzas horizontales al propio tablero el cual trabaja traccionado. Por tanto, las fuerzas horizontales en los estribos son mínimas, lo cual permite una cimentación más optimizada.

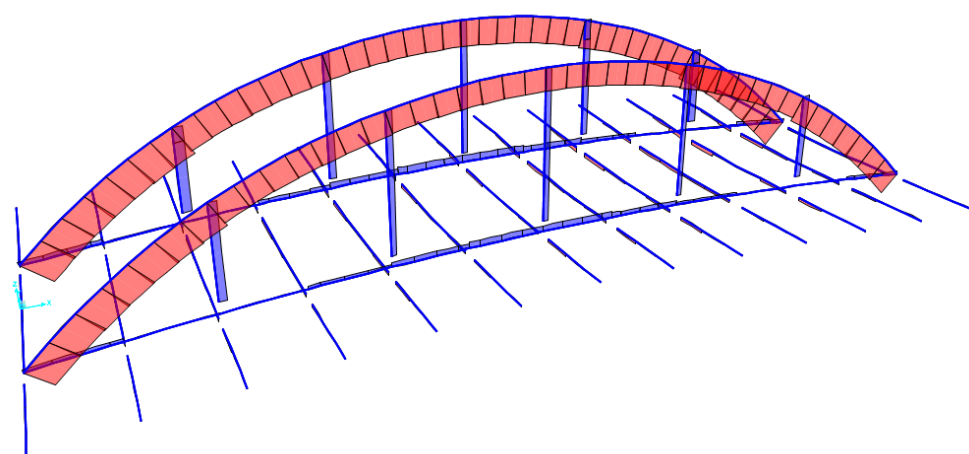


Figura 32 Diagrama de axiles a peso propio obtenido tras el análisis en SAP2000

Como se puede observar en la figura anterior, el arco trabaja comprimido y, tanto las vigas longitudinales como las péndolas rígidas, trabajan traccionadas.

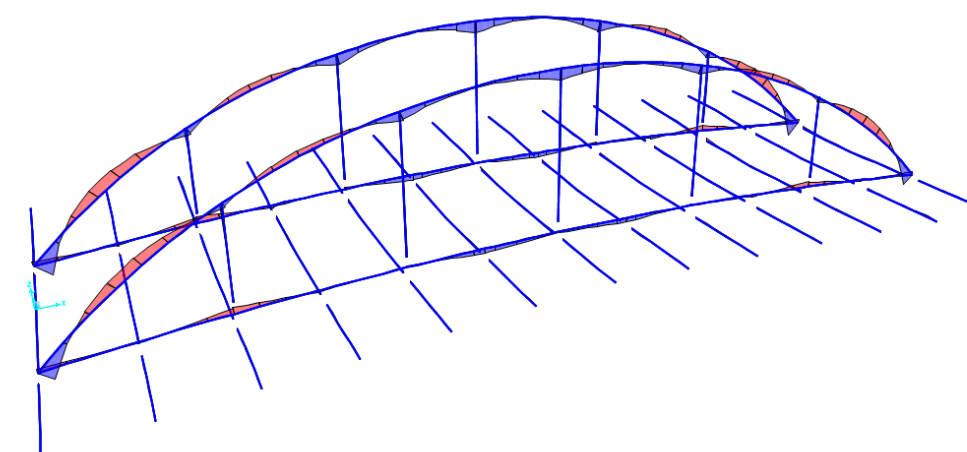


Figura 33 Diagrama de esfuerzos flectores de eje fuerte a peso propio obtenidos tras el análisis en SAP2000

Como se observa en la figura anterior, aparecen esfuerzos flectores en las vigas y en el arco. En el caso del arco, éstos son de pequeño valor respecto a la magnitud de los esfuerzos axiales. Por tanto, podemos decir que el arco trabaja principalmente comprimido. Debido a la existencia de péndolas rígidas, el signo de estos esfuerzos va cambiando tal y como sucede en una viga continua con apoyos intermedios.

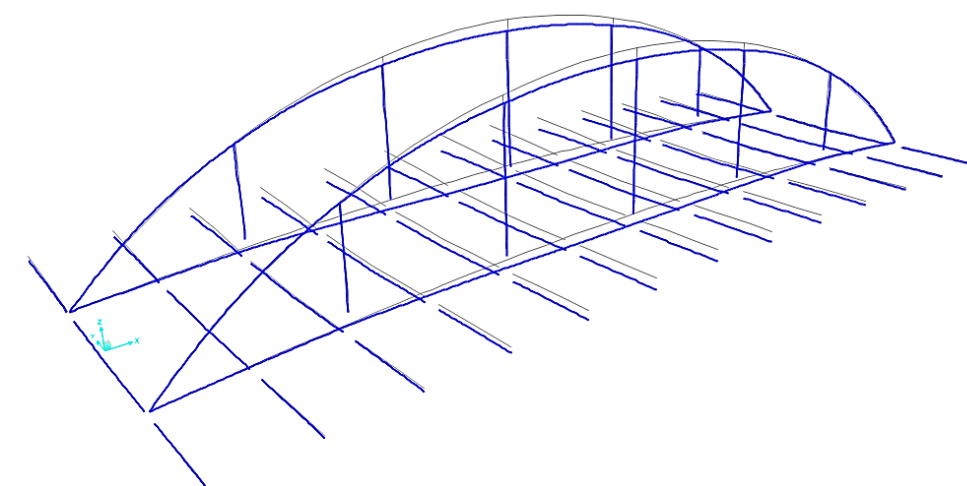


Figura 34 Deformada de la estructura a peso propio obtenida tras el análisis en SAP2000

En el apéndice 5 se muestran las tablas donde se recogen las coordenadas de los nudos, la conectividad entre barras, las coacciones de los nudos y los resultados obtenidos del modelo (esfuerzos en las barras y en las placas, reacciones y desplazamiento de los nudos).

6. COMPROBACIONES Y DIMENSIONAMIENTO

En esta parte se realizan las comprobaciones relativas a los estados límites últimos y de servicio, en base a las cargas que se han considerado anteriormente. Se han combinado esas cargas según el apartado de combinación de acciones de la IAP-11 y se han obtenido los esfuerzos de cálculo más desfavorables a los que está solicitada la estructura.

Para comprobar cada elemento estructural, se estudiarán las secciones críticas con el esfuerzo más desfavorable y sus concomitantes. El cálculo de los elementos estructurales de acero se realizará según la Instrucción de Acero Estructural (EAE), mientras que el cálculo de los elementos estructurales de hormigón, se realizará según lo dispuesto en el Eurocódigo 2.

6.1. Vigas longitudinales

A continuación, se muestran los esfuerzos más desfavorables que solicitan a las vigas longitudinales teniendo en cuenta la totalidad de las combinaciones de acciones:

Tabla 18 Esfuerzos máximos, mínimos y concomitantes de la viga longitudinal en estado límite último

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)	BARRA
N max	3415.028	-77.795	10.991	48.0635	61.6917	926.6541	380
Vz max	429.992	539.727	36.382	10.9756	-10.5291	-494.3854	259
Vy max	466.766	288.14	42.018	54.6573	50.4004	308.3516	375
T max	1705.102	-103.568	-1.031	172.4639	109.8597	490.5028	386
Mz max	1705.102	-103.568	-1.031	172.4639	109.8597	490.5028	386
My max	2256.737	-151.914	4.221	54.3351	64.3442	1082.549	382
N min	-1198.065	-539.713	-41.387	-10.9329	-68.0293	-1343.8373	232
Vz min	-1198.065	-539.713	-41.387	-10.9329	-68.0293	-1343.8373	232
Vy min	-28.494	-400.482	-73.412	11.1869	-143.8631	-747.7165	225
T min	-307.865	136.041	-0.959	-93.8385	1.5412	277.971	369
Mz min	-28.494	-400.482	-73.412	11.1869	-143.8631	-747.7165	225
My min	-1197.788	162.803	4.419	-56.0568	-67.6743	-1343.9103	259

Las vigas longitudinales presentan una sección en cajón con una anchura de 900 mm y un canto variable entre 600 y 650 mm. Los espesores de las chapas inferior y superior son de 15 mm, mientras que los espesores de las chapas laterales son de 12 mm.

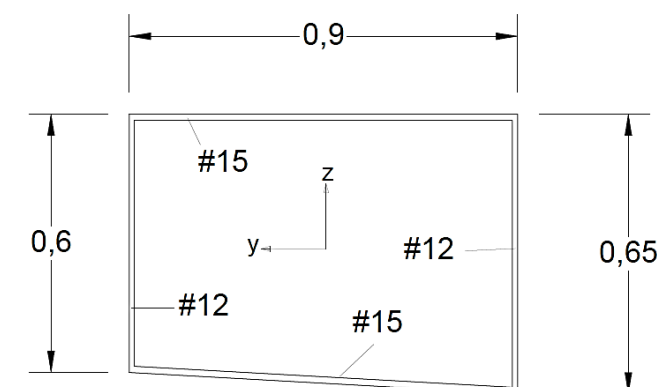


Figura 35 Sección transversales vigas longitudinales. Elaboración propia con AutoCAD

Tabla 19 Propiedades mecánicas de las vigas longitudinales

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN	UNIDADES	VALORES
Área	A (m ²)	0,0413
Momento de inercia alrededor del eje y	I _y (m ⁴)	2,938·10 ⁻³
Momento de inercia alrededor del eje z	I _z (m ⁴)	4,637·10 ⁻³
Módulo plástico alrededor del eje y	W _{pl,y} (m ³)	0,0104
Módulo plástico alrededor del eje z	W _{pl,z} (m ³)	0,0124
Módulo elástico alrededor del eje y	W _{el,y} (m ³)	8,706·10 ⁻³
Módulo elástico alrededor del eje z	W _{el,z} (m ³)	0,0102

6.1.1. Estados límite últimos

6.1.1.1. Clasificación de las secciones transversales

En primer lugar, será necesario clasificar el tipo de sección. La clasificación de las secciones se llevará a cabo mediante la tabla 20.3.a, del artículo 20.3 de la EAE. Esta tabla establece las esbelteces máximas para cada clase de los paneles comprimidos y flectados. De este modo, la clasificación se establecerá según los esfuerzos a los que esté sometida la sección.

Según el apartado de la EAE citado anteriormente, para esfuerzos de compresión y aceros con un límite elástico de 355 MPa, el coeficiente ϵ toma un valor de 0,81.

Tabla 20 Clase de la sección a compresión

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Alas	876/15 = 58,4	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Alma izquierda	572/12 = 47,5	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Alma derecha	620/12 = 51,67	26,73	30,78	34,02	Clase 4
CLASE DE LA SECCIÓN A COMPRESIÓN					Clase 4

Para esfuerzos axiales de compresión pura, el ala superior no abolla ya que está conectada a la losa de hormigón del tablero, por tanto, no será necesaria la reducción de la misma. No obstante, la sección es de clase 4, la cual es la más desfavorable, y habrá que reducir el área eficaz de la sección y realizar el cálculo mediante un criterio elástico.

Para la flexión de eje y, según el signo del momento M_y las alas superior e inferior estarán comprimidas o traccionadas. De este modo:

Tabla 21 Clase de la sección a flexión eje y

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Ala superior (si está a compresión)	876/15 = 58,4	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Ala inferior (si está a compresión)	876/15 = 58,4	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Alma izquierda	572/12 = 47,5	58,32	67,23	100,44	Clase 1
Alma derecha	620/12 = 51,67	58,32	67,23	100,44	Clase 1
CLASE DE LA SECCIÓN FLEXIÓN EJE Y					Clase 4

Según la tabla 21, el ala superior será clase 4 si está comprimida y clase 1 si está traccionada. Lo mismo ocurre con el ala inferior. Sin embargo, el ala superior no abollaría ya que está conectada a la losa de hormigón armado, por tanto, no será necesaria la reducción del ala superior. Las almas tampoco se reducen por ser de clase 1. Así que solo es necesaria la reducción del ala inferior de la viga.

Tabla 22 Clase de la sección a flexión eje z

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Ala superior	876/15 = 58,4	58,32	67,23	100,44	Clase 2
Ala inferior	876/15 = 58,4	58,32	67,23	100,44	Clase 2
Alma izquierda (si está a compresión)	572/12 = 47,5	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Alma derecha (si está a compresión)	620/12 = 51,67	26,73	30,78	34,02	Clase 4
CLASE DE LA SECCIÓN FLEXIÓN EJE Z					Clase 4

Para la flexión de eje z, las almas serán de clase 4 si están comprimidas y clase 1 si están traccionadas. Por tanto, habrá que reducir la sección eficaz de las mismas.

6.1.1.2. Reducción del panel comprimido

La reducción se realizará según lo indicado en el artículo 20.7 de la EAE. Habrá que reducir el ala inferior y las almas. No es necesaria la reducción del ala superior debido a la existencia de la losa.

6.1.1.2.1. Tensión crítica ideal de abolladura del panel

$$\sigma_{cr} = E \cdot \varepsilon_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2}$$

Donde:

- ν : Coeficiente de Poisson del acero.
- t : espesor de la chapa del panel a considerar.
- k_{σ} : Coeficiente de abolladura del panel.
- b : ancho eficaz del panel.

El coeficiente de abolladura se obtiene según la tabla 20.7.a del artículo 20.7 de la EAE. Esta tabla hace referencia a paneles interiores. Si el panel está comprimido $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$; $\alpha = 1$ y $\Psi = \varepsilon_2 / \varepsilon_1 = 1$. Por tanto, el coeficiente de abolladura resulta de un valor igual a 4.

El ancho eficaz del panel se escoge según la tabla 20.3.a. En este caso, el ancho será la longitud del ala o alma que se esté estudiando.

Para el ala inferior:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 0,015^2}{12 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 0,876^2} = 55,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = E \cdot \varepsilon_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_E = 4 \cdot 55,65 = 222,603 \text{ MPa}$$

Para el alma izquierda:

Del mismo modo, para un espesor de 12 mm y un ancho de $600 - 15 \cdot 2 = 570$ mm, se tiene una tensión crítica ideal de abolladura de 336,49 MPa.

Para el alma derecha:

Para un espesor de 12 mm y un ancho de $650 - 15 \cdot 2 = 620$ mm, se tiene una tensión crítica ideal de abolladura de 284,404 MPa.

6.1.1.2.2. Coeficiente de reducción ρ

Ahora se procede al cálculo del coeficiente de reducción del ancho del panel comprimido. El coeficiente ρ para paneles interiores comprimidos se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \Psi)}{\lambda_p^2} \leq 1,0$$

Donde:

$$\lambda_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}}$$

6.1.1.2.2.1. Sección reducida para compresión

Para el ala inferior:

El parámetro λ_p tiene un valor de 1,2628. Por tanto, ρ tiene un valor de 0,654, inferior a 1. Por tanto, la anchura reducida será:

$$b_r = \rho \cdot b = 0,654 \cdot 0,876 = 0,573 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,573}{2} = 0,286 \text{ m}$$

Para el alma izquierda:

El parámetro λ_p tiene un valor de 1,027. Por tanto, ρ tiene un valor de 0,765, inferior a 1. Por tanto, la anchura reducida será:

$$b_r = \rho \cdot b = 0,765 \cdot 0,57 = 0,436 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,436}{2} = 0,218 \text{ m}$$

Para el alma derecha:

El parámetro λ_p tiene un valor de 1,117. Por tanto, ρ tiene un valor de 0,719, inferior a 1. Por tanto, la anchura reducida será:

$$b_r = \rho \cdot b = 0,719 \cdot 0,62 = 0,446 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,446}{2} = 0,223 \text{ m}$$

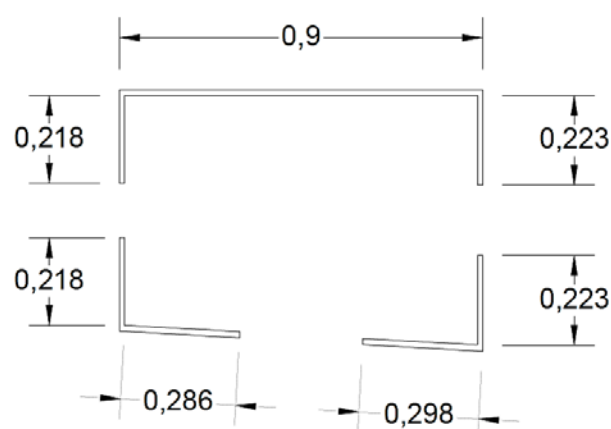


Figura 36 Sección clase 4 reducida por compresión. Elaboración propia con AutoCAD

El área eficaz resulta:

$$A_{\text{eff}} = 0,9 \cdot 0,015 + 2 \cdot 0,218 \cdot 0,012 + 2 \cdot 0,223 \cdot 0,012 + 2 \cdot 0,286 \cdot 0,015 = 0,033 \text{ m}^2$$

6.1.1.2.3. Sección reducida para flexión eje y

Del mismo modo que en el apartado anterior, la reducción del ala inferior de la viga longitudinal es:

$$b_r = \rho \cdot b = 0,654 \cdot 0,876 = 0,573 \text{ m}$$

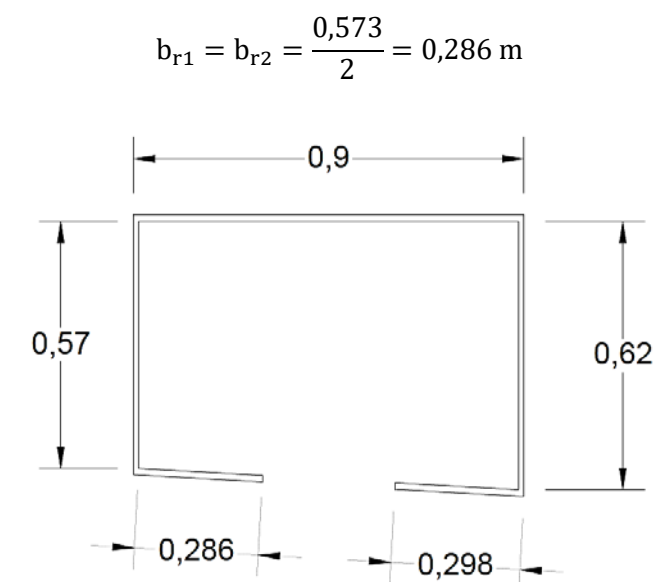


Figura 37 Sección clase 4 reducida por flexión eje y. Elaboración propia con AutoCAD

El área eficaz resulta:

$$A_{\text{eff}} = 0,9 \cdot 0,015 + 0,57 \cdot 0,012 + 0,62 \cdot 0,012 + 2 \cdot 0,286 \cdot 0,015 = 0,0367 \text{ m}^2$$

Las coordenadas del centro de gravedad se obtienen con el software AutoCAD, siendo éstas $y = -0,4428 \text{ m}$ y $z = 0,3752 \text{ m}$ (ejes esquina inferior derecha). Según el teorema de Steiner, la inercia eficaz será:

$$I_{y,\text{eff}} = 0,0025 \text{ m}^4$$

Finalmente, el módulo elástico resistente de la sección será:

$$W_{y,\text{el,eff}} = \frac{I_{y,\text{eff}}}{z_{\text{max}}} = \frac{0,0025}{0,3427} = 0,0073 \text{ m}^3$$

6.1.1.2.4. Sección reducida para flexión eje z

Para el alma izquierda:

El parámetro λ_p tiene un valor de 1,027. Por tanto, ρ tiene un valor de 0,765, inferior a 1. Por tanto, la anchura reducida será:

$$b_r = \rho \cdot b = 0,765 \cdot 0,57 = 0,436 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,436}{2} = 0,218 \text{ m}$$

Para el alma derecha:

El parámetro λ_p tiene un valor de 1,117. Por tanto, ρ tiene un valor de 0,719, inferior a 1. Por tanto, la anchura reducida será:

$$b_r = \rho \cdot b = 0,719 \cdot 0,62 = 0,446 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,446}{2} = 0,223 \text{ m}$$

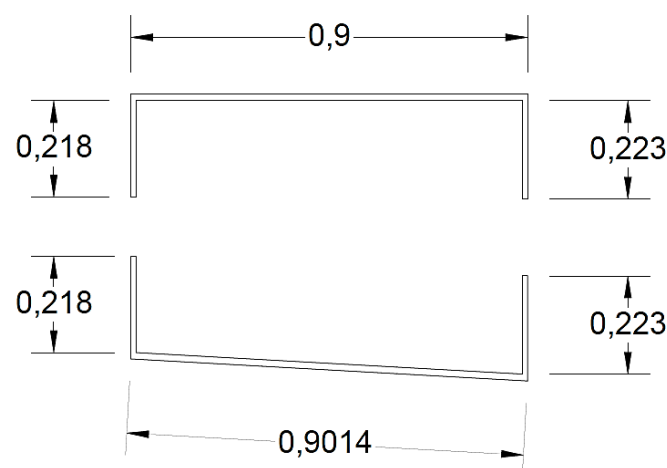


Figura 38 Sección clase 4 reducida por flexión eje z. Elaboración propia con AutoCAD

El área eficaz resulta:

$$A_{\text{eff}} = 0,9 \cdot 0,015 + 2 \cdot 0,218 \cdot 0,012 + 2 \cdot 0,223 \cdot 0,012 + 0,9014 \cdot 0,015 = 0,0376 \text{ m}^2$$

Las coordenadas del centro de gravedad se obtienen con el software AutoCAD, siendo éstas $y = -0,4485 \text{ m}$ y $z = 0,3373$ (ejes esquina inferior derecha). Según el teorema de Steiner, la inercia eficaz será:

$$I_{z,\text{eff}} = 0,0039 \text{ m}^4$$

Finalmente, el módulo elástico resistente de la sección será:

$$W_{z,\text{el,eff}} = \frac{I_{z,\text{eff}}}{y_{\text{max}}} = \frac{0,0039}{0,45 - 0,006} = 8,784 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

6.1.1.2.5. Comprobación ELU de inestabilidad por pandeo

La viga longitudinal está sometida, en algunos casos, a esfuerzos axiales de compresión elevados. Por esta razón es necesario comprobar la inestabilidad por pandeo de la viga.

En primer lugar, se calcula la longitud de pandeo por compresión de la viga. Para el pandeo en el plano horizontal, la longitud de pandeo será la distancia entre vigas transversales, la cual es de 3,5 metros. Esto es debido a que las

vigas transversales arriostran horizontalmente a la viga longitudinal reduciendo su longitud de pandeo en dicho plano. Así el axil crítico se calculará según el artículo 35.1.3. de la EAE, el cual establece la siguiente expresión:

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z,\text{eff}}}{L_{\text{cr}}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,0039}{3,5^2} = 659853,55 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr}}}} = \sqrt{\frac{0,033 \cdot 355 \cdot 10^3}{659853,55}} = 0,133 \rightarrow \chi = 1$$

Dado que $\lambda < 0,2$ y, además, $N_{\text{Ed}} / N_{\text{cr}} = 1198,065 / 659853,55 = 0,001816 \leq 0,04$, se puede omitir la comprobación frente a pandeo y solo habrá que comprobar la resistencia de la sección transversal. Así que el pandeo respecto del eje z debido a esfuerzos de compresión, no es significativo.

Para el pandeo en el plano vertical, podemos considerar que la losa de hormigón arriostra frente a pandeo fuera de su plano.

Finalmente, tal y como se indica en el apartado 35.2.1. de la EAE, podrá omitirse la comprobación frente a pandeo lateral, ya que la sección de la viga es en cajón. Por tanto, para el cálculo seccional se tomará $\chi_{\text{LT}} = 1$.

6.1.1.2.6. Comprobación seccional

La comprobación a realizar será, tanto para los axiles de compresión como para los de tracción, la interacción entre axil y flector. Las propiedades mecánicas de las secciones serán las obtenidas anteriormente, es decir, las reducidas por pertenecer a clase 4.

Previamente a realizar esta comprobación, se estudiará la influencia del cortante y la torsión en la sección. Para ello, se acude al artículo 34.7.3 de la EAE, donde se indica que el efecto de la interacción entre flector, cortante y esfuerzo axil se tendrá en cuenta reduciendo, si resulta necesario, la resistencia de la sección en el cálculo de aprovechamientos según la interacción flector-axil.

No obstante, si el cortante de cálculo es inferior a la mitad de la resistencia plástica de cálculo de la sección ($V_{\text{pl,Rd}}$), no será necesaria dicha reducción.

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_v \cdot (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

El área resistente a cortante de eje z se calcula según el artículo 34.5 de la EAE y será:

$$A_{v,z} = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot [(0,6 - 0,015 \cdot 2) \cdot 0,012 + (0,65 - 0,015 \cdot 2) \cdot 0,012] = 0,01714 \text{ m}^2$$

De este modo, se obtiene una resistencia a cortante de eje z de la sección de 3345,72 kN.

El efecto del torsor se tiene en cuenta según el artículo 34.6 de la EAE, el cual provocará una reducción del cortante máximo que puede resistir la pieza:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = \left[1 - \frac{11,3}{\frac{355/\sqrt{3}}{1,05}} \right] \cdot 3345,72 = 3152,04 \text{ kN}$$

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T/s}{A_v} = \frac{172,46/(0,9 - 0,012)}{0,01714} = 11330,91 \text{ kPa} = 11,3 \text{ MPa}$$

Siendo T el torsor máximo al que va a estar sometido la pieza y s la distancia entre los centros de gravedad de las almas de la sección. Por tanto, queda del lado de la seguridad.

Finalmente, el esfuerzo al que estará sometida la sección será el esfuerzo cortante máximo de cálculo, $V_{Ed,z} = 539,727 \text{ kN}$. A este cortante se le sumará el efecto del torsor asociado. La suma se realizará en valor absoluto suponiendo que el torsor contribuye a aumentar el cortante, siendo ésta la situación más desfavorable.

$$V_{Ed,z} = 539,727 + \frac{T}{s} = 539,727 + \frac{10,98}{0,9 - 0,012} = 552,1 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 3152,04$$

$$= 1576,02 \text{ kN} \rightarrow \text{No es necesaria la reducción}$$

Del mismo modo, para el cortante de cálculo en el eje y:

$$A_{v,y} = A - \sum (h_w \cdot t_w) = 0,0413 - [(0,6 - 0,015 \cdot 2) \cdot 0,012 + (0,65 - 0,015 \cdot 2) \cdot 0,012] = 0,027 \text{ m}^2$$

De este modo, se obtiene una resistencia a cortante de 5270,4 kN.

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T/s}{A_v} = \frac{V_{pl,T,Rd} = 5061,42 \text{ kN}}{0,027} = 7738,92 \text{ kPa} = 7,74 \text{ MPa}$$

Finalmente, el esfuerzo al que estará sometida la sección será el esfuerzo cortante máximo de cálculo, $V_{Ed,y} = 73,412 \text{ kN}$, sumando el efecto del torsor.

$$V_{Ed,y} = 73,412 + \frac{T}{s} = 73,412 + \frac{11,19}{0,625 - 0,015} = 91,76 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 5061,42$$

$$= 2530,71 \text{ kN} \rightarrow \text{No es necesaria la reducción}$$

Como puede observarse, el efecto del cortante en el eje y es despreciable.

Ya que no es necesario reducir la resistencia de la sección debido al efecto del cortante y el torsor, se procede al cálculo del aprovechamiento de la sección, mediante el uso de la siguiente formulación según la interacción axil-flector de la EAE:

Para axiles de compresión:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\chi \cdot A_{\text{eff}}} + \frac{M_y}{\chi_{LT} \cdot W_{y,el,eff}} + \frac{M_z}{W_{z,el,eff}} \leq f_{yd}$$

Para axiles de tracción:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{\chi_{LT} \cdot W_{y,el,eff}} + \frac{M_z}{W_{z,el,eff}} \leq f_{yd}$$

Las características mecánicas a utilizar en el cálculo se resumen a continuación:

Tabla 23 Resumen propiedades mecánicas de la sección transversal de la viga longitudinal

A (m ²)	A _{eff} (m ²)	W _{y,el,eff} (m ³)	W _{z,el,eff} (m ³)
0,0413	0,033	0,0073	8,784 · 10 ⁻³

Tabla 24 Aprovechamientos obtenidos para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables

Combinación	N (kN)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)	σ _{max} (MPa)	Aprovechamiento (%)
Nmax	3415,03	926,65	61,69	216,6	61
Mymax	2256,74	1082,55	64,34	210,15	59
Mzmax	1705,1	490,503	109,86	120,98	34
Nmin	-1198,07	-1343,84	-68,03	228,14	64
Mymin	-1197,79	-1343,91	-67,67	228,1	64
Mzmin	-28,49	-747,72	-143,86	119,67	34

Cabe destacar que los axiles de signo positivo son los de tracción y los de signo negativo, los correspondientes a compresiones. Este aprovechamiento, además, constituye un resguardo frente el estado límite último de inestabilidad por pandeo.

6.1.1.3. Comprobación frente a esfuerzos cortantes

Dado que las secciones de clase 4 son más susceptibles a la abolladura, se debe comprobar el estado límite último relativo a la abolladura por cortante. De este modo, se verifica si es necesario el uso de rigidizadores longitudinales y/o mayor número de rigidizadores transversales.

Por un lado, se comprueba el cortante de eje z (vertical), el cual es resistido principalmente por las almas. Los efectos de abolladura se comprobarán sobre los paneles que conforman la sección. Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se comprobará la resistencia a abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$\text{Para paneles de almas no rigidizadas: } \frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

$$\text{Para paneles de almas rigidizadas: } \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Donde k_τ es un coeficiente que tiene en cuenta los rigidizadores transversales dispuestos a lo largo de la viga longitudinal. Estos rigidizadores son del mismo espesor que el alma de las vigas de piso, tanto centrales como en voladizo. Éste es de 12 mm y los rigidizadores estarán dispuestos cada 3,5 m. La comprobación se realiza para el alma de menor h_w (600 - 30 mm), puesto que será la comprobación más desfavorable. Por tanto:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{3500}{600 - 30} = 6,14 \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} = 5,45$$

Dado que no hay rigidizadores longitudinales, el término $k_{\tau sl}$ es igual a cero.

Para la comprobación de la resistencia a abolladura se toma $\eta = 1,2$, valor recomendado por la EAE:

Para paneles de almas rigidizadas: $\frac{h_w}{t_w} = \frac{570}{12} = 47,5 < \frac{31}{1,2} \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,45} = 48,85$
 $\rightarrow$ No es necesario comprobar la resistencia de la sección frente a abolladura

Del mismo modo, para los cortantes de eje y, se tiene:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{3500}{900 - 24} = 4 \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} = 5,59$$

Para paneles de almas rigidizadas: $\frac{h_w}{t_w} = \frac{876}{15} = 58,4 > \frac{31}{1,2} \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,59} = 49,47$
 $\rightarrow$ Sí es necesario comprobar la resistencia de la sección frente a abolladura

Asimismo, despreciando la contribución de las alas en la resistencia frente a abolladura, quedando del lado de la seguridad, se tiene la siguiente resistencia:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{1,05 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} \cdot 876 \cdot 15}{1,05} \cdot 10^{-3} = 2693,17 \text{ kN} \leq \frac{\eta \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = 3077,9 \text{ kN}$$

Donde χ_w es un coeficiente que tiene en cuenta la contribución del alma a la resistencia frente a abolladura por cortante. Se obtiene de la siguiente forma:

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = \sqrt{\frac{355/\sqrt{3}}{327,78}} = 0,79$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 5,89 \cdot 55,65 = 327,78 \text{ MPa}$$

Donde σ_E es la tensión crítica de Euler calculada en el apartado anterior.

Según la tabla 35.5.2.1, dado que $0,83/\eta = 0,69 \leq \lambda_w = 0,79 < 1,08 \rightarrow \chi_w = 0,83/0,79 = 1,05$

El esfuerzo cortante que estará resistiendo el alma o panel será igual al esfuerzo de cálculo, sumando el efecto del esfuerzo torsor, calculado anteriormente:

$$V_{Ed,y} = 91,76 \text{ kN} < V_{bw,Rd} = 2693,17 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

6.1.2. Estados límite de servicio

Tabla 25 Esfuerzos combinación característica más desfavorables en la viga longitudinal

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max	2510.071	-57.758	7.417	35.18616	44.99963	683.07391
Vz max	288.054	394.129	25.997	6.34023	-8.84591	-379.36808
Vy max	327.395	211.771	30.275	39.76931	36.58657	227.3343
T max	1243.256	-79.571	-2.402	126.80993	81.07464	362.52623
Mz max	1243.256	-79.571	-2.402	126.80993	81.07464	362.52623
My max	1652.578	-114.786	2.223	39.37897	47.27194	798.96841
N min	-835.505	-394.119	-29.704	-6.30811	-49.32817	-987.89483
Vz min	-835.505	-394.119	-29.704	-6.30811	-49.32817	-987.89483
Vy min	40.264	-279.787	-54.04	9.23443	-52.47681	-330.48389
T min	-142.651	101.425	-0.33	-68.64326	1.37223	212.28749
Mz min	38.878	-293.486	-54.04	9.30007	-105.82158	-548.8196
My min	-835.307	130.098	3.868	-40.35777	-49.06565	-987.94939

Tabla 26 Esfuerzos máximos, mínimos y concomitantes de la viga longitudinal en estado límite de servicio para la combinación de acciones frecuente

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max	1896.448	-56.488	3.94	27,08751	34.385	477.11991
Vz max	104.308	259.298	11.519	-8,05945	-19.497	-555.70334
Vy max	1896.448	-56.488	3.94	27,08751	34.38464	477.11991
T max	942.834	-84.943	-16.247	84,343	55.54897	251.85535
Mz max	942.834	-84.943	-16.247	84,34329	55.54897	251.85535
My max	1249.841	-141.906	-2.625	19,995	30.234	564.40909
N min	-674.434	-259.299	-14.329	8,094	-27.90475	-704.96934
Vz min	-674.434	-259.299	-14.329	8,094	-27.90475	-704.96934
Vy min	291.741	-199.283	-36.109	17,60203	-70.67244	-383.16252
T min	459.641	-98.114	-3.974	-47,582	-2.77265	25.94111
Mz min	291.741	-199.283	-36.109	17,602	-70.67244	-383.16252
My min	-674.297	226.369	7.454	-18,979	-27.64379	-705.01114

6.1.2.1. Limitaciones tensionales

Además de lo establecido por la IAP-11, lo cual se comprobará más adelante, es necesario comprobar el estado límite de plastificaciones locales en todos los elementos estructurales de acero en puentes. Este estado límite de servicio verifica que no se produzcan deformaciones irreversibles. La comprobación se realizará según el artículo 41.2 de la EAE. Para ello, se limitan las tensiones máximas, bajo la comprobación poco probable (combinación característica) de acciones más desfavorable, tal y como sigue a continuación:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq f_y$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\sigma_{co,Ed,ser} \leq \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq f_y$$

No obstante, en caso de secciones esbeltas de clase 4, la comprobación se realizará sobre la sección reducida. Además, f_y deberá cambiarse por la tensión máxima de compresión en el panel afectado.

Tabla 27 Comprobación de limitación de tensiones de la viga longitudinal según la combinación característica de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	σ_{cr} (MPa)	$\tau_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,limite}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,limite}$ (MPa)
N max	174,76	222,6	6,17	128,52	175,09	222,6
Vz max	61,71	222,6	23,45	128,52	73,88	222,6
Vy max	45,23	222,6	15,38	128,52	52,49	222,6
T max	96,57	222,6	15,13	128,52	100,06	222,6
Mz max	96,57	222,6	15,13	128,52	100,06	222,6
My max	164,91	222,6	9,61	128,52	165,75	222,6
N min	166,26	222,6	23,46	128,52	171,15	222,6
Vz min	166,26	222,6	23,46	128,52	171,15	222,6
Vy min	52,47	222,6	17,12	128,52	60,27	222,6
T min	33,56	222,6	11,23	128,52	38,79	222,6
Mz min	88,41	222,6	17,92	128,52	93,7	222,6
My min	144,51	222,6	10,57	128,52	145,67	222,6

Para el cálculo de las tensiones tangenciales, se realiza una composición lineal de las mismas, tanto las de eje y como las de eje z, teniendo en cuenta el efecto torsor.

Finalmente, para la combinación frecuente se deberá comprobar que la oscilación máxima de las tensiones anteriores bajo las envolventes pésimas de sobrecargas, no superen 1,5 veces los límites precedentes ($1,5 \cdot \sigma_{cr} = 333,9$ MPa).

Tabla 28 Comprobación de limitación de tensiones de la viga longitudinal según la combinación frecuente de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,frec}$ (MPa)
N max	126,74	5,38	127,08
Vz max	81,5	14,6	85,33
Vy max	126,74	5,38	127,08
T max	69,40	11,96	72,43
Mz max	69,40	11,96	72,43
My max	118,63	9,68	119,81
N min	-120,18	15,69	123,21

Vz min	-120,18	15,69	123,21
Vy min	-51,7	13,01	56,4
T min	17,17	9,36	23,61
Mz min	-51,7	13,01	56,4
My min	120,16	14,52	122,76

La oscilación máxima entre las tensiones anteriores resulta:

- Para $\sigma_{Ed,ser,frec} = 126,74 - (-120,18) = 246,92$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} = 333,9$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\tau_{Ed,ser,frec} = 15,69 - 5,38 = 10,31$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr}/\sqrt{3} = 192,78$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\sigma_{co,Ed,ser,frec} = 127,08 - 23,61 = 103,47$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} = 333,9$ MPa $\rightarrow$ Cumple

6.2. Vigas de piso parte central

A partir de los esfuerzos de cálculo obtenidos mediante el programa SAP2000, se estudiarán dos situaciones: la sección situada en el empotramiento con la viga longitudinal y la sección central de la misma. Cabe destacar que la sección es variable a lo largo de la viga de piso, así que en cada sección crítica se tomarán las propiedades mecánicas de la sección correspondiente.

6.2.1. Estados límite últimos

6.2.1.1. Sección empotramiento con la viga longitudinal

La sección a estudiar es la que se muestra a continuación:

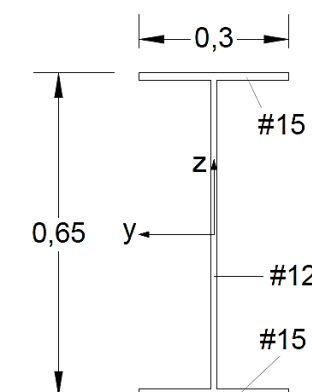


Figura 39 Sección transversal viga de piso en el empotramiento con la viga longitudinal. Elaboración propia con AutoCAD

Tabla 29 Propiedades mecánicas de la sección

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN	UNIDADES	VALORES
Área	A (m ²)	0,0164
Momento de inercia alrededor del eje y	I _y (m ⁴)	1,146·10 ⁻³
Momento de inercia alrededor del eje z	I _z (m ⁴)	6,759·10 ⁻⁵
Módulo plástico alrededor del eje y	W _{pl,y} (m ³)	4,011·10 ⁻³
Módulo plástico alrededor del eje z	W _{pl,z} (m ³)	6,973·10 ⁻⁴
Módulo elástico alrededor del eje y	W _{el,y} (m ³)	3,525·10 ⁻³
Módulo elástico alrededor del eje z	W _{el,z} (m ³)	4,506·10 ⁻⁴

Los esfuerzos de cálculo son los que se muestran a continuación. Cabe destacar que, debido a su bajo valor, se han despreciado los casos más desfavorables relativos al cortante en dirección de eje y (horizontal), el momento de eje débil (M_z) y el torsor.

Tabla 30 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en sección de empotramiento en estado límite último

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)	BARRA
N max	-1809.866	112.116	-0.958	-0.0134	-1.5055	-69.4501	147
Vz max	-878.83	-207.652	-0.16	-0.0002608	-0.1753	-338.5026	129
My max	-1190.891	185.481	-0.267	-0.0004726	-0.074	-700.1648	131

En primer lugar, es necesario clasificar la sección según el artículo 20.3 de la EAE.

Tabla 31 Clase de la sección

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Alas a compresión	300/15=20	26,73	30,78	34,02	Clase 1
Alma a compresión	620/12=51,67	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Alma a flexión	620/12 = 51,67	58,32	67,23	100,44	Clase 1

No se tiene en cuenta la flexión en las alas, ya que los flectores de eje z son despreciables. Además, serían clasificadas como clase 1 por lo que no es lo más desfavorable. De este modo, únicamente es necesario reducir el alma cuando ésta está comprimida. La reducción se realiza según el artículo 20.7 de la EAE como sigue a continuación:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 0,012^2}{12 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 0,62^2} = 71,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = E \cdot \varepsilon_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_E = 4 \cdot 71,1 = 284,4 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0,719 \leq 1,0$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1,117$$

$$b_r = \rho \cdot b = 0,719 \cdot 0,62 = 0,446 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,446}{2} = 0,223 \text{ m}$$

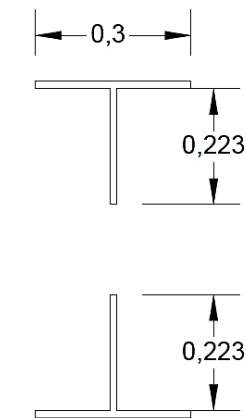


Figura 40 Sección clase 4 reducida por compresión. Elaboración propia con AutoCAD

Por lo que el área eficaz de la sección comprimida resulta:

$$A_{eff} = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,015 + 2 \cdot 0,223 \cdot 0,012 = 0,01435 \text{ m}^2$$

6.2.1.1.1. Comprobación ELU de inestabilidad por pandeo

Frente al pandeo por compresión, la viga de piso está conectada a la losa por lo que esta impide el pandeo. El caso más crítico sería el pandeo de eje y (eje fuerte). Sin embargo, la sección cuenta con una gran inercia en ese eje. Además, la losa va a coaccionar, en parte, el pandeo por compresión.

En cuanto al pandeo lateral por flexión, la losa también va a contribuir a evitarlo, por lo que no es necesaria su comprobación.

6.2.1.1.2. Comprobación seccional

Previamente a la comprobación de los aprovechamientos, se deberá comprobar si es necesario reducir la resistencia de la sección frente a esfuerzos axiales y flectores debido al efecto del cortante. Dado que la torsión es prácticamente nula, se despreciarán sus efectos. El cálculo se realizará según el artículo 34.7.3 de la EAE, tal y como se ha realizado en apartados anteriores. Por tanto:

$$A_{vz} = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot (0,62 \cdot 0,012) = 8,928 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8,928 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{\sqrt{3}}}{1,05} = 1742,74 \text{ kN}$$

$$V_{z,\max} = 207,65 \leq 0,5 \cdot 1742,74 = 871,37 \text{ kN} \rightarrow \text{No es necesaria la reducción}$$

La comprobación se ha realizado únicamente para cortantes de eje z, ya que los de eje y presentan un valor muy pequeño.

Las características mecánicas a usar en la comprobación son las que se muestran a continuación. Cabe destacar que lo único que se ve reducido es el área de la sección transversal sometida a compresión por ser de clase 4. Los módulos resistentes relacionados con la flexión de la pieza no se reducen por ser clasificados como clase 1 y, por tanto, se realizará el cálculo con criterios elásticos.

Tabla 32 Resumen propiedades mecánicas de la sección transversal de la viga transversal en la sección de empotramiento con la viga longitudinal

A (m ²)	A _{eff} (m ²)	W _{y,el} (m ³)	W _{z,el} (m ³)
0,0164	0,01435	3,525·10 ⁻³	4,506·10 ⁻⁴

Tabla 33 Aprovechamientos obtenidos para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables

Combinación	N (kN)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)	σ _{max} (MPa)	Aprovechamiento (%)
Nmax	-1809,87	-69,45	-1,51	149,18	42
Mymax	-1190,9	-700,165	-0,074	281,78	79

6.2.1.2. Sección centro-luz de la viga de piso

La sección a estudiar es la que se muestra a continuación:

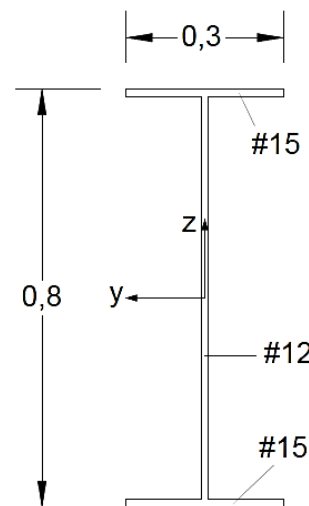


Figura 41 Sección transversal viga de piso en centro-luz de la misma. Elaboración propia con AutoCAD

Tabla 34 Propiedades mecánicas de la sección

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN	UNIDADES	VALORES
Área	A (m ²)	0,0182
Momento de inercia alrededor del eje y	I _y (m ⁴)	1,843·10 ⁻³
Momento de inercia alrededor del eje z	I _z (m ⁴)	6,761·10 ⁻⁵
Módulo plástico alrededor del eje y	W _{pl,y} (m ³)	5,311·10 ⁻³
Módulo plástico alrededor del eje z	W _{pl,z} (m ³)	7,027·10 ⁻⁴
Módulo elástico alrededor del eje y	W _{el,y} (m ³)	4,608·10 ⁻³
Módulo elástico alrededor del eje z	W _{el,z} (m ³)	4,507·10 ⁻⁴

Los esfuerzos de cálculo de la sección son los que se muestran a continuación. Cabe destacar que, debido a su bajo valor, se han despreciado los casos más desfavorables relativos al cortante en dirección de eje y, el momento de eje débil y el torsor. Además, aunque existen tracciones, las compresiones son de mayor valor y, por tanto, se trata de una situación más desfavorable.

Tabla 35 Esfuerzos máximos y concomitantes de la viga de piso en centro-luz en estado límite último

	N (kN)	V _z (kN)	V _y (kN)	T (kN·m)	M _z (kN·m)	M _y (kN·m)	BARRA
N max	-1197.805	38.937	-0.597	-0.016	-0.7917	-80.7182	144
V _z max	-664.075	-75.542	-0.19	-0.0021	-0.1817	-112.0686	130
M _y max	-1073.412	37.576	-6.6	0.0071	2.3056	-212.3576	86

En primer lugar, es necesario clasificar la sección según el artículo 20.3 de la EAE.

Tabla 36 Clase de la sección

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Alas a compresión	300/15=20	26,73	30,78	34,02	Clase 1
Alma a compresión	770/12= 64,17	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Alma a flexión	770/12 = 64,17	58,32	67,23	100,44	Clase 2

No se tiene en cuenta la flexión en las alas, debido a que la flexión de eje z es muy pequeña. Para alas y alma a flexión, el cálculo se realizará con criterios elásticos por ser de clase 1 y 2. Por tanto, únicamente es necesario reducir el alma cuando ésta está comprimida. La reducción se realiza según el artículo 20.7 de la EAE como sigue a continuación:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 0,012^2}{12 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 0,77^2} = 46,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = E \cdot \varepsilon_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_E = 4 \cdot 46,1 = 184,4 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0,606 \leq 1,0$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1,388$$

$$b_r = \rho \cdot b = 0,606 \cdot 0,77 = 0,467 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,467}{2} = 0,233 \text{ m}$$

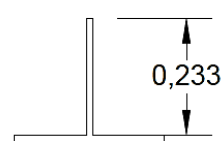
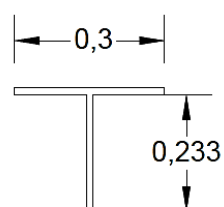


Figura 42 Sección transversal clase 4 viga de piso a compresión. Elaboración propia con AutoCAD

Por lo que el área eficaz de la sección comprimida será:

$$A_{eff} = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,015 + 2 \cdot 0,233 \cdot 0,012 = 0,0146 \text{ m}^2$$

En cuanto a la inestabilidad por pandeo, es válido lo expuesto en el apartado anterior.

6.2.1.2.1. Comprobación seccional

Previamente a la comprobación de los aprovechamientos, se deberá comprobar si es necesario reducir la resistencia de la sección frente a esfuerzos axiales y flectores debido al efecto del cortante. Dado que la torsión es prácticamente nula se despreciarán sus efectos. El cálculo se realizará según el artículo 34.7.3 de la EAE, tal y como se ha realizado en apartados anteriores. Por tanto:

$$A_{vz} = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot (0,77 \cdot 0,012) = 0,0111 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{0,0111 \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{\sqrt{3}}}{1,05} = 2166,71 \text{ kN}$$

$$V_{z,max} = 75,54 \leq 0,5 \cdot 2166,71 = 1083,36 \text{ kN} \rightarrow \text{No es necesaria la reducción}$$

Se ha realizado la comprobación para cortantes de eje z únicamente, dado que los de eje y son muy pequeños.

Las características mecánicas a usar en la comprobación son las que se muestran a continuación. Cabe señalar que lo único que se ve reducido es el área de la sección transversal sometida a compresión por ser de clase 4. Los módulos resistentes relacionados con la flexión de la pieza no se reducen por ser clasificados como clase 1 y 2 y, por tanto, se hará un cálculo con criterios elásticos.

Tabla 37 Resumen propiedades mecánicas de la sección transversal de la viga transversal

A (m²)	A _{eff} (m²)	W _{y,el} (m³)	W _{z,el} (m³)
0,0182	0,0146	4,608·10 ⁻³	4,507·10 ⁻⁴

Tabla 38 Aprovechamientos obtenidos para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables

Combinación	N (kN)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)	σ _{max} (MPa)	Aprovechamiento (%)
N _{max}	-1197,81	-80,72	-0,79	101,31	29
M _y max	-1073,4	-212,36	2,31	124,73	35

6.2.1.3. Comprobación frente a esfuerzos cortantes

Como se ha mencionado anteriormente, dado que las secciones de clase 4 son más susceptibles a la abolladura, se debe comprobar el estado límite último relativo a la abolladura por efecto del cortante y comprobar si es necesario el uso de rigidizadores longitudinales y/o rigidizadores transversales.

Se comprobarán únicamente los cortantes de eje z, dado que los de eje y son despreciables.

6.2.1.3.1. Viga de piso central en sección de empotramiento con la viga longitudinal

Los efectos de abolladura se comprobarán sobre los paneles que conforman la sección. Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se comprobará la resistencia a abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$\text{Para paneles de almas no rigidizadas: } \frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

La comprobación se realiza sobre el alma que es la que va a resistir principalmente este cortante. La altura de la misma es h_w = 650 - 30 mm. Por tanto:

Para la comprobación de la resistencia a abolladura se toma η = 1,2, valor recomendado por la EAE:

$$\text{Para paneles de almas no rigidizadas: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{650 - 30}{12} = 51,67 > \frac{72}{1,2} \cdot 0,81 = 48,6$$

→ Sí es necesario comprobar la resistencia de la sección frente a abolladura

Habría que disponer rigidizadores transversales en las secciones de apoyo. No obstante, esta función la realizará la viga longitudinal al soldar el alma de la viga transversal a la misma. De este modo, despreciando la contribución de las alas a la resistencia frente a abolladura, quedando del lado de la seguridad, se tiene la siguiente resistencia:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{1,134 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} \cdot 620 \cdot 12}{1,05} \cdot 10^{-3} = 1646,89 \text{ kN} \leq \frac{\eta \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = 1742,74 \text{ kN}$$

Donde χ_w es un coeficiente que tiene en cuenta la contribución del alma a la resistencia frente a abolladura por cortante. Dado que se tienen rigidizadores transversales en las secciones de apoyo (viga longitudinal) y también un rigidizador transversal en la sección central de la viga de piso de espesor igual a 12 mm, se obtiene de la siguiente forma:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{650 - 30}{37,4 \cdot 12 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,43}} = 0,732$$

Siendo k_τ el mínimo coeficiente de abolladura por cortante para el panel del alma, el cual se da para el rigidizador situado en el extremo de la viga de piso central (el cual es la viga longitudinal). Este coeficiente se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{4100}{650 - 30} = 6,14 \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} = 5,43$$

Según la tabla 35.5.2.1, dado que $0,83/\eta = 0,69 \leq \lambda_w = 0,732 < 1,08 \rightarrow \chi_w = 0,83/0,732 = 1,134$
El esfuerzo cortante que estará resistiendo el alma o panel será igual al esfuerzo de cálculo, despreciando el efecto del esfuerzo torsor, el cual resulta muy pequeño:

$$V_{Ed,z} = 207,65 \text{ kN} < V_{bw,Rd} = 1646,89 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.1.3.2. Viga de piso central en sección centro-luz de la misma

Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se comprobará la resistencia a abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$\text{Para paneles de almas rigidizadas: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{800 - 30}{12} = 64,17 > \frac{31}{1,2} \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,48} = 48,98$$

→ Sí es necesario comprobar la resistencia de la sección frente a abolladura

$$\frac{a}{h_w} = \frac{4100}{800 - 30} = 5,32 \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} = 5,48$$

De este modo, despreciando la contribución de las alas a la resistencia frente a abolladura, quedando del lado de la seguridad, se tiene la siguiente resistencia:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{0,917 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} \cdot 770 \cdot 12}{1,05} \cdot 10^{-3} = 1653,94 \text{ kN} \leq \frac{\eta \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = 2164,37 \text{ kN}$$

Donde χ_w es un coeficiente que tiene en cuenta la contribución del alma a la resistencia frente a abolladura por cortante. Se obtiene de la siguiente forma:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{800 - 30}{37,4 \cdot 12 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,48}} = 0,905$$

Según la tabla 35.5.2.1, dado que $0,83/\eta = 0,69 \leq \lambda_w = 0,905 < 1,08 \rightarrow \chi_w = 0,83/0,905 = 0,917$

El esfuerzo cortante que estará resistiendo el alma o panel será igual al esfuerzo de cálculo, despreciando el efecto del esfuerzo torsor, el cual resulta muy pequeño:

$$V_{Ed,z} = 75,5 \text{ kN} < V_{bw,Rd} = 1653,94 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.2. Estados límite de servicio

A continuación, se muestran los esfuerzos obtenidos para las secciones estudiadas en estado límite de servicio, tanto para la combinación de acciones característica como para la frecuente.

Tabla 39 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en su sección de empotramiento con la viga longitudinal con la combinación de acciones característica

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max	-1336.795	84.276	-0.59	-0.00967	-1.00838	-51.14944
Vz max	-645.412	-153.562	-0.118	-0.00019	-0.12951	-250.07772
My max	-877.46	138.497	-0.197	-0.00035	-0.05451	-516.76276

Tabla 40 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en su sección central con la combinación de acciones característica

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max	-880.869	29.159	-0.288	-0.01157	-0.43139	-58.69487
Vz max	-481.373	-55.742	-0.139	-0.00155	-0.13321	-81.75988
My max	-788.51	28.409	-4.84	0.00555	1.81287	-156.06152

Tabla 41 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en su sección de empotramiento con la viga longitudinal con la combinación de acciones frecuente

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max	-939.653	111.941	0.373	-0.00543	-0.20502	-1.81342
Vz max	-423.747	-115.295	-0.066	-0.00011	-0.06842	-181.79228
My max	-576.273	164.147	0.004369	-0.00026	-0.04078	-375.85214

Tabla 42 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en su sección central con la combinación de acciones frecuente

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max	-514.416	31.876	1.024	-0.00576	0.85233	-22.55904
Vz max	-228.829	-41.733	-0.045	-0.00115	-0.04089	-43.37844
My max	-444.572	33.191	-3.173	0.00867	2.79496	-100.47141

6.2.2.1. Comprobación del ELS de limitaciones tensionales para la viga de piso en su sección de empotramiento con la viga longitudinal

La comprobación se realizará según el artículo 41.2 de la EAE, tal y como se ha explicado anteriormente. En caso de secciones esbeltas de clase 4, la comprobación se realizará sobre la sección reducida. Además, f_y deberá cambiarse por la tensión máxima de compresión en el panel afectado.

Tabla 43 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación característica de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	σ_{cr} (MPa)	$\tau_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,limite}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,limite}$ (MPa)
N max	109,89	284,4	9,44	164,2	111,1	284,4
Vz max	116,22	284,4	17,20	164,2	119,98	284,4
My max	207,86	284,4	15,51	164,2	209,59	284,4

Para las tensiones tangenciales se realiza una composición lineal de las mismas teniendo en cuenta el efecto torsor.

Para la combinación frecuente se deberá comprobar que la oscilación máxima de las tensiones anteriores bajo las envolventes pésimas de sobrecargas, no superen 1,5 veces los límites precedentes ($1,5 \cdot \sigma_{cr} = 426,6$ MPa).

Tabla 44 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación frecuente de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,frec}$ (MPa)
N max	66,46	12,54	69,92
Vz max	81,26	12,91	84,28
My max	146,87	18,39	150,28

La oscilación máxima entre las tensiones anteriores resulta:

- Para $\sigma_{Ed,ser,frec} = 146,87 - 66,46 = 80,41$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} = 426,6$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\tau_{Ed,ser,frec} = 18,39 - 12,54 = 5,85$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} / \sqrt{3} = 246,3$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\sigma_{co,Ed,ser,frec} = 150,28 - 69,92 = 80,36$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} = 426,6$ MPa $\rightarrow$ Cumple

6.2.2.2. Comprobación del ELS de limitaciones tensionales para la viga de piso en su sección central

La comprobación se realizará según el artículo 41.2 de la EAE, tal y como se ha explicado anteriormente. En caso de secciones esbeltas de clase 4, la comprobación se realizará sobre la sección reducida. Además, f_y deberá cambiarse por la tensión máxima de compresión en el panel afectado.

Tabla 45 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación característica de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	σ_{cr} (MPa)	$\tau_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,limite}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,limite}$ (MPa)
N max	73,98	184,4	2,627	106,46	74,12	184,4

Vz max	51,00	184,4	5,02	106,46	51,74	184,4
My max	91,89	184,4	2,56	106,46	92,00	184,4

Para las tensiones tangenciales se realiza una composición lineal de las mismas teniendo en cuenta el efecto torsor.

Para la combinación frecuente se deberá comprobar que la oscilación máxima de las tensiones anteriores bajo las envolventes pésimas de sobrecargas, no superen 1,5 veces los límites precedentes ($1,5 \cdot \sigma_{cr} = 276,6$ MPa).

Tabla 46 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación frecuente de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,frec}$ (MPa)
N max	42,02	2,87	42,31
Vz max	25,18	3,76	26,01
My max	58,47	2,99	58,7

La oscilación máxima entre las tensiones anteriores resulta:

- Para $\sigma_{Ed,ser,frec} = 58,47 - 25,18 = 33,29$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} = 276,6$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\tau_{Ed,ser,frec} = 3,76 - 2,87 = 0,89$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} / \sqrt{3} = 159,7$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\sigma_{co,Ed,ser,frec} = 58,7 - 26,01 = 32,69$ MPa $\leq 1,5 \cdot \sigma_{cr} = 276,6$ MPa $\rightarrow$ Cumple

6.3. Vigas de piso en voladizo

La sección a estudiar es la que se muestra a continuación:

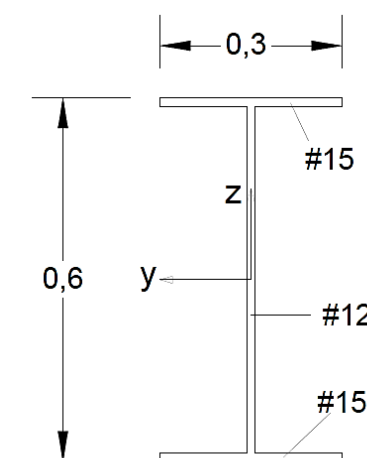


Figura 43 Sección transversal viga de piso en centro-luz de la misma. Elaboración propia con AutoCAD

Pese a que en el SAP se ha dispuesto la sección media, la sección en el empotramiento con la viga longitudinal presenta las siguientes características mecánicas:

Tabla 47 Propiedades mecánicas de la sección

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN	UNIDADES	VALORES
Área	A (m ²)	0,0158
Momento de inercia alrededor del eje y	I _y (m ⁴)	9,554·10 ⁻⁴
Momento de inercia alrededor del eje z	I _z (m ⁴)	6,758·10 ⁻⁵
Módulo plástico alrededor del eje y	W _{pl,y} (m ³)	3,607·10 ⁻³
Módulo plástico alrededor del eje z	W _{pl,z} (m ³)	6,955·10 ⁻⁴
Módulo elástico alrededor del eje y	W _{el,y} (m ³)	3,185·10 ⁻³
Módulo elástico alrededor del eje z	W _{el,z} (m ³)	4,505·10 ⁻⁴

Los esfuerzos de cálculo son los que se muestran a continuación. Cabe destacar que, debido a su bajo valor, se han despreciado los casos más desfavorables relativos al cortante en dirección del eje y, el momento de eje débil y el torsor.

Tabla 48 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en voladizo en la sección de empotramiento con la viga longitudinal en estado límite último

	N (kN)	V _z (kN)	V _y (kN)	T (kN·m)	M _z (kN·m)	M _y (kN·m)	BARRA
N max y Vzmax	-2173.75	-136.339	-0.275	-0.0184	-1.3287	-236.1057	120
My max	-1662.73	-120.866	-0.624	-0.00008632	-0.4014	-264.2036	116

6.3.1. Estados límite últimos

En primer lugar, es necesario clasificar la sección según el artículo 20.3 de la EAE.

Tabla 49 Clase de la sección

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Alas a compresión	300/15 = 20	26,73	30,78	34,02	Clase 1
Alma a compresión	570/12 = 47,5	26,73	30,78	34,02	Clase 4
Alma a flexión	570/12 = 47,5	58,32	67,23	100,44	Clase 1

Se debe reducir únicamente el alma comprimida. Para el resto de casos, los cálculos se realizarán con criterios elásticos por ser de clase 1.

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 0,012^2}{12 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 0,57^2} = 84,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = E \cdot \varepsilon_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_E = 4 \cdot 84,12 = 336,49 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0,765 \leq 1,0$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1,027$$

$$b_r = \rho \cdot b = 0,765 \cdot 0,57 = 0,436 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{0,436}{2} = 0,218 \text{ m}$$

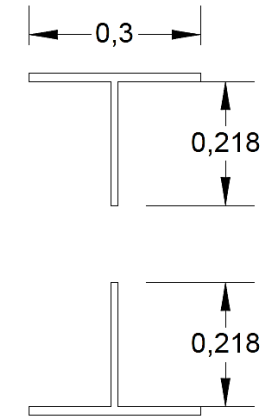


Figura 44 Sección transversal clase 4 de las vigas de piso en voladizo a compresión. Elaboración propia con AutoCAD.

Por tanto, el área eficaz de la sección reducida resulta:

$$A_{eff} = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,015 + 2 \cdot 0,218 \cdot 0,012 = 0,0142 \text{ m}^2$$

6.3.1.1.1. Comprobación ELU de inestabilidad por pandeo

Debido a la existencia de la losa colaborante, no se produce pandeo en el eje débil por compresión ya que la viga metálica va a estar conectada a la losa. En cuanto al pandeo por compresión en el eje fuerte, la inercia de la sección es mucho más grande respecto de este eje. Además, contaremos con la colaboración de la losa.

Respecto al pandeo lateral por flexión, la losa también va a colaborar coaccionando este movimiento.

6.3.1.1.2. Comprobación seccional

Previamente a la comprobación de los aprovechamientos de la sección, se deberá comprobar si es necesario reducir la resistencia frente a esfuerzos axiales y flectores debido al efecto del cortante. Dado que la torsión es prácticamente nula se despreciarán sus efectos. El cálculo se realizará según el artículo 34.7.3 de la EAE, tal y como se ha realizado en apartados anteriores. Por tanto:

$$A_{vz} = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot (0,57 \cdot 0,012) = 8,208 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8,208 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{\sqrt{3}}}{1,05} = 1602,2 \text{ kN}$$

$$V_{z,max} = 136,34 \leq 0,5 \cdot 1602,2 = 801,1 \text{ kN} \rightarrow \text{No es necesaria la reducción}$$

Se ha realizado la comprobación para cortantes de eje z únicamente, dado que los de eje y son muy pequeños.

Las características mecánicas a usar en la comprobación son las que se muestran a continuación. Lo único que se ve reducido es el área de la sección transversal sometida a compresión por ser de clase 4. Los módulos resistentes relacionados con la flexión de la pieza no se reducen por ser clasificados como clase 1 y, por tanto, se hará un cálculo con criterios elásticos.

Tabla 50 Resumen propiedades mecánicas de la sección transversal de la viga longitudinal

A (m ²)	A _{eff} (m ²)	W _{y,el} (m ³)	W _{z,el} (m ³)
0,0158	0,0142	3,185·10 ⁻³	4,505·10 ⁻⁴

Tabla 51 Aprovechamientos obtenidos para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables

Combinación	N (kN)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)	σ _{max} (MPa)	Aprovechamiento (%)
Nmax y Vzmax	-2173,75	-236,11	-1,33	230,17	65
Mymax	-1662,73	-264,2	-0,401	200,74	57

6.3.1.2. Comprobación frente a esfuerzos cortantes

Como se ha mencionado anteriormente, dado que las secciones de clase 4 son más susceptibles a la abolladura, se debe comprobar el estado límite último relativo a la abolladura por cortante y comprobar si es necesario el uso de rigidizadores longitudinales y/o rigidizadores transversales.

Se comprobarán únicamente los cortantes de eje z, dado que los de eje y son despreciables.

Los efectos de abolladura se comprobarán sobre los paneles que conforman la sección. Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se comprobará la resistencia a abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$\text{Para paneles de almas no rigidizadas: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{570}{12} = 47,5 < \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = 48,6$$

→ No es necesario comprobar la resistencia de la sección frente a abolladura

La comprobación se realiza sobre el alma que es la que va a resistir principalmente este cortante. La altura de la misma es h_w = 600 - 30 mm.

6.3.2. Estados límite de servicio

Tabla 52 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en voladizo en la sección de empotramiento con la viga longitudinal con la combinación característica de acciones

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max y Vzmax	-1605.6	-100.474	0.064	-0.01342	-0.82098	-174.1424
My max	-1224.24	-89.093	-0.462	-0.00006382	-0.29729	-195.28152

Tabla 53 Esfuerzos máximos y concomitantes de las vigas de piso en voladizo en la sección de empotramiento con la viga longitudinal con la combinación frecuente de acciones

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max y Vzmax	-1147.104	-72.403	2.371	-0.00796	0.47322	-125.31783
My max	-886.867	-63.97	-0.256	-0.00004816	-0.1594	-140.80069

La comprobación de limitaciones tensionales se realizará según el artículo 41.2 de la EAE, tal y como se ha explicado anteriormente. En caso de secciones esbeltas de clase 4, la comprobación se realizará sobre la sección reducida. Además, f_y deberá cambiarse por la tensión máxima de compresión en el panel afectado.

Tabla 54 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación característica de acciones.

Caso	σ _{Ed,ser,caract} (MPa)	σ _{cr} (MPa)	τ _{Ed,ser,caract} (MPa)	τ _{Ed,ser,limite} (MPa)	σ _{co,Ed,ser,caract} (MPa)	σ _{co,Ed,ser,limite} (MPa)
N max y Vz max	169,57	336,5	12,24	194,27	170,89	336,5
My max	148,18	336,5	10,85	194,27	149,37	336,5

Para la combinación frecuente se deberá comprobar que la oscilación máxima de las tensiones anteriores bajo las envolventes pésimas de sobrecargas, no superen 1,5 veces los límites precedentes (1,5 · σ_{cr} = 504,74 MPa).

Tabla 55 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación frecuente de acciones.

Caso	σ _{Ed,ser,frec} (MPa)	τ _{Ed,ser,frec} (MPa)	σ _{co,Ed,ser,frec} (MPa)
N max y Vz max	121,17	8,82	122,13
My max	107,02	7,79	107,87

La oscilación máxima entre las tensiones anteriores resulta:

- Para σ_{Ed,ser,frec} = 121,17 – 107,02 = 14,15 MPa ≤ 1,5 · σ_{cr} = 504,74 MPa → Cumple
- Para τ_{Ed,ser,frec} = 8,82 – 7,79 = 1,03 MPa ≤ 1,5 · σ_{cr}/√3 = 291,41 MPa → Cumple
- Para σ_{co,Ed,ser,frec} = 122,13 – 107,87 = 14,26 MPa ≤ 1,5 · σ_{cr} = 504,74 MPa → Cumple

6.4. Losa de hormigón armado

La losa de hormigón armado se ejecuta sobre una chapa grecada, teniendo el conjunto un espesor de 27,5 cm. Las nervaduras de la chapa son en dirección longitudinal al eje del puente. Todo ello descansa sobre las vigas de piso y vigas longitudinales, a las cuales está unida la losa mediante conectadores. La separación entre ejes de vigas transversales es de 3,5 metros.

La chapa grecada se escoge del catálogo COMFLOR de la firma Tata Steel. Se escoge el modelo F100 (o similar), el cual presenta un canto de la greca de 100 mm y un espesor de chapa de 1,2 mm.



Figura 45 Detalle chapa grecada F100. Fuente: Tata Steel

El catálogo indica que, según el canto de hormigón sobre la greca, podrá salvar una luz u otra. En este caso, el canto de la losa es de 0,275 m, que restando la altura de la greca queda 0,175 m. Para este canto, la luz máxima que se puede salvar es de 3,685 m. Por tanto, para los 3,5 metros de vano que separan las vigas transversales, es posible utilizar esta chapa grecada.

6.4.1. Estados límite últimos

La losa se calculará como una viga, teniendo en cuenta que la cuantía de armadura mínima será la correspondiente a los mínimos de losa que establece el Eurocódigo 2.

Dado que se trata de un proyecto básico, se va a obtener una aproximación de armado de la losa. Sin embargo, sería necesario un estudio más preciso de elementos tipo placa en regiones D. De este modo, no se tendrán en cuenta las placas situadas en el arranque de los arcos y en las zonas colindantes a las péndolas.

La losa se dividirá en varias partes para calcular el armado. Se distinguirá entre el armado de la calzada y el de la zona peatonal y de carril bici. Además, tanto para la zona peatonal como para la calzada se estudiarán dos zonas: la zona central y las partes extremas (contando 7 metros a partir de donde empieza el puente), donde se concentran grandes esfuerzos.

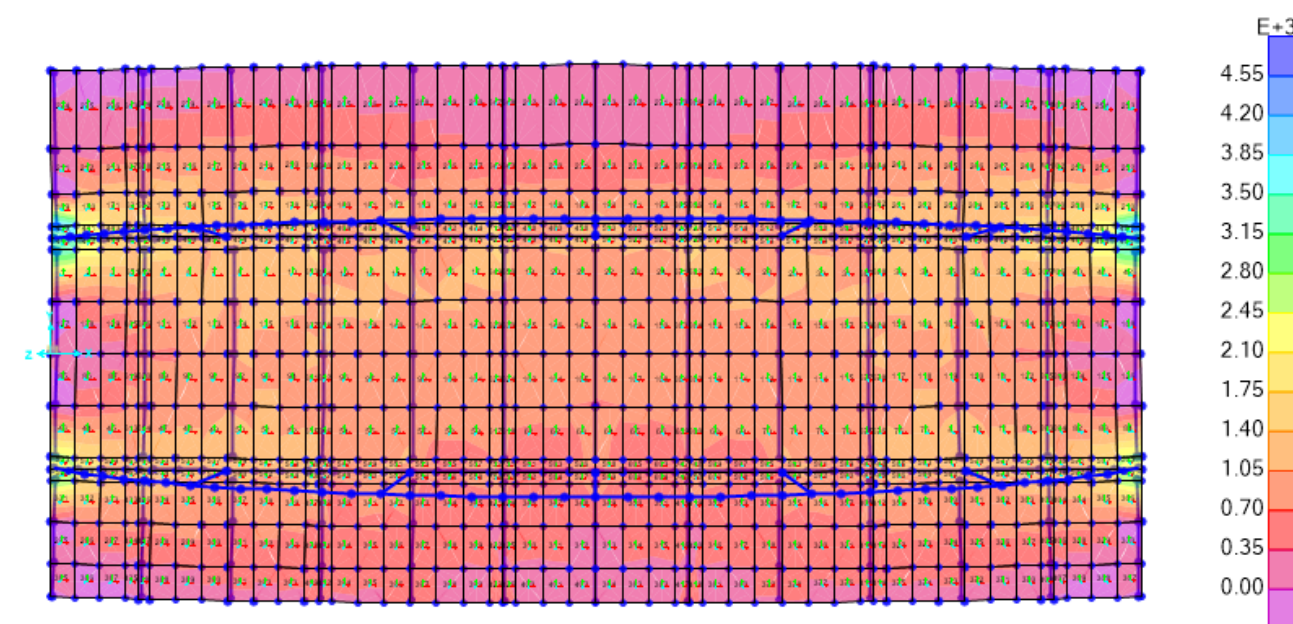


Figura 46 Distribución de esfuerzos axiales máximos F11 para la combinación de acciones en estado límite último más desfavorable. Elaboración propia con SAP2000.

El canto de la greca es de 100 mm. El espesor de la losa a considerar será la altura de la losa sobre la greca más 40 mm, tal y como indica el catálogo. Por tanto, el espesor a considerar en los cálculos será: $0,175 + 0,04 = 0,215$ metros. Los cálculos se realizarán por metro lineal.

Para evaluar la cuantía necesaria de armado, será necesario conocer los esfuerzos en las cuatro zonas que se han definido anteriormente. Los esfuerzos a los que va a estar sometida la losa serán esfuerzos axiales o de membrana tanto en la dirección longitudinal como transversal, cortantes, torsores y flectores.

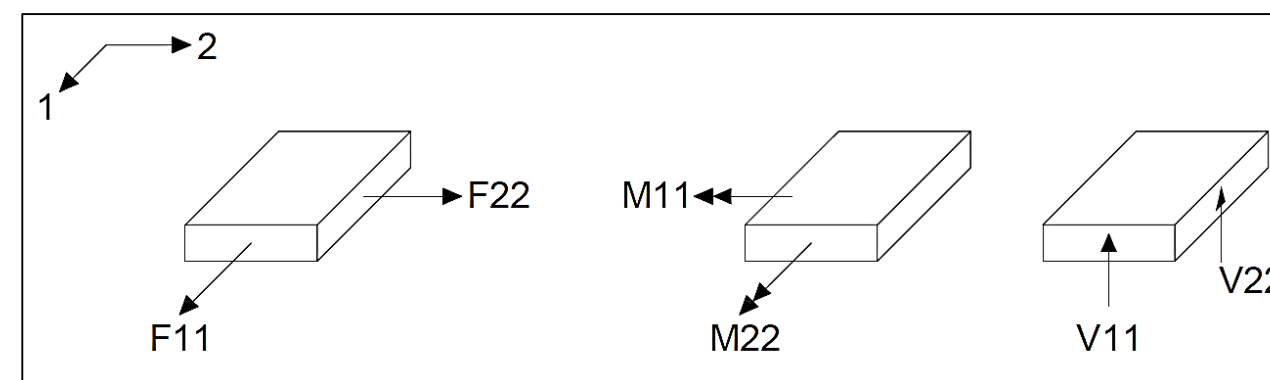


Figura 47 Criterio de signos de SAP2000 para los esfuerzos de la losa. Elaboración propia con AutoCAD.

Los esfuerzos cortantes horizontales entre placas y los torsores no se tendrán en cuenta en el cálculo dado que se resuelven mediante la teoría de placas, la cual no se ha visto en el grado. Por este motivo, para el

dimensionamiento sólo necesitaremos conocer axiles, flectores y cortantes. Los esfuerzos más desfavorables que se han obtenido mediante el SAP2000, según la zona que se esté estudiando, son:

-Calzada centro-luz:

						V13 (kN/m)	V23 (kN/m)
SECCIÓN LONGITUDINAL	Caso L.1	F11 max (kN/m)	1298,41	M11 conc (kN·m/m)	14,95	-11,45	60,12
	Caso L.2	F11 conc (kN/m)	800,61	M11 max (kN·m/m)	136,23	15,33	48,65
	Caso L.3	F11 min (kN/m)	238,94	M11 conc (kN·m/m)	20,925	-4,58	-55,08
	Caso L.4	F11 conc (kN/m)	545,08	M11 min (kN·m/m)	-147,76	-46,25	19,86
SECCIÓN TRANSVERSAL	Caso T.1	F22 max (kN/m)	511,34	M22 conc (kN·m/m)	53,64	34,32	58,25
	Caso T.2	F22 conc (kN/m)	328,47	M22 max (kN·m/m)	99,67	3,49	54,11
	Caso T.3	F22 min (kN/m)	-441,6	M22 conc (kN·m/m)	-24,74	-43,56	-37,2
	Caso T.4	F22 conc (kN/m)	-197,9	M22 min (kN·m/m)	-120,3	35,15	37,61

-Calzada extremos:

						V13 (kN/m)	V23 (kN/m)
SECCIÓN LONGITUDINAL	Caso L.5	F11 max (kN/m)	1517,68	M11 conc (kN·m/m)	9,44	21,2	57,81
	Caso L.6	F11 conc (kN/m)	-27,22	M11 max (kN·m/m)	85,21	11,06	31,51
	Caso L.7	F11 min (kN/m)	-331,87	M11 conc (kN·m/m)	2,494	-19,76	-27,33
	Caso L.8	F11 conc (kN/m)	534,39	M11 min (kN·m/m)	-142,275	18,56	19,36
SECCIÓN TRANSVERSAL	Caso T.5	F22 max (kN/m)	679,69	M22 conc (kN·m/m)	-17,28	-6,8	31,51
	Caso T.6	F22 conc (kN/m)	526,25	M22 max (kN·m/m)	78,43	11,06	31,51
	Caso T.7	F22 min (kN/m)	-298,32	M22 conc (kN·m/m)	-20,44	-19,76	-27,33
	Caso T.8	F22 conc (kN/m)	-166,14	M22 min (kN·m/m)	-120,25	-74,13	36,43

-Aceras centro-luz:

						V13 (kN/m)	V23 (kN/m)
SECCIÓN LONGITUDINAL	Caso L.9	F11 max (kN/m)	1063,38	M11 conc (kN·m/m)	8,912	-7,77	-39,93
	Caso L.10	F11 conc (kN/m)	27,7	M11 max (kN·m/m)	107,7	14,87	-18,08
	Caso L.11	F11 min (kN/m)	-620,02	M11 conc (kN·m/m)	41.1689	5,16	-25,78
	Caso L.12	F11 conc (kN/m)	420,11	M11 min (kN·m/m)	-143,61	-50,1	-83,22
SECCIÓN TRANSVERSAL	Caso T.9	F22 max (kN/m)	515,25	M22 conc (kN·m/m)	-37,27	-6,3	-35,09
	Caso T.10	F22 conc (kN/m)	96,27	M22 max (kN·m/m)	41,65	-5,07	-18,08
	Caso T.11	F22 min (kN/m)	-196	M22 conc (kN·m/m)	-45.28	-3,66	24,95
	Caso T.12	F22 conc (kN/m)	-14,89	M22 min (kN·m/m)	-132,73	23,11	-83,24

-Aceras extremos:

						V13 (kN/m)	V23 (kN/m)
SECCIÓN LONGITUDINAL	Caso L.13	F11 max (kN/m)	1233,7	M11 conc (kN·m/m)	4,336	12,78	-35,07
	Caso L.14	F11 conc (kN/m)	71,65	M11 max (kN·m/m)	39,06	22,62	-35,34
	Caso L.15	F11 min (kN/m)	-370,2	M11 conc (kN·m/m)	-49,8	-11,39	-25,48
	Caso L.16	F11 conc (kN/m)	439,52	M11 min (kN·m/m)	-143,38	-45,61	-81,93
SECCIÓN TRANSVERSAL	Caso T.13	F22 max (kN/m)	899,65	M22 conc (kN·m/m)	20,37	-0,47	-31,34
	Caso T.14	F22 conc (kN/m)	266,32	M22 max (kN·m/m)	38,934	13,41	-17,02
	Caso T.15	F22 min (kN/m)	-188,94	M22 conc (kN·m/m)	-46,23	-2,66	22,84
	Caso T.16	F22 conc (kN/m)	-7,73	M22 min (kN·m/m)	-130,83	-45,61	-81,93

6.4.1.1. ELU-SOLICITACIONES NORMALES: ARMADURA DE CÁLCULO

Previamente al cálculo de las secciones, se muestran las características resistentes del hormigón dispuesto:

Tabla 56 Propiedades resistentes del hormigón HA-30/F/15/IIIa

$f_{ck,min}$ (MPa)	30
f_{ck} (MPa)	30
f_{cd} (MPa)	20
f_{ctm} (MPa)	2,897
f_{yk} (MPa)	500
f_{yd} (MPa)	434,783
E_{cm} (MPa)	32836,57
E_s (MPa)	200000
k	1
α_e	6,091

Tabla 57 Datos para el cálculo seccional

Dominios de deformación			Coeficientes seguridad materiales		Ecuaciones Constitutivas	
$\epsilon_{cu,c}$	$\epsilon_{cu,f}$	ϵ_{ud}	Hormigón	Acero	λ	η
0,00175	0,0035	-0,01	1,5	1,15	0,8	1

Los cálculos se realizarán para el caso L.1 de esfuerzo de tracción máximo longitudinal en centro luz y para los demás se indica la cuantía de cálculo obtenida con una hoja de cálculo preparada por el alumnado. Por tanto, se trabaja con $F_{11} = 1298,41$ kN/m y $M_{11} = 14,95$ kN·m/m. A continuación, se determina la zona de dimensionamiento de la sección. Los cantos útiles de la pieza se deducen del cálculo de recubrimientos hecho anteriormente:

$$d = r_{mec \text{ inf}} = 0,1575 \text{ m}$$

$$d' = r_{mec \text{ sup}} = 0,0775 \text{ m}$$

En caso de curvatura negativa, $d = 0,1375$ m y $d' = 0,0575$ m.

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,1575}{1 + \frac{434,783}{700}} = 0,0972 \text{ m}$$

$$M_{1Ed} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - v_1) = 14,95 - 1298,41 \cdot (0,1575 - 0,1075) = -49,9405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2Ed} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d' - v_1) = 14,95 - 1298,41 \cdot (0,0775 - 0,1075) = 53,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_c(-\infty) = 0$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2c}(-\infty) = 0$$

$$N_c(+\infty) = f_{cd} \cdot A_c = 20 \cdot 10^3 \cdot 0,215 \cdot 1 = 4300 \text{ kN}$$

$$M_{1c}(+\infty) = N_c(+\infty) \cdot (d - v_1) = 4300 \cdot (0,1575 - 0,1075) = 215 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(+\infty) = N_c(+\infty) \cdot (d' - v_1) = 4300 \cdot (0,0775 - 0,1075) = -129 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1c}(x_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x_{lim} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x_{lim}) = 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,0972 \cdot (0,1575 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0972) = 184,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(x_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x_{lim} \cdot (d' - 0,5 \cdot \lambda \cdot x_{lim}) = 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,0972 \cdot (0,0775 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0972) = 60,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dado que $M_{Ed} = 14,95$ kN·m es superior a cero, en la comprobación de borde, la curvatura es positiva. Además, la zona de dimensionamiento será:

$$M_{1Ed} = -49,9705 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{1c}(-\infty) = 0 \rightarrow \text{Zona B}$$

La posición de la fibra neutra calculada para la zona B será $x = -\infty$. Por tanto, la armadura de cálculo será:

$$\text{Armadura superior: } A'_s = \frac{M_{1Ed}}{f_{yd} \cdot (d' - d)} = \frac{-49,9705}{434,783 \cdot 10^3 \cdot (0,0775 - 0,1575)} = 1,437 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 14,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armadura inferior: } A_s = \frac{M_{2Ed}}{f_{yd} \cdot (d - d')} = \frac{53,9}{434,783 \cdot 10^3 \cdot (0,1575 - 0,0775)} = 1,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 15,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El área de chapa grecada colaborante es de:

$$A_{s,colaborante} = \frac{(63 + 109 + 2 \cdot 104,6) \cdot 1,2}{233,3} = 1,96 \text{ mm}^2/\text{mm} = 19,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se restará a la armadura inferior necesaria.

A continuación, se muestran en la tabla las cuantías de armadura de cálculo necesarias para el resto de casos:

Tabla 58 Armadura longitudinal principal necesaria por cálculo

CASO	Armadura inferior, A_s (cm ² /m)	Armadura superior, A'_s (cm ² /m)	A_s chapa grecada (cm ² /m)
L.1	15,50	14,37	19,6
L.2	34,18	0	19,6

L.3	6,82	0	19,6
L.4	0	40,86	19,6
L.5	15,804	19,103	19,6
L.6	13,37	0	19,6
L.7	0	0	19,6
L.8	0	39,08	19,6
L.9	11,73	12,72	19,6
L.10	18,32	0	19,6
L.11	0	0	19,6
L.12	0	37,86	19,6
L.13	11,89	16,49	19,6
L.14	7,03	0	19,6
L.15	0	2,66	19,6
L.16	0	38,06	19,6

La acción de las fuerzas puntuales debidas a los carros está considerada en el cálculo.

Para el cálculo transversal, se opera del mismo modo. No obstante, el canto de la pieza se obtiene descontando la altura de la greca, por tanto, $h = 0,175$ m. El canto útil será:

$$d = h - r_{nom} - \frac{\phi_t}{2} = 0,175 - 0,03 - \frac{0,025}{2} = 0,1325 \text{ m}$$

$$d' = r_{nom} + \frac{\phi_t}{2} = 0,0525 \text{ m}$$

En caso de curvatura negativa, $d = 0,1225$ m y $d' = 0,0425$ m.

A continuación, se muestran en la tabla las cuantías de armadura de cálculo necesarias para cada caso:

Tabla 59 Armadura longitudinal transversal necesaria por cálculo

CASO	Armadura inferior, A_s (cm ² /m)	Armadura superior, A'_s (cm ² /m)
T.1	17,33	0
T.2	24,7	0
T.3	0	0
T.4	4,50	27,76
T.5	1,87	13,76
T.6	22,49	0
T.7	0	0
T.8	4,17	28,16
T.9	0	15,59
T.10	9,08	0
T.11	0	6,32
T.12	6,24	33,70

T.13	14,91	5,78
T.14	11	0
T.15	0	6,65
T.16	5,62	33,25

6.4.1.2. Cuantías mínimas y máximas de armado

Según el Eurocódigo 2, las cuantías de armado mínimas en losas a cumplir serán:

- Área longitudinal mínima de tracción para control de la fisuración /Art. 7.3.2
- Área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil /Art. 9.3.1.1 (1)
- Área longitudinal máxima de tracción o compresión /Art. 9.3.1.1 (1)

6.4.1.2.1. Área longitudinal mínima de tracción para control de la fisuración /Art. 7.3.2

La cuantía mínima de tracción para el control de la fisuración será necesario respetarla siempre y cuando fisure la pieza. De este modo, en primer lugar, será necesario comprobar si la pieza fisura. Este cálculo se realizará teniendo en cuenta el axil, del siguiente modo:

$$\sigma = -f_{ctm} = \frac{N}{A_b} + \frac{M_{cr}}{I_b} \cdot v_2$$

Siendo:

- A_b e I_b : Área bruta e inercia bruta de la sección, respectivamente.
- f_{ctm} : Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción.
- v_2 : distancia desde el centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada del hormigón. En este caso, corresponderá con la mitad del canto.

La sección fisurará en caso que la tensión calculada (σ_2), sobrepase la resistencia del hormigón a tracción (f_{ctm}). A continuación, se adjuntan las tablas con la comprobación de fisuración de las secciones, tanto para los casos longitudinales como para los transversales:

Tabla 60 Comprobación de la posible fisuración de las secciones consideradas para los casos longitudinales

Caso	N_{Ed} (kN)	A_b (m ²)	I_b (m ⁴)	M_{Ed} (kN·m)	σ_2 (MPa)	f_{ctm} (MPa)	Fisuración
L.1	1298.41	0.215	0.0008282	14.95	7.980	2.8965	Fisura
L.2	800.61	0.215	0.0008282	136.23	21.406	2.8965	Fisura
L.3	238.94	0.215	0.0008282	20.925	3.827	2.8965	Fisura
L.4	545.08	0.215	0.0008282	147.76	21.714	2.8965	Fisura
L.5	1517.68	0.215	0.0008282	9.44	8.284	2.8965	Fisura
L.6	-27.22	0.215	0.0008282	85.21	10.934	2.8965	Fisura
L.7	-331.87	0.215	0.0008282	2.494	1.220	2.8965	No fisura
L.8	534.39	0.215	0.0008282	142.275	15.982	2.8965	Fisura
L.9	1063.38	0.215	0.0008282	8.912	6.103	2.8965	Fisura

L.10	27.7	0.215	0.0008282	107.7	14.108	2.8965	Fisura
L.11	-620.02	0.215	0.0008282	41.17	2.460	2.8965	No fisura
L.12	420.11	0.215	0.0008282	173.61	20.581	2.8965	Fisura
L.13	1233.7	0.215	0.0008282	4.336	6.301	2.8965	Fisura
L.14	71.65	0.215	0.0008282	39.06	5.403	2.8965	Fisura
L.15	-370.2	0.215	0.0008282	49.8	8.186	2.8965	Fisura
L.16	439.52	0.215	0.0008282	163.38	19.162	2.8965	Fisura

Tabla 61 Comprobación de la posible fisuración de las secciones consideradas para los casos transversales

Caso	N _{Ed} (kN)	A _b (m²)	I _b (m⁴)	M _{Ed} (kN·m)	σ _z (MPa)	f _{ctm} (MPa)	Fisuración
T.1	511.34	0.175	0.00044661	53.64	13.431	2.8965	Fisura
T.2	328.47	0.175	0.00044661	99.67	21.404	2.8965	Fisura
T.3	-441.6	0.175	0.00044661	24.74	2.324	2.8965	No fisura
T.4	-197.9	0.175	0.00044661	120.3	22.438	2.8965	Fisura
T.5	679.69	0.175	0.00044661	17.28	7.269	2.8965	Fisura
T.6	526.25	0.175	0.00044661	78.43	18.373	2.8965	Fisura
T.7	-298.32	0.175	0.00044661	20.44	2.300	2.8965	No fisura
T.8	-166.14	0.175	0.00044661	120.25	-24.509	2.8965	Fisura
T.9	515.25	0.175	0.00044661	37.27	10.246	2.8965	Fisura
T.10	96.27	0.175	0.00044661	41.65	8.710	2.8965	Fisura
T.11	-196	0.175	0.00044661	45.28	7.751	2.8965	Fisura
T.12	-14.89	0.175	0.00044661	132.73	-26.089	2.8965	Fisura
T.13	899.65	0.175	0.00044661	20.37	9.132	2.8965	Fisura
T.14	266.32	0.175	0.00044661	38.93	9.149	2.8965	Fisura
T.15	-188.94	0.175	0.00044661	46.23	-10.137	2.8965	Fisura
T.16	-7.73	0.175	0.00044661	130.83	-25.676	2.8965	Fisura

Dado que en todas las zonas de dimensionamiento se produce fisuración, será necesario disponer esta cuantía mínima de armado en caso que resulte la más desfavorable. El cálculo se realizará según la expresión que aparece a continuación:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

Donde:

- $f_{ct,eff} = f_{ct,m} = 0,3 \cdot 30^{2/3} = 2,896$ MPa
- A_{ct} : área del hormigón a tracción. En este caso, se toma la mitad de la sección.
- k : coeficiente que depende del canto de la sección. Se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$1 \geq k = 1 - (h - 300) \cdot 7 \cdot 10^{-4} \geq 0.65$$

Siendo h el canto de la sección en milímetros.

- k_c : coeficiente que considera la distribución de las tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de la fisuración y del cambio del brazo mecánico. Para sección rectangulares sometidas a flexión compuesta, k_c se calcula como sigue a continuación:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

Siendo:

- σ_c : tensión media en el hormigón que actúa en la parte de sección considera. Por tanto: $\sigma_c = N_{Ed}/(b \cdot h)$.
- N_{Ed} : esfuerzo axial que actúa en el estado límite de servicio en la sección transversal considerada.
- k_1 : coeficiente que considera los efectos de los esfuerzos axiales en la distribución de tensiones. Tal y como se observa a continuación, éste toma un valor según se trate de un esfuerzo axial de compresión ($k_1 = 1,5$) o de tracción ($k_1 = 2 \cdot h^*/(3 \cdot h)$).
- h^* : dado que el canto de las secciones consideradas siempre es inferior a 1 metro, se toma $h = h^*$.
- σ_s : toma un valor de 160 MPa. Se corresponde con la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Este valor puede obtenerse de la tabla 7.2N (Art. 7.3.3 – EC2). Para ello debemos conocer la abertura de fisura máxima permitida para un ambiente XS1. Lo cual nos lleva a una $w_{k,máx} = 0,2$ mm. Como hemos supuesto un $\phi_l = 25$ mm, la tabla nos envía a una tensión $\sigma_s = 160$ MPa.

A continuación, se exponen las tablas con las cuantías mínimas de armado para el control de fisuración en todos los casos considerados, tanto longitudinales como transversales:

Tabla 62 Cuantías mínimas de armadura pasiva de tracción para el control de fisuración en los casos longitudinales

Caso	σ _s (MPa)	w _{max} (mm)	A _{ct} (m²)	f _{ct,eff} (MPa)	σ _c (MPa)	k ₁	k _c	k	A _{smin} (cm²/m)
L.1	160	0.2	0.1075	2.8965	-6.039	0.667	1.000	1	19.46
L.2	160	0.2	0.1075	2.8965	-3.724	0.667	1.000	1	19.46
L.3	160	0.2	0.1075	2.8965	-1.111	0.667	0.630	1	12.26
L.4	160	0.2	0.1075	2.8965	-2.535	0.667	0.925	1	18.00
L.5	160	0.2	0.1075	2.8965	-7.059	0.667	1.000	1	19.46
L.6	160	0.2	0.1075	2.8965	0.127	1.500	0.388	1	7.56
L.7	160	0.2	0.1075	2.8965	1.544	1.500	0.258	1	5.02
L.8	160	0.2	0.1075	2.8965	-2.486	0.667	0.915	1	17.80
L.9	160	0.2	0.1075	2.8965	-4.946	0.667	1.000	1	19.46
L.10	160	0.2	0.1075	2.8965	-0.129	0.667	0.427	1	8.30
L.11	160	0.2	0.1075	2.8965	2.884	1.500	0.135	1	2.62
L.12	160	0.2	0.1075	2.8965	-1.954	0.667	0.805	1	15.66
L.13	160	0.2	0.1075	2.8965	-5.738	0.667	1.000	1	19.46
L.14	160	0.2	0.1075	2.8965	-0.333	0.667	0.469	1	9.13
L.15	160	0.2	0.1075	2.8965	1.722	1.500	0.241	1	4.70
L.16	160	0.2	0.1075	2.8965	-2.044	0.667	0.823	1	16.03

Tabla 63 Cuantías mínimas de armadura pasiva de tracción para el control de fisuración en los casos transversales

Caso	σ_s (MPa)	$w_{\max}$ (mm)	A_{ct} (m ²)	$f_{ct,eff}$ (MPa)	σ_c (MPa)	k_1	k_c	k	A_{smin} (cm ² /m)
T.1	160	0.2	0.0875	2.8965	-2.922	0.667	1.000	1	15.84
T.2	160	0.2	0.0875	2.8965	-1.877	0.667	0.789	1	12.495
T.3	160	0.2	0.0875	2.8965	2.523	1.500	0.168	1	2.656
T.4	160	0.2	0.0875	2.8965	1.131	1.500	0.296	1	4.687
T.5	160	0.2	0.0875	2.8965	-3.884	0.667	1.000	1	15.84
T.6	160	0.2	0.0875	2.8965	-3.007	0.667	1.000	1	15.84
T.7	160	0.2	0.0875	2.8965	1.705	1.500	0.243	1	3.85
T.8	160	0.2	0.0875	2.8965	0.949	1.500	0.313	1	4.952
T.9	160	0.2	0.0875	2.8965	-2.944	0.667	1.000	1	15.84
T.10	160	0.2	0.0875	2.8965	-0.550	0.667	0.514	1	8.14
T.11	160	0.2	0.0875	2.8965	1.120	1.500	0.297	1	4.703
T.12	160	0.2	0.0875	2.8965	0.085	1.500	0.392	1	6.2
T.13	160	0.2	0.0875	2.8965	-5.141	0.667	1.000	1	15.84
T.14	160	0.2	0.0875	2.8965	-1.522	0.667	0.715	1	11.33
T.15	160	0.2	0.0875	2.8965	1.080	1.500	0.301	1	4.762
T.16	160	0.2	0.0875	2.8965	0.044	1.500	0.396	1	6.272

6.4.1.2.2. Área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil /Art. 9.3.1.1 (1)

Para secciones rectangulares, se tiene la siguiente cuantía mínima:

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,m,fl}}{4.8 \cdot f_{yd}} \cdot b \cdot h$$

Donde:

- $f_{ct,m,fl} = \max\left\{\left(1.6 - \frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm}\right\}$
- $f_{yd} = 434,78$ MPa

Cuantía longitudinal principal mínima de tracción para evitar la rotura frágil

$$f_{ct,m,fl} = \max\{4,012; 2,8965\} = 4,012 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,m,fl}}{4.8 \cdot f_{yd}} \cdot b \cdot h = 4,133 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuantía longitudinal transversal mínima de tracción para evitar la rotura frágil

$$f_{ct,m,fl} = \max\{4,1275; 2,8965\} = 4,1275 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,m,fl}}{4.8 \cdot f_{yd}} \cdot b \cdot h = 3,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.4.1.2.3. Área longitudinal máxima de tracción o compresión /Art. 9.3.1.1 (1)

Esta cuantía máxima depende de la sección transversal considerada. De este modo:

$$A_{s,max} = A_{s',max} = 0,04 \cdot A_c$$

Cuantía longitudinal principal máxima de tracción o compresión

$$A_{s,max} = A_{s',max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,215 = 8,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuantía longitudinal principal máxima de tracción o compresión

$$A_{s,max} = A_{s',max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,175 = 7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.4.1.2.4. Área longitudinal mínima geométrica de tracción/EHE 42.3.5

La cuantía mínima geométrica está referida a la sección de hormigón considerada. En el caso de losas, dado que se ha usado armadura pasiva de límite elástico 500 MPa, se dispondrá un mínimo de 1,8 por 1000 de la sección de la losa.

Cuantía longitudinal principal mínima geométrica de tracción

$$A_{max} = 0,0018 \cdot A_c = 0,0018 \cdot 1 \cdot 0,215 = 3,87 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ A repartir entre la cara inferior y superior

Cuantía longitudinal transversal mínima geométrica de tracción

$$A_{max} = 0,0018 \cdot A_c = 0,0018 \cdot 1 \cdot 0,175 = 3,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ A repartir entre la cara inferior y superior

6.4.1.4. Armadura a disponer

Tabla 64 Cuantías de armado a disponer en la losa del tablero para el caso longitudinal.

Caso	Curvatura	Arm cara tracción (cm ² /m)						Arm cara compresión (cm ² /m)				Arm máxima	nº redondos Arm inf	Chapa grecada	Nº redondos total arm inf	Arm sup
		Arm cálculo	Arm control fis	Arm rotura frágil	Arm geométrica	Arm a disponer	Arm real	Arm cálculo	Arm control fis	Arm a disponer	Arm real					
L.1	Positiva	15.500	19.460	4.133	3.870	19.460	3.964	14.370	19.460	19.460	3.964	86.000	7	-4	3	9
L.2	Positiva	34.180	19.460	4.133	3.870	34.180	6.963	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.3	Positiva	6.820	12.260	4.133	3.870	12.260	2.498	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.4	Negativa	40.860	18.000	4.133	3.870	40.860	8.324	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.5	Positiva	15.804	19.460	4.133	3.870	19.460	3.964	19.103	19.460	19.460	3.964	86.000	4	-4	0	8
L.6	Positiva	13.370	7.560	4.133	3.870	13.370	2.724	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.7	Positiva	0.000	5.020	4.133	3.870	5.020	1.023	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.8	Negativa	39.080	17.800	4.133	3.870	39.080	7.961	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.9	Positiva	11.730	19.460	4.133	3.870	19.460	3.964	12.720	19.460	19.460	3.964	86.000	4	-4	0	8
L.10	Positiva	18.320	8.300	4.133	3.870	18.320	3.732	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.11	Positiva	0.000	2.620	4.133	3.870	4.133	0.842	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.12	Negativa	37.860	15.660	4.133	3.870	37.860	7.713	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.13	Positiva	11.890	19.460	4.133	3.870	19.460	3.964	16.490	19.460	19.460	3.964	86.000	4	-4	0	8
L.14	Positiva	7.030	9.130	4.133	3.870	9.130	1.860	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.15	Negativa	2.660	4.700	4.133	3.870	4.700	0.957	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				
L.16	Negativa	38.060	16.030	4.133	3.870	38.060	7.754	0.000	0.000	0.000	0.000	86.000				

Tabla 65 Cuantías de armado a disponer en la losa del tablero para el caso transversal.

		Arm cara tracción (cm²/m)						Arm cara compresión (cm²/m)					
Caso	Curvatura	Arm cálculo	Arm control fis	Arm rotura frágil	Arm geométrica	Arm a disponer	Arm real	Arm cálculo	Arm a disponer	Arm real	Arm máxima	nº redondos Arm inf	Arm sup
T.1	Positiva	17.330	15.840	3.460	3.150	17.330	3.530	0.000	0.000	0.000	70.000	6	6
T.2	Positiva	24.700	12.495	3.460	3.150	24.700	5.032	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.3	Negativa	0.000	2.656	3.460	3.150	3.460	0.705	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.4	Negativa	27.760	4.687	3.460	3.150	27.760	5.655	4.500	4.500	0.917	70.000		
T.5	Negativa	13.760	15.840	3.460	3.150	15.840	3.227	1.870	1.870	0.381	70.000	4	6
T.6	Positiva	22.490	15.840	3.460	3.150	22.490	4.582	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.7	Negativa	0.000	3.850	3.460	3.150	3.850	0.784	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.8	Negativa	28.160	4.952	3.460	3.150	28.160	5.737	4.170	4.170	0.850	70.000		
T.9	Negativa	15.590	15.840	3.460	3.150	15.840	3.227	0.000	0.000	0.000	70.000	2	7
T.10	Positiva	9.080	8.141	3.460	3.150	9.080	1.850	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.11	Negativa	6.320	4.703	3.460	3.150	6.320	1.287	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.12	Negativa	33.700	6.212	3.460	3.150	33.700	6.865	6.240	6.240	1.271	70.000		
T.13	Positiva	14.910	15.840	3.460	3.150	15.840	3.227	5.780	5.780	1.177	70.000	4	7
T.14	Positiva	11.000	11.330	3.460	3.150	11.330	2.308	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.15	Negativa	6.650	4.762	3.460	3.150	6.650	1.355	0.000	0.000	0.000	70.000		
T.16	Negativa	33.250	6.272	3.460	3.150	33.250	6.774	5.620	5.620	1.145	70.000		

Aunque en las tablas anteriores se muestra la armadura necesaria en cada caso, habrá que respetar las separaciones máximas.

6.4.1.4.1. Separaciones mínimas y máximas de las barras longitudinales

La separación mínima a cumplir será según lo dispuesto en el apartado 8.2 del Eurocódigo 2:

$$s_{\min} = \max(\Phi; 1,25 \cdot TMA; 20 \text{ mm}) = \max(25; 18,75; 20) = 25 \text{ mm}$$

La separación máxima entre armaduras de flexión en losas, según el apartado 9.3.1.1 (3) del Eurocódigo 2, es de 300 mm. No obstante, dado que las secciones fisuran, la separación máxima por control de fisuración es de 200 mm (tabla 7.3N del Eurocódigo 2). Por tanto, se toma este último valor para cumplir con los estados límite de servicio correspondientes.

6.4.1.5. ELU-Solicitaciones tangenciales

En primer lugar, se calculará cuánto resiste la pieza sin armadura de cortante con el fin de verificar si es necesario disponer de ella o no. Esta comprobación se realizará según lo dispuesto en el artículo 6.2 del Eurocódigo 2.

La resistencia a cortante del elemento sin armadura de cortante se obtiene según la siguiente expresión:

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

- $v = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} > v_{\min}$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$
- $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{s1} : es el área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección considerada.
- b_w : menor anchura de la sección transversal en la zona de tracción.
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$
- N_{Ed} : esfuerzo axial en la sección transversal debido a la carga. Se tomará superior a 0 en caso que la sección se encuentre comprimida.
- A_c : área de la sección transversal de hormigón
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

En las tablas 66 y 67, se verifica que el cortante de diseño que actúa sobre la sección en cada caso (V13 en los casos longitudinales o V23 en los casos transversales), no sobrepasa la resistencia del hormigón sin armadura de cortante ($V_{Rd,c}$). Si se cumple la premisa anterior, no será necesario disponer armadura de cortante.

Tabla 66 Comprobación sobre la necesidad de disponer de armadura de cortante en los casos longitudinales considerados

Caso	d (m)	Arm tracc.	ρ_1	k	$v_{\min}$ (MPa)	σ_{cp} (MPa)	k_1	v (MPa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	V13 (kN)	Arm cort
L.1	0.158	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-4.000	0.15	0.940	53.482	11.45	No
L.2	0.158	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-3.724	0.15	0.940	60.008	15.33	No
L.3	0.158	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-1.111	0.15	0.940	121.726	4.58	No
L.4	0.138	9 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-2.535	0.15	0.940	76.901	46.25	No
L.5	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	-4.000	0.15	0.803	31.910	21.2	No
L.6	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	0.127	0.15	0.803	129.401	11.06	No
L.7	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	1.544	0.15	0.803	162.877	19.76	No
L.8	0.138	8 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-2.486	0.15	0.940	77.926	18.56	No
L.9	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	-4.000	0.15	0.803	31.910	7.77	No
L.10	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	-0.129	0.15	0.803	123.366	14.87	No
L.11	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	2.884	0.15	0.803	194.540	5.16	No
L.12	0.138	8 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-1.954	0.15	0.940	88.889	50.1	No
L.13	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	-4.000	0.15	0.803	31.910	12.78	No
L.14	0.158	4 ϕ 25	0.0125	2	0.542	-0.333	0.15	0.803	118.537	22.62	No
L.15	0.138	8 ϕ 25	0.0200	2	0.542	1.722	0.15	0.940	164.704	11.39	No
L.16	0.138	8 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-2.044	0.15	0.940	87.027	45.61	No

Tabla 67 Comprobación sobre la necesidad de disponer de armadura de cortante en los casos transversales considerados

Caso	d (m)	Arm tracc.	ρ_1	k	$v_{\min}$ (MPa)	σ_{cp} (MPa)	k_1	v (MPa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	V23 (kN)	Arm cortante
T.1	0.133	6 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-2.922	0.150	0.940	66.419	58.25	No
T.2	0.133	6 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-1.877	0.150	0.940	87.188	54.11	No
T.3	0.123	6 ϕ 25	0.0200	2	0.542	2.523	0.150	0.940	161.465	37.2	No
T.4	0.123	6 ϕ 25	0.0200	2	0.542	1.131	0.150	0.940	135.877	37.61	No
T.5	0.123	6 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-3.884	0.150	0.940	43.730	31.51	No
T.6	0.133	4 ϕ 25	0.0148	2	0.542	-3.007	0.150	0.850	52.885	31.51	No
T.7	0.123	6 ϕ 25	0.0200	2	0.542	1.705	0.150	0.940	146.421	27.33	No
T.8	0.123	6 ϕ 25	0.0200	2	0.542	0.949	0.150	0.940	132.542	36.43	No
T.9	0.123	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	-2.944	0.150	0.940	60.996	35.09	No
T.10	0.133	2 ϕ 25	0.0074	2	0.542	-0.550	0.150	0.675	78.478	18.08	No
T.11	0.123	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	1.120	0.150	0.940	135.677	24.95	No
T.12	0.123	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	0.085	0.150	0.940	116.661	83.24	No
T.13	0.133	4 ϕ 25	0.0148	2	0.542	-4.000	0.150	0.850	33.152	31.34	No
T.14	0.133	4 ϕ 25	0.0148	2	0.542	-1.522	0.150	0.850	82.406	17.02	No
T.15	0.123	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	1.080	0.150	0.940	134.936	22.84	No
T.16	0.123	7 ϕ 25	0.0200	2	0.542	0.044	0.150	0.940	115.909	81.93	No

6.4.1.6. Cuadro resumen del armado a disponer en la losa

Tabla 68 Cuadro resumen del armado a disponer en la losa del tablero

	ARMADURA LONGITUDINAL PRINCIPAL		ARMADURA LONGITUDINAL TRANSVERSAL	
	Cara inferior	Cara superior	Cara inferior	Cara superior
SECCIÓN A	φ 25/20	φ 25/12	φ 25/20	φ 25/20
SECCIÓN B	φ 25/20	φ 25/14	φ 25/20	φ 25/20
SECCIÓN C	φ 25/20	φ 25/14	φ 25/20	φ 25/16
SECCIÓN D	φ 25/20	φ 25/14	φ 25/20	φ 25/16

La nomenclatura empleada en la tabla anterior indica, en primer lugar, el diámetro en milímetros y el segundo valor corresponde con la separación en centímetros de las barras longitudinales. Cabe destacar que en algunas zonas se ha dispuesto una cuantía de armadura mayor a la necesaria con tal de cumplir con las separaciones máximas exigidas por el Eurocódigo 2.

6.4.1.7. Longitudes de anclaje y solape

En primer lugar, se define la posición de adherencia de la armadura pasiva según el artículo 8.4.2 del Eurocódigo 2. Tal y como indica dicho apartado, las barras están siempre en posición de adherencia buena. Dado que, el canto de la losa es de 275 mm, mayor de 250 mm, los 25 mm superiores corresponderían a la zona de adherencia mala. No obstante, esta última zona de adherencia mala forma parte del recubrimiento por lo que no afecta a las condiciones de adherencia de las barras, estando todas en zona de adherencia buena.

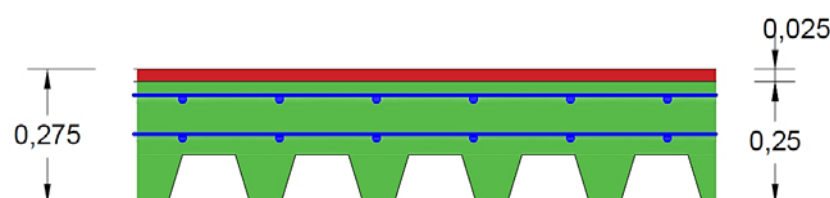


Figura 48 Condiciones de adherencia para las barras de armadura pasiva de la losa. Elaboración propia con AutoCAD.

En la figura anterior, la zona coloreada en verde sería la correspondiente a adherencia buena. Del mismo modo, la coloreada en rojo sería la correspondiente a adherencia mala.

Por tanto, el valor de cálculo de la tensión última de adherencia f_{bd} para barras corrugadas se calculará según adherencia buena:

$$f_{bd, \text{buena adherencia}} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot 30^{2/3}}{1,50} = 3,0413 \text{ MPa}$$

Siendo:

- η_1 : coeficiente relacionado con la calidad de la condición de adherencia y posición de la barra durante el vertido del hormigón. Para condiciones de adherencia buena se toma igual a 1.
- η_2 : para barras con diámetros inferiores a 32 mm, se toma $\eta_2 = 1$.
- f_{ctd} : valor de cálculo de la resistencia del hormigón a tracción.

En general, las barras se anclarán al llegar a los extremos de cada uno de los tramos en que se ha dimensionado la losa, además de los extremos del puente. No obstante, por motivos de transporte, las barras más largas alcanzan los 12 metros, por lo que dentro de cada tramo las barras deberán solaparse hasta completar la longitud del tramo. De este modo, se calculan ambas longitudes.

6.4.1.7.1. Longitudes de anclaje de la armadura pasiva

Todas las barras longitudinales presentan un diámetro de 25 mm. No obstante, la armadura necesaria por cálculo en cada sección es distinta. Dado que sería necesario obtener muchas longitudes de anclaje diferentes, para simplificar y del lado de la seguridad, se tomará la armadura necesaria igual a la dispuesta. En todo caso, la armadura real siempre es superior a la necesaria y esto reduciría la longitud básica de anclaje.

$$l_b = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{25}{4} \cdot \frac{434,78}{3,0413} = 893,5 \text{ mm}$$

$$l_{b, \text{rqd}} = l_b \cdot \frac{A_{s, \text{nec}}}{A_{s, \text{real}}} = 893,5 \text{ mm} > l_{b, \text{mín}} = 250 \text{ mm}$$

$$l_{b, \text{mín}} = \max (10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

Aplicando el decalaje a la armadura longitudinal de tracción, dado que no se ha dispuesto armadura de cortante, se tiene:

$$l_b + d = 893,5 + 157,5 = 1051 \text{ mm} \rightarrow \text{Tomamos } l_b = \mathbf{1100 \text{ mm}}$$

6.4.1.7.2. Longitudes de solape de la armadura pasiva

$$l_0 = \beta \cdot l_{b, \text{rqd}} = 1,5 \cdot 893,5 \cong \mathbf{1350 \text{ mm}} > l_{0, \text{mín}} = 375 \text{ mm}$$

$$l_{0, \text{mín}} = \max (15 \cdot \phi; 200 \text{ mm}) = 375 \text{ mm}$$

La disposición de empalme por solape deberá ser según el punto 3 del artículo 8.7.2 del Eurocódigo 2. Siguiendo estas disposiciones se permite el 100% de barras solapadas a tracción dispuestas en una sola capa.

6.4.1.8. Diámetros de doblado

Según el artículo 8.3 del Eurocódigo 2, para evitar la formación de fisuras en barras de un acero de 500 MPa de límite elástico, los diámetros de doblado de las mismas serán $12 \cdot \phi = 300 \text{ mm}$.

6.4.2. Estados límite de servicio

Se comprobarán los estados límite de servicio de la losa debidos a limitación de tensiones y control de fisuración. Para ello, se utilizará el método de "cálculo directo" descrito en el artículo 7.3.3 del Eurocódigo 2. Se trata de una simplificación para la comprobación del control de fisuración basado en el ambiente en que se encuentra la estructura, la separación entre barras y el diámetro de las mismas. Cabe destacar que para la aplicación del mismo es necesario que la armadura dispuesta cumpla con los mínimos de armadura por control de fisuración del apartado 7.3.2 del Eurocódigo 2, tal y como se ha previsto en el apartado anterior.

Dado que se trata un proyecto básico y, además, la losa va a estar en parte protegida por la chapa grecada y por la capa bituminosa que constituye la calzada, este método se considera suficiente para la verificación de los estados límite de servicio de la losa.

La losa se encuentra en un ambiente XS1, como se ha determinado anteriormente. Por ello, la abertura de fisura se encuentra limitada a 0,2 mm según la tabla 7.1N del anejo nacional del Eurocódigo 2. Con esta abertura de fisura y, dado que se han tomado barras de 25 mm de diámetro, se obtiene una limitación de tensión en el acero de 160 MPa (tabla 7.2N del Eurocódigo 2). Con esta tensión y $w_k = 0,2$ mm, en la tabla 7.3N del Eurocódigo 2, se obtiene una separación máxima entre barras de 200 mm. Esta separación nunca es superada, como se observa en el apartado anterior. Por tanto, no se presentarán fisuras excesivamente abiertas.

6.5. Arco

El arco está sometido, en todo caso, a esfuerzos axiales de compresión con sus respectivos cortantes, torsores y flectores concomitantes. Estos esfuerzos son los que se muestran a continuación:

Tabla 69 Esfuerzos máximos y concomitantes del arco en estado límite último

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)	BARRA
N min	-11157.768	42.084	-10.552	-42.0692	-111.137	-1787.6201	330
Vz min	-11036.689	-1741.951	-13.241	83.084	-151.7187	285.8829	299
Vy min	-8053.05	500.793	-24.682	-147.5949	-222.7027	893.3398	285
T min	-11036.769	760.542	-17.079	-198.0271	-151.7407	285.792	327
Mz min	-8053.234	-1272.988	-11.285	53.0733	-222.7196	893.1436	313
My min	-11150.556	-135.528	-6.291	-37.9501	-99.9171	-1948.7515	302
N max	-2781.902	-268.543	6.287	89.3401	78.9468	2217.9265	228
Vz max	-4981.049	1741.902	19.972	-83.0819	172.2299	738.4025	327
Vy max	-3346.408	-500.746	24.686	147.5789	98.9406	2227.4089	313
T max	-4980.999	-760.569	17.073	198.031	124.636	633.6154	299
Mz max	-4990.675	1732.278	21.491	-81.9702	201.5507	3090.203	327
My max	-4990.625	-750.945	20.571	196.9193	145.1529	3090.4517	299

6.5.1. Estados límite últimos

Según los esfuerzos a los que está sometida la sección del arco, ésta se clasifica como sigue a continuación:

Tabla 70 Clase de la sección a compresión

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Tramos inclinados comprimidos	710/40 = 17,75	26,73	30,78	34,02	Clase 1
Tramos inclinados a flexión	710/40 = 17,75	58,32	67,23	100,44	Clase 1
Tramo vertical comprimido	820/40 = 20,5	26,73	30,78	34,02	Clase 1
Tramo vertical a flexión	820/40 = 20,5	58,32	67,23	100,44	Clase 1
CLASE DE LA SECCIÓN A COMPRESIÓN					Clase 1

Por tanto, para el caso más desfavorable el cual es considerar la sección sometida a compresión pura, no es necesario reducir la sección. Así, el cálculo seccional se llevará a cabo mediante criterios elásticos. Las propiedades mecánicas de la sección son las que se muestran a continuación:

Tabla 71 Propiedades mecánicas de la sección transversal del arco

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN	UNIDADES	VALORES
Área	A (m ²)	0,0908
Momento de inercia alrededor del eje y	I _y (m ⁴)	5,178·10 ⁻³
Momento de inercia alrededor del eje z	I _z (m ⁴)	3,595·10 ⁻³
Módulo plástico alrededor del eje y	W _{pl,y} (m ³)	0,0188
Módulo plástico alrededor del eje z	W _{pl,z} (m ³)	0,0157
Módulo elástico alrededor del eje y	W _{el,y} (m ³)	0,0115
Módulo elástico alrededor del eje z	W _{el,z} (m ³)	8,161·10 ⁻³

Se toma la siguiente sección para introducirla en el programa de cálculo:

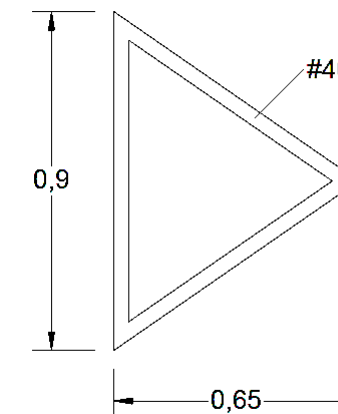


Figura 49 Sección transversal del arco simplificada para su introducción en SAP2000. Elaboración propia con AutoCAD.

En primer lugar, se estudia la posible reducción de la resistencia a axil-flexión debido al cortante y torsor.

Para cortante eje z:

$$A_{vz} = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot (0,82 \cdot 0,04) = 0,03936 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{0,03936 \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{\sqrt{3}}}{1,05} = 7683,05 \text{ kN}$$

Para tener en cuenta los efectos del torsor, dado que se trata de un perfil cerrado de pared delgada, el cálculo del mismo se realizará mediante la fórmula de Bredt. El área encerrada es de 0,0908 m² y el perímetro por la línea media de la sección es de 2,271 m, por tanto, el módulo de torsión será:

$$J = \frac{4 \cdot A^2}{\oint \frac{ds}{e}} = \frac{4 \cdot 0,0908^2}{\frac{2,271}{0,04}} = 5,809 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

La fuerza tangencial transmitida a la sección por el torsor excluyendo los puntos de concentración de tensiones (suponiendo el máximo momento torsor al que estará sometida la pieza para estar del lado de la seguridad, ya que supone la mayor reducción de resistencia a cortante) será:

$$\tau = \frac{M_T}{2 \cdot A \cdot e} = \frac{198,031}{2 \cdot 0,0908 \cdot 0,04} = 27261,98 \text{ kPa} = 27,3 \text{ MPa}$$

Dado que el espesor es constante, esta tensión tangencial se mantendrá constante a través del espesor. Además, esta tensión será paralela a la línea media de la sección.

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y/\sqrt{3}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = \left[1 - \frac{27,3}{\frac{355/\sqrt{3}}{1,05}} \right] \cdot 7683,05 = 6608,52 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 1741,95 + \frac{13,24}{0,361} = 1778,63 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 6608,52 = 3304,26 \text{ kN} \rightarrow \text{No es necesaria la reducción}$$

Para cortante eje y: se realiza del mismo modo. Sin embargo, el caso anterior es más desfavorable. Por tanto, no es necesario comprobar este caso. Además, no existe reducción por cortante y el efecto de éste combinado con la torsión es insignificante.

6.5.1.1. Resistencia interacción axil-flexión

La comprobación a realizar será:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_{y,el}} + \frac{M_z}{W_{z,el}} \leq f_{yd}$$

Para los casos de carga más desfavorables se tienen los siguientes aprovechamientos de la sección:

Tabla 72 Aprovechamientos obtenidos para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables

Combinación	N (kN)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)	σ _{max} (MPa)	Aprovechamiento (%)
Nmin	-11157,77	-1787,62	-111,14	291,95	82
Mymin	-11150,56	-1948,75	-99,92	304,50	86
Mzmin	-8053,234	893,14	-222,72	38,31	11
Nmax	-2781,9	2217,93	78,95	171,9	48
Mymax	-4990,63	3090,45	145,15	231,56	65
Mzmax	-4990,68	3090,2	201,55	238,45	67

Estos aprovechamientos constituyen un resguardo frente el estado límite último de inestabilidad por pandeo, ya que las secciones no están solicitadas al máximo. Además, el arco presenta una sección en cajón, las cuales presentan un buen funcionamiento frente al pandeo por flexión y pandeo lateral.

Cabe destacar que, a nivel de proyecto básico, no se ha tenido en cuenta la inestabilidad por pandeo en el arco. No obstante, en el Proyecto de Construcción sería necesario un análisis del mismo que considerara los efectos de segundo orden para ver si la inestabilidad por pandeo es o no realmente significativa.

6.5.1.2. Comprobación frente a esfuerzos cortantes

Por ser una sección de clase 1, no es propensa a sufrir abolladura, por tanto, la resistencia a cortante es la calculada anteriormente. Se cita la comprobación para el caso más desfavorable que es el cortante de eje z:

$$V_z = 1778,63 \text{ kN} < V_{pl,T,Rd} = 6608,52 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

6.5.2. Estados límite de servicio

Tabla 73 Esfuerzos más desfavorables bajo la combinación característica de acciones

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N min	-8206.065	32.038	-7.031	-27.69543	-73.94772	-1315.59437
Vz min	-8117.079	-1281.246	-8.832	63.01585	-100.87289	219.58029
Vy min	-5909.269	387.079	-16.792	-107.21523	-151.76708	691.23927
T min	-8117.139	579.803	-11.382	-144.55048	-100.88936	219.51251
Mz min	-5909.406	-934.187	-7.674	40.85651	-151.78049	691.09354
My min	-8200.723	-99.85	-4.198	-25.56837	-66.47263	-1434.39674
N max	-2146.115	-207.662	4.161	65.75338	56.30993	1632.26781
Vz max	-3794.622	1281.21	14.208	-63.01429	122.20194	543.16829
Vy max	-2581.402	-387.044	16.795	107.20347	67.13179	1634.09222
T max	-3794.585	-579.822	11.378	144.55336	83.3636	465.5465
Mz max	-3801.752	1274.081	15.221	-62.1908	143.01276	2272.39
My max	-3801.715	-572.694	13.71	143.72987	97.04757	2272.57221

Tabla 74 Esfuerzos más desfavorables bajo la combinación frecuente de acciones

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N min	-5780.258	41.038	-0.08	1.74434	-4.7901	-950.26395
Vz min	-5721.187	-902.613	-0.592	84.01009	-3.40478	276.23715
Vy min	-4268.278	-124.083	-3.525	14.08203	-21.29723	-670.12117
T min	-5721.238	789.048	-0.08	-93.87217	-3.42389	276.15942
Mz min	-4245.39	-666.379	-1.354	58.64867	-42.99614	1018.87191
My min	-5774.923	-76.695	-0.592	-1.90624	-4.78875	-1031.97102
N max	-3108.275	-308.976	-0.131	47.39254	25.47629	1158.73548
Vz max	-5138.736	902.586	6.312	-83.11027	51.4602	392.97064
Vy max	-5138.736	902.586	6.312	-83.11027	51.4602	392.97064
T max	-5119.819	-786.997	0.07	93.87691	1.70233	334.74407
Mz max	-5145.865	895.457	6.312	-82.28678	60.35842	1606.14292
My max	-5126.949	-779.869	0.07	93.05342	1.75538	1606.26944

La comprobación de limitaciones tensionales se realizará según el artículo 41.2 de la EAE, tal y como se ha explicado anteriormente.

Tabla 75 Comprobación de limitación de tensiones del arco según la combinación característica de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	f_y (MPa)	$\tau_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,limite}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,limite}$ (MPa)
N min	213,84	355	2,76	204,96	213,9	355
Vz min	120,85	355	36,99	204,96	136,78	355
Vy min	143,78	355	17,38	204,96	146,9	355
T min	120,85	355	24,90	204,96	128,32	355
Mz min	143,77	355	26,61	204,96	150,98	355
My min	223,20	355	4,34	204,96	223,33	355
N max	172,47	355	9,90	204,96	173,32	355
Vz max	104,00	355	41,15	204,96	126,08	355
Vy max	178,75	355	17,38	204,96	181,27	355
T max	92,49	355	24,9	204,96	102,05	355
Mz max	256,99	355	36,75	204,96	264,76	355
My max	251,38	355	24,67	204,96	254,99	355

Para la combinación frecuente se deberá comprobar que la oscilación máxima de las tensiones anteriores bajo las envolventes pésimas de sobrecargas, no superen 1,5 veces los límites precedentes ($1,5 \cdot f_y = 532,5$ MPa).

Tabla 76 Comprobación de limitación de tensiones del arco según la combinación frecuente de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,frec}$ (MPa)
N min	146,88	1,17	146,9
Vz min	29,48	28,84	58,00
Vy min	107,89	4,14	108,13
T min	29,47	26,65	54,76
Mz min	-36,58	21,06	51,66
My min	-25,55	2,08	25,80
N max	-69,65	11,19	72,3
Vz max	28,73	28,78	57,54
Vy max	28,73	28,78	57,54
T max	27,07	26,60	53,44
Mz max	-90,4	28,54	103,03
My max	-83,43	26,36	95,11

La oscilación máxima entre las tensiones anteriores resulta:

- Para $\sigma_{Ed,ser,frec} = 146,88 - (-90,4) = 237,28$ MPa $\leq 1,5 \cdot f_y = 532,5$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\tau_{Ed,ser,frec} = 28,84 - 1,17 = 27,67$ MPa $\leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3} = 307,44$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\sigma_{co,Ed,ser,frec} = 146,9 - 25,80 = 121,1$ MPa $\leq 1,5 \cdot f_y = 532,5$ MPa $\rightarrow$ Cumple

6.6. Péndolas

Las péndolas del puente son rígidas y están sometidas, en todo caso, a esfuerzos axiles de tracción con sus respectivos cortantes, torsores y flectores concomitantes. Estos esfuerzos son los que se muestran a continuación:

Tabla 77 Esfuerzos máximos y concomitantes de las péndolas rígidas en estado límite último

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)	BARRA
N max	3009.809	124.947	16.445	1.3004	20.4839	-100.2016	360
Vz max	3009.809	124.947	16.445	1.3004	20.4839	-100.2016	360
Vy max	2111.412	-35.641	18.661	2.5413	23.5679	220.2117	357
T max	3009.666	-45.841	16.438	2.7756	20.4887	264.3762	363
Mz max	1746.491	2.099	12.574	0.4657	61.2492	7.3298	354
My max	3009.666	-45.841	16.438	2.7756	20.4887	264.3762	363

6.6.1. Estados límite últimos

Tal y como se ha indicado anteriormente, las péndolas rígidas están, en todo caso, sometidas a esfuerzos axiles de tracción. Además, los esfuerzos flectores son mínimos, ya que los centros de gravedad del arco, péndola y viga longitudinal coinciden. De este modo, las compresiones en las péndolas rígidas serán mínimas. No obstante, para la clasificación de la sección, se tendrá en cuenta el caso más desfavorable el cual considera que las péndolas estén sometidas a compresión pura. Situación que no va a suceder, tal y como vemos en la tabla 76. Por tanto:

Tabla 78 Clase de la sección a compresión

ELEMENTO	c/t	C1 – C2	C2 – C3	C3 – C4	CLASE
Tramos inclinados	335,4/50 = 6,708	26,73	30,78	34,02	Clase 1
Tramo vertical	300/50 = 6	26,73	30,78	34,02	Clase 1
CLASE DE LA SECCIÓN A COMPRESIÓN					Clase 1

Para la situación más desfavorable, la cual no sucede en realidad, la sección es de clase 1. Por tanto, el cálculo será elástico. No se consideran los mínimos ya que no constituyen la situación más desfavorable. Las péndolas siempre están traccionadas. Además, se estudiarán únicamente las péndolas del lado de la acera larga, las cuales soportan mayores esfuerzos.

Las propiedades mecánicas de la sección son:

Tabla 79 Propiedades mecánicas de las péndolas rígidas

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN	UNIDADES	VALORES
Área	A (m ²)	0,0355
Momento de inercia alrededor del eje y	I _y (m ⁴)	1,612·10 ⁻⁴
Momento de inercia alrededor del eje z	I _z (m ⁴)	2,147·10 ⁻⁴
Módulo plástico alrededor del eje y	W _{pl,y} (m ³)	2,03·10 ⁻³
Módulo plástico alrededor del eje z	W _{pl,z} (m ³)	2,377·10 ⁻³
Módulo elástico alrededor del eje y	W _{el,y} (m ³)	1,074·10 ⁻³
Módulo elástico alrededor del eje z	W _{el,z} (m ³)	1,079·10 ⁻³

Se toma la siguiente sección para introducirla en el programa de cálculo:

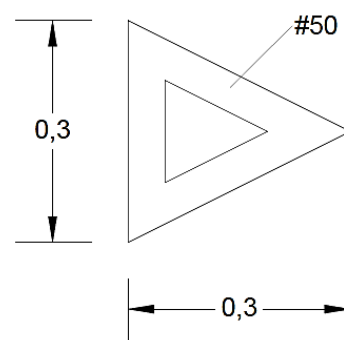


Figura 50 Sección transversal de las péndolas rígidas, simplificada para su introducción en SAP2000. Elaboración propia con AutoCAD.

En primer lugar, se estudia la posible reducción de la resistencia a axil-flexión debido al efecto del cortante y torsor.

Para cortante eje z:

$$A_{vz} = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot (0,3 \cdot 0,05) = 0,018 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{0,018 \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{\sqrt{3}}}{1,05} = 3513,6 \text{ kN}$$

Para tener en cuenta los efectos del torsor, dado que se trata de un perfil cerrado de pared delgada, el cálculo del mismo se realizará mediante la fórmula de Bredt. El área encerrada es de 0,0355 m² y el perímetro por la línea media de la sección es de 0,709 m, por tanto, el módulo de torsión será:

$$J = \frac{4 \cdot A^2}{\oint \frac{ds}{e}} = \frac{4 \cdot 0,0355^2}{\frac{0,709}{0,05}} = 3,555 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

La fuerza tangencial transmitida a la sección por el torsor excluyendo los puntos de concentración de tensiones (suponiendo el máximo momento torsor al que estará sometida la pieza para estar del lado de la seguridad, ya que supone la mayor reducción de resistencia a cortante) será:

$$\tau = \frac{M_T}{2 \cdot A \cdot e} = \frac{2,776}{2 \cdot 0,0355 \cdot 0,05} = 781,97 \text{ kPa} = 0,78 \text{ MPa}$$

Dado que el espesor es constante, esta tensión tangencial se mantendrá constante a través del espesor. Además, esta tensión será paralela a la línea media de la sección.

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = \left[1 - \frac{0,78}{\frac{355/\sqrt{3}}{1,05}} \right] \cdot 3513,6 = 3500 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 124,95 + \frac{1,3}{0,113} = 136,45 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 3500 = 1750 \text{ kN} \rightarrow \text{No es necesaria la reducción}$$

Para cortante eje y: se realiza del mismo modo. Sin embargo, el caso anterior es más desfavorable. Por tanto, no es necesario comprobar este caso. Además, no existe reducción por cortante y el efecto de éste combinado con la torsión es insignificante.

6.6.1.1. Resistencia interacción axil-flexión

La comprobación a realizar será:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_{y,el}} + \frac{M_z}{W_{z,el}} \leq f_{yd}$$

Para los casos de carga más desfavorables tenemos:

Tabla 80 Aprovechamientos obtenidos para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables

Combinación	N (kN)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)	σ _{max} (MPa)	Aprovechamiento (%)
Nmax	3009,81	-100,2	20,48	197,06	56
Mymax	3009,67	264,38	20,49	349,93	98
Mzmax	1746,49	7,33	61,25	112,79	32

6.6.1.2. Comprobación frente a esfuerzos cortantes

Por ser una sección de clase 1, no es propensa a sufrir abolladura, por tanto, la resistencia a cortante es la calculada anteriormente. Se cita la comprobación para el caso más desfavorable que es el cortante de eje z:

$$V_z = 136,45 \text{ kN} < V_{pl,T,Rd} = 3500 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

6.6.2. Estados límite de servicio

Tabla 81 Esfuerzos máximos y concomitantes de las péndolas rígidas con la combinación característica de acciones

	N (kN)	V _z (kN)	V _y (kN)	T (kN·m)	M _z (kN·m)	M _y (kN·m)
N max	2212.556	92.038	11.083	0.79862	13.20366	-76.46
V _z max	2212.556	92.038	11.083	0.79862	13.20366	-76.46
V _y max	1547.902	-27.571	12.255	1.72336	16.03043	161.97988
T max	2212.45	-35.118	11.078	1.97933	13.20728	194.73568
M _z max	1282.629	1.554	8.322	0.34478	40.30083	5.42905
M _y max	2212.45	-35.118	11.078	1.97933	13.20728	194.73568

Tabla 82 Esfuerzos máximos y concomitantes de las péndolas rígidas con la combinación frecuente de acciones

	N (kN)	Vz (kN)	Vy (kN)	T (kN·m)	Mz (kN·m)	My (kN·m)
N max	1542.753	63.983	1.608	-0.66316	-0.21012	-81.32548
Vz max	1542.753	63.983	1.608	-0.66316	-0.21012	-81.32548
Vy max	1097.891	53.696	1.851	0.69625	3.07062	-66.52317
T max	1542.668	-45.153	1.597	0.87105	-4.07548	135.58132
Mz max	1086.251	53.696	1.851	0.69625	7.66862	110.84768
My max	1542.668	-45.153	1.597	0.87105	-4.07548	135.58132

La comprobación de limitaciones tensionales se realizará según el artículo 41.2 de la EAE, tal y como se ha explicado anteriormente.

Tabla 83 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación característica de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	f_y (MPa)	$\tau_{Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,limite}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,caract}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,limite}$ (MPa)
N max	145,75	355	5,51	204,96	146,06	355
Vz max	145,75	355	5,51	204,96	146,06	355
Vy max	209,25	355	2,38	204,96	209,3	355
T max	255,89	355	2,92	204,96	255,94	355
Mz max	78,54	355	0,25	204,96	78,54	355
My max	255,89	355	2,92	204,96	255,94	355

Para la combinación frecuente se deberá comprobar que la oscilación máxima de las tensiones anteriores bajo las envolventes pésimas de sobrecargas, no superen 1,5 veces los límites precedentes ($1,5 \cdot f_y = 532,5$ MPa).

Tabla 84 Comprobación de limitación de tensiones según la combinación frecuente de acciones.

Caso	$\sigma_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\tau_{Ed,ser,frec}$ (MPa)	$\sigma_{co,Ed,ser,frec}$ (MPa)
N max	119,38	3,88	119,57
Vz max	119,38	3,88	119,57
Vy max	95,69	3,33	95,86
T max	173,51	2,94	173,58
Mz max	140,92	3,33	141,04
My max	173,49	2,94	173,58

La oscilación máxima entre las tensiones anteriores resulta:

- Para $\sigma_{Ed,ser,frec} = 173,51 - 95,69 = 77,82$ MPa $\leq 1,5 \cdot f_y = 532,5$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\tau_{Ed,ser,frec} = 3,88 - 2,94 = 0,94$ MPa $\leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3} = 307,44$ MPa $\rightarrow$ Cumple
- Para $\sigma_{co,Ed,ser,frec} = 173,58 - 95,86 = 77,72$ MPa $\leq 1,5 \cdot f_y = 532,5$ MPa $\rightarrow$ Cumple

6.7. Aparatos de apoyo y juntas de dilatación

Para dimensionar los aparatos de apoyo y juntas de dilatación, necesitamos las reacciones, los desplazamientos y los giros en los apoyos de la estructura. Estos datos se obtienen con la modelización del puente en el programa SAP2000. Cabe destacar que, se ha modelizado con aparatos de apoyo ideales. Por tanto, aunque los valores no son reales, son bastante representativos del funcionamiento de la estructura.

Las sobrecargas se han introducido penalizando a uno de los neoprenos. Sin embargo, éstas pueden actuar en cualquiera de los tres neoprenos restantes. Por tanto, tomaremos los valores del neopreno que sea más desfavorable. La máxima fuerza horizontal deberá dividirse entre dos, dado que en los neoprenos de un lado no hay reacción horizontal, pero éstos si la van a absorber.

Para las deformaciones y los giros, se tomará el máximo valor obtenido, sea cual sea el neopreno.

A continuación, se muestran todos los datos necesarios para el dimensionamiento:

Tabla 85 Datos para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo y las juntas de dilatación

Máxima reacción horizontal, Q_{xmax}	679,548/2 = 339,77 kN
Máxima reacción vertical, Q_{zmax}	6870,15 kN
Mínima reacción vertical, Q_{zmin}	1976,971 kN
Máximo giro en el eje y, θ_{ymax}	0.007643 rad
Máximo desplazamiento longitudinal del puente únicamente bajo cargas permanentes	5,33 mm
Máximo desplazamiento longitudinal del puente, u_{xmax}	30,3 mm

6.7.1. Aparatos de apoyo

Se decide emplear aparatos de apoyo de neopreno zunchado de la casa comercial *Mecanogumba* (o similar). Se decide emplear este tipo de neopreno ya que las chapas de acero intercaladas van a coartar la dilatación del caucho.

Se escogen 4 neoprenos (2 por estribo) de dimensiones en planta 700x800 mm, cada uno de los cuales es capaz de resistir hasta 8400 kN. El lado de 700 mm corresponde con el paralelo al eje del tablero. Además, habrá seis capas de elastómero de 15 mm de espesor intercaladas con chapas de acero de 5 mm de espesor ($=130$ mm; $(95-5)/6=15$ mm). Los detalles geométricos del neopreno quedan definidos en el plano nº 11.

La nomenclatura o designación de este tipo de neopreno se realiza siguiendo las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los aparatos elastoméricos para puentes de carretera*. En este caso, se tiene la siguiente:

TIPO A 700x800x6(15 + 5)

Donde:

- TIPO A: los neoprenos tipo A se caracterizan por tener una capa exterior de elastómero de 2,5 mm de espesor y chapas de acero de intercaladas con las capas interiores de elastómero del espesor que correspondan.
- 700x800: dimensión menor x dimensión mayor (en planta, con eje paralelo al tablero).
- 6: número de capas interiores del elastómero.
- 15: espesor de cada capa interior del elastómero.
- 5: espesor de las chapas intercaladas de acero.

Tabla 86 Características que deben presentar los aparatos de apoyo

Resistencia a la tracción mínima	16 MPa
Alargamiento en rotura mínimo	400 %
Deformación remanente por compresión durante 22 horas a 70º	30 %
Dureza Shore	55-65
Resistencia al ozono	Sin grietas
Módulo de elasticidad transversal para cargas de larga duración (G_{∞})	0,8-1,1 MPa
Módulo de elasticidad transversal para cargas instantáneas (G_0)	2 G_{∞}

A continuación, se procede a la comprobación de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado que se han seleccionado.

1. Compresión media máxima

Se debe verificar:

$$\sigma_{\max} = \frac{Q_{z,\max}}{A \cdot B} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2 \cdot G_{\infty} \cdot S$$

Donde σ_{adm} es la tensión admisible, la cual para obras de carretera es de 15 MPa.

$$S = \frac{A \cdot B}{2 \cdot (A + B) \cdot e_1} = \frac{700 \cdot 800}{2 \cdot (700 + 800) \cdot 15} = 12,44 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 2 \cdot 1 \cdot 12,44 = 24,88 \text{ MPa}$$

Teniendo $Q_{z,\max} = 6870,15 \text{ kN}$, se obtiene una $\sigma_{\max} = 12,27 \text{ MPa}$. Por tanto:

$$\sigma_{\max} = 12,27 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = 12,27 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 24,88 \text{ MPa}$$

2. Seguridad frente a deslizamiento

La comprobación a realizar es la siguiente:

$$\sigma_{\min} = \frac{Q_{z\min}}{A \cdot B} = \frac{1976,97 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,8} = 3,53 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}$$

Por tanto, no sería necesario el anclaje del aparato de apoyo. Además, es necesario verificar que las reacciones horizontales máximas no producen deslizamientos. Para ello se deberá cumplir:

$$Q_x = 339,77 \text{ kN} \leq \mu \cdot Q_z = \left(0,1 + \frac{0,6}{3,53}\right) \cdot 1976,98 = 533,73 \text{ kN}$$

$$Q_y = 244,067 \text{ kN} \leq \mu \cdot Q_z = \left(0,1 + \frac{0,6}{8,28}\right) \cdot 4638,62 = 800 \text{ kN}$$

Siendo Q_z la reacción vertical concomitante y μ el coeficiente de rozamiento en la interfaz hormigón-elastómero:

$$\mu = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma}$$

Por tanto, se verifica la seguridad frente a deslizamiento del aparato de apoyo.

3. Distorsión máxima admisible

Se debe verificar:

$$\tan \gamma_{\infty} = \frac{u_{\infty}}{e_N} = \frac{5,33}{130} = 0,041 \leq 0,5$$

$$\tan \gamma = \frac{u}{e_N} = \frac{30,3}{130} = 0,233 \leq 0,7$$

Donde:

- u_{∞} : es la deformación longitudinal máxima debida a cargas permanentes.
- u : es la deformación longitudinal máxima debida a la combinación de acciones en estado límite de uso más desfavorable.
- e_N : es el espesor del elastómero. En este caso es de 130 mm.

4. Rotación máxima admisible

Se ha de verificar:

$$\theta_y = 0,007643 \text{ rad} \leq 3 \cdot n \cdot \left(\frac{e_1}{A}\right)^2 = 3 \cdot 6 \cdot \left(\frac{0,015}{0,7}\right)^2 = 0,00827 \text{ rad} \rightarrow \text{cumple}$$

5. Estabilidad en el aparato de apoyo

Para asegurar la estabilidad en el apoyo, se deberá cumplir:

$$\frac{A}{10} = 0,07 \text{ m} \leq 0,13 \text{ m} \leq \frac{A}{5} = 0,14 \text{ m} \rightarrow \text{cumple}$$

6. Espesor de las chapas de acero

Se ha escogido un espesor de chapa de 5 mm de acero dulce A-37. Para un espesor mayor a 3 mm, se tiene un límite elástico del acero de los zunchos de $\sigma_u = 240 \text{ MPa}$. Por tanto, se debe verificar:

$$e_s = 5 \text{ mm} \geq \frac{A}{S} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_u} = \frac{0,7 \cdot 0,8 \cdot 12,27}{0,01244 \cdot 240} = 2,3 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

7. Limitación de tensión tangencial

Se ha de verificar:

$$\tau_{N\varepsilon} + \tau_{N\gamma} + \tau_{N\theta} \leq 5 \cdot G_{\infty}$$

Siendo:

$$\text{Tensión tangencial debida al aplastamiento: } \tau_{N\varepsilon} = 1,5 \cdot \frac{\sigma}{S} = 1,5 \cdot \frac{12,27}{12,44} = 1,48 \text{ MPa} \leq 3 \cdot G_{\infty} = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensión tangencial debida a la distorsión angular: } \tau_{N\gamma} = \frac{Q_y^{\infty} + Q_y^0}{A \cdot B} = \frac{339,7 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,8} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensión tangencial debida al giro: } \tau_{N\theta} = \frac{G_{\infty}}{2} \cdot \left(\frac{A}{e_1}\right)^2 \cdot \theta_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0,7}{0,015}\right)^2 \cdot \frac{0,007643}{6} = 1,39 \text{ MPa}$$

Donde:

- $\theta_1 = \theta_v/n$
 - Q_y^{∞} : máxima fuerza horizontal debida a cargas permanentes.
 - Q_y^0 : máxima fuerza horizontal considerando la combinación de acciones más desfavorable.
- $$\tau_{N\varepsilon} + \tau_{N\gamma} + \tau_{N\theta} = 1,48 + 0,61 + 1,39 = 3,48 \text{ MPa} \leq 5 \cdot G_{\infty} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

6.7.2. Juntas de dilatación

Se han proyectado dos juntas de dilatación situadas en los extremos del puente, es decir, una por cada estribo. Se escoge la junta de dilatación de elastómero reforzado de la firma comercial Trelleborg (o similar) del modelo tipo Transflex 250.

Esta junta tiene un recorrido máximo de 65 mm ($\mp 33 \text{ mm}$). La deformación máxima con la combinación de acciones más desfavorable en estado límite último es de 30,3 mm. Por tanto, esta junta es capaz de absorber esa deformación horizontal.

Tabla 87 Características del elastómero. Tabla tomada del catálogo Trelleborg.

	Valor	Unidades
Dureza de indentación	62 ± 5	Shore A
Carga de rotura	>160	kg/cm ²
Alargamiento a rotura	>425	%
Adherencia caucho-acero	>11,8	N/mm
Resistencia a baja temperatura	-30	°C
Resistencia al ozono	Sin grietas	-
Deformación remanente	35	%def. máxima
Envejecimiento térmico	5	Shore A
	-15	% Inc. Carga
	-25	% Inc. Alargamiento



Figura 51 Detalle de la junta modelo transflex 250. Fuente: Catálogo de Trelleborg de juntas de dilatación.

7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA

7.1. Comprobación de flechas y gálibos

Según el artículo 7.1.1 de la IAP-11 se deberá verificar que la flecha máxima vertical bajo el valor frecuente de la sobrecarga de uso en puentes con zonas peatonales sea inferior a:

$$L/1200 \text{ en puentes con zonas peatonales}$$

La luz del puente es de 42 metros (entre ejes de apoyo), por tanto, la flecha máxima admitida por la actuación de la sobrecarga de uso será de 3,5 cm.

Bajo el valor frecuente de la sobrecarga de uso se tiene:

$$\delta_{SC \text{ valor frecuente}} = -17,69 \text{ mm} \leq 35 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

Bajo peso propio y carga muerta, la deformación máxima vertical se produce en centro luz en los nudos 55 y 775, pertenecientes al cuchillo de centro-luz del voladizo más largo y a la losa de hormigón armado respectivamente (ambos nudos se sitúan en la misma coordenada x e y y están conectados) y tiene un valor de:

$$\delta_{v,max} = \delta_{\text{peso propio}} + \delta_{\text{carga muerta}} = -32,145 + (-15,67) = -47,82 \text{ mm}$$

7.2. Contraflechas

La última flecha debido a las cargas permanentes se compensará con una contraflecha de ejecución. Para ello se estudiará cada elemento por separado (arcos, vigas longitudinales y vigas transversales) y se les aplicará una contraflecha de valor positivo e igual a la deformación vertical que van a sufrir. De este modo, cuando el puente tenga la deformación vertical quedará en la posición proyectada, ajustándose al máximo a la rasante teórica del proyecto.

Debido a la baja deformación en horizontal, no será necesaria la ejecución de contraflechas horizontales.

7.3. Vibraciones

Según el apartado 7.2.1 relativo a vibraciones en puentes con zonas peatonales, se considera verificado el estado límite de servicio de vibraciones ya que se cumple con el criterio de limitación de flechas verticales establecido en el apartado 7.1.1 de la IAP-11.

8. REFERENCIAS

8.1. Normativa

- España. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras (2012). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*. Madrid.
- España. Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, en el que se aprueba la *Instrucción de Acero Estructural* (EAE). BOE, 23 de junio de 2011, núm. 149, p. 67148-67846.
- AENOR (2013). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. UNE-EN 1992-1-1:2013. Madrid: AENOR.
- España. Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, en el que se aprueba la *Instrucción de Hormigón Estructural* (EHE-08). BOE, 22 de agosto de 2008, núm. 203, p. 35176-35718.
- España. Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo, en el que se aprueba la *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes* (NCSP-07). BOE, 2 de junio de 2007, núm. 132, p. 24045-24133.

8.2. Catálogos

TATA STEEL. Catálogo de la chapa grecada:

< https://www.tatasteelconstruction.com/en_GB/Products/structural-buildings-and-bridges/Composite-floor-deck/Comflor%C2%AE-100#tab-0 > [Última consulta: 28 de mayo de 2016].

MECANOGUMBA. Catálogo de apoyos elastoméricos:

< <http://www.mecanogumba.com/wp-content/uploads/2015/07/MG-Apoyos-Elastomericos.pdf> > [Última consulta: 28 de mayo de 2016].

TRELLEBORG. Catálogo de juntas de dilatación para puentes:

< http://www.trelleborg.com/upload/PDFs/Products/Transflex/Transflex_Bridge_Expansion_Joints_esp.pdf > [Última consulta: 28 de mayo de 2016].